

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**PROPUESTA DE MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL A  
VIVIENDAS DE ADOBE TRADICIONAL CON  
VERIFICACIÓN ANALÍTICA EN MODELACIONES  
MATEMÁTICAS**

PRESENTADO:

**JOSUÉ DANIEL GARCÍA GÓMEZ**

**KEVIN ANTONIO MERINO GONZÁLEZ**

**MELVIN SANTIAGO SANDOVAL LEMUS**

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

CIUDAD UNIVERSITARIA, JUNIO 2021

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

RECTOR :

**MSC. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO**

SECRETARIO GENERAL:

**ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

DECANO :

**PhD. EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA**

SECRETARIO :

**ING. JULIO ALBERTO PORTILLO**

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

DIRECTOR :

**ING. ANÍBAL RODOLFO ORTIZ**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

**INGENIERO CIVIL**

Título :

**PROPUESTA DE MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL A  
VIVIENDAS DE ADOBE TRADICIONAL CON  
VERIFICACIÓN ANALÍTICA EN MODELACIONES  
MATEMÁTICAS**

Presentado por :

**JOSUÉ DANIEL GARCÍA GÓMEZ**

**KEVIN ANTONIO MERINO GONZÁLEZ**

**MELVIN SANTIAGO SANDOVAL LEMUS**

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

**MSc. ING. NICOLÁS ELÍAS GUEVARA MORALES**

San Salvador, junio de 2021

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

**MSc. ING. NICOLÁS ELÍAS GUEVARA MORALES**

## AGRADECIMIENTOS

Gracias a DIOS TODOPODEROSO que nos ha permitido llegar a este momento tan importante de nuestras vidas y ayudarnos concluir con nuestras metas de estudio y logro porque sin Él nada de esto sería posible, nos ha brindado no solamente de sabiduría y fortaleza sino también de su amor, sus cuidados, su paciencia y su compañía durante todos estos años para aprender de todos nuestros éxitos y de nuestros errores, dándonos el valor para avanzar sin importar la cantidad de adversidades y lo difícil de nuestro camino y que gracias a él estamos culminando con éxito hoy, por darnos salud, por rodearnos de personas que han sido de mucho beneficio a nuestras vidas como nuestras hermosas familias, nuestros seres queridos, y amigos a los que con gusto hemos conocido y se han ganado todo nuestro respeto y cariño.

A nuestra Alma Mater: Universidad de El Salvador, por darnos la oportunidad de capacitarnos y por proveernos del conocimiento necesario y así capacitarnos como profesionales y poder colaborar para el desarrollo y avance de nuestro país y sociedad.

A cada uno de los catedráticos, en especial a nuestro docente asesor Nicolás Guevara, docentes profesionales de la Escuela de Ingeniería Civil y demás escuelas por su tiempo, su interés, consejos y enseñanzas para formar parte importante de nuestra formación académica

A nuestras familias, amigos y compañeros de trabajo por su apoyo, y compañía, no solo en momentos difíciles sino también momentos felices y de éxito, amigos a los que consideramos como parte de nuestra gran familia.

## DEDICATORIA

**A Dios**, por darme todo lo necesario en salir triunfante en este proyecto, en brindarme fortaleza y sabiduría para culminar con éxito mi estudio y formación profesional; por guiarme por este camino que decidí emprender hace ya varios años que por muy difícil que ha sido, hoy en día agradezco porque sin Él nada de esto sería una realidad, por la bendición de poder seguir cumpliendo mis metas y sueños con éxito al lado De mis seres amados, por los amigos y compañeros que cruzó en mi camino y que ahora forman parte de este importante fragmento de mi vida, gracias a Dios por su buena voluntad y amor que me ayudó a concluir con éxitos mis metas, mis sueños y mi carrera universitaria.

**A mis padres**, Noé García y Reina Gómez de García, por creer siempre en mí y brindarme todo su apoyo, amor incondicional en todo momento y la confianza en este gran reto que comenzamos hace un par de años. Este logro también es de ellos.

**A mis hermanos**, Roberto Gómez y Lourdes Gómez, quienes han sido un gran apoyo para seguir adelante y no rendirme en ningún momento.

**A mis amigos de universidad**, Jonathan Santos, Evelio Santamaria, Noel Hidalgo, Andrés Isassi con los cuales pasé muchas horas de estudio y compartí muchísimas alegrías y desvelos.

**A mis compañeros de tesis**, Kevin Merino y Santiago Sandoval por haber logrado nuestro gran objetivo con mucha perseverancia, gracias por todo su apoyo, paciencia y el gran conocimiento que trasladaron hacia mí, hicieron de esta experiencia una de las más especiales.

*Josué García*

## DEDICATORIA

**A mis padres**, Santos González y Ernesto Merino, por ser los principales promotores de mis sueños, gracias a ellos por los valores, consejos, por confiar, creer y anhelar siempre lo mejor para mi vida.

**A mi hermano**, Carlos Merino, por apoyarme durante toda mi carrera, así como compartir muchos momentos alegres y tristes en esta etapa.

**A Jacqueline Reina**, mi mejor amiga y compañera de futuros proyectos, quien enseñó a no darme por vencido y con quien he compartido muchas experiencias, alegrías y aventuras; por brindarme su apoyo, siempre creer en mí y por hacer esta etapa una de las mejores.

**A mis amigos de universidad**, Jonathan Santos, Evelio Santamaria y Noel Hidalgo, con los cuales pasé muchas horas de estudio y compartí muchísimas alegrías y desvelos.

**A mis compañeros de tesis**, Josué García y Santiago Sandoval por haber logrado nuestro gran objetivo con mucha perseverancia, gracias por su apoyo y conocimientos hicieron de esta experiencia una de las más especiales.

*Kevin Merino*

## DEDICATORIA

**A mis padres**, Blanca Aracely Lemus y Santiago Edilberto Sandoval por apoyarme y animarme cuando tomé esta decisión y durante todos estos años que se prolongó este gran reto, siempre estaré agradecido con ustedes, este gran logro en mi vida no habría sido posible sin ustedes.

**A mis hermanos**, José Edilberto, Javier Antonio y Diana Guadalupe quienes han sido fuente de inspiración y apoyo para no darme por vencido hasta culminar este sueño.

**A mis compañeros de tesis**, Josué García y Kevin Merino con quienes viví muchas experiencias durante los años de estudio y elaboración de este trabajo de graduación, esto tampoco habría sido posible sin ustedes.

**A mis demás compañeros de universidad** con quienes también viví divertidos momentos, gracias por su enorme apoyo.

*Santiago Sandoval*

## INTRODUCCIÓN

Al llevar a cabo la investigación planteada, debemos identificar, la estructura de lo que será el estudio de los diversos elementos y variables que se presentan en nuestro planteamiento del problema. Es por esto, que antes de iniciar con esta investigación, se debe presentar los antecedentes que se anteponen a la temática que se quiere desarrollar, para tener una clara idea de lo que se ha realizado anteriormente y así fijar un punto de partida; también, se establecen los objetivos a alcanzar al finalizar la investigación, siempre teniendo en cuenta las limitaciones que tendremos para que los objetivos sean reales según los alcances con los que se cuentan. Es de vital importancia estructurar la propuesta del contenido temático para tener en consideración los elementos que necesitaremos para alcanzar el objetivo principal, el cual es Proponer una mejora estructural al sistema constructivo de viviendas de adobe tradicional con verificación analítica por medio de un programa de análisis y diseño estructural. Así, se propone la metodología a seguir para poder realizar la investigación con éxito, también se plantea el cronograma a seguir y los recursos a utilizar para lograr la investigación en el tiempo y con los fondos económicos necesarios y previstos, evitando gastos innecesarios, ya sea en tiempo o en recursos económicos.

## ÍNDICE

|  |           |
|--|-----------|
| <b>AGRADECIMIENTOS .....</b>   | <b>V</b>  |
| <b>INTRODUCCIÓN .....</b>  | <b>IX</b> |
| <b>CAPITULO 1: GENERALIDADES.....</b>  | <b>1</b>  |
| 1.1 INTRODUCCIÓN .....   | 1         |
| 1.2 ANTECEDENTES .....   | 3         |
| 1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....   | 7         |
| 1.4 OBJETIVOS .....  | 9         |
| 1.4.1 OBJETIVO GENERAL.....  | 9         |
| 1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....   | 9         |
| 1.5 ALCANCES.....  | 10        |
| 1.6 LIMITACIONES .....   | 11        |
| 1.7 JUSTIFICACIÓN .....  | 12        |
| <b>CAPITULO 2: MARCO TEÓRICO .....</b>                                       | <b>14</b> |
| 2.1 SISTEMA DE ADOBE TRADICIONAL .....                                       | 14        |
| 2.1.1 <i>EI ADOBE COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN</i> .....                    | 15        |
| 2.1.2 <i>COMPOSICIÓN DEL ADOBE</i> .....                                     | 19        |
| 2.1.3 <i>PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ADOBE</i> .....                           | 21        |
| 2.1.3.1 RESISTENCIA A COMPRESIÓN.....  | 22        |
| 2.1.3.2 EL MODULO ELÁSTICO (Em) .....  | 23        |
| 2.1.3.3 RESISTENCIA A COMPRESIÓN DIAGONAL .....                              | 24        |
| 2.1.3.4 EL MÓDULO DE RIGIDEZ POR CORTE (S).....                              | 26        |
| 2.2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA .....                   | 27        |
| 2.2.1 <i>CARGA AXIAL</i> .....   | 28        |
| 2.2.2 <i>CARGA LATERAL (EN EL PLANO)</i> .....                               | 28        |
| 2.2.3 <i>CARGA PERPENDICULAR (FUERA DEL PLANO)</i> .....                     | 28        |
| 2.2.4 <i>MODOS DE FALLA DEL ADOBE TRADICIONAL BAJO CARGAS SÍSMICAS</i> ..... | 29        |
| 2.2.4.1 FALLAS POR TENSIÓN.....  | 30        |
| 2.2.4.2 FALLAS POR VOLTEO .....  | 31        |
| 2.2.4.3 FALLAS POR CORTE.....  | 31        |
| 2.2.4.4 FALLAS POR FLEXIÓN.....  | 32        |
| 2.2.4.5 DAÑOS POR COMBINACIÓN DE EFECTOS.....                                | 32        |
| 2.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DE UN MODELO MATEMÁTICO .....                        | 33        |

|   |  |           |
|---|--|-----------|
| 2.3.1   | <i>MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS</i> .....   | 34        |
| 2.4   | INVESTIGACIONES PREVIAS SOBRE VIVIENDAS DE ADOBE TRADICIONAL .....                   | 37        |
| <b>CAPITULO 3: MODELACIÓN MATEMÁTICA</b> .....  |  | <b>42</b> |
| 3.1   | DEFINICIÓN DE PROPUESTA DE MEJORA ESTRUCTURAL A VIVIENDAS DE ADOBE TRADICIONAL ..... | 42        |
| 3.2   | CONFIGURACIÓN DE LOS MODELOS.....  | 45        |
| 3.2.1   | <i>DEFINICIÓN DE MATERIALES</i> .....  | 45        |
| 3.2.2   | <i>DEFINICIÓN DE SECCIONES</i> .....   | 52        |
| 3.2.3   | <i>DEFINICIÓN DE CASOS DE CARGA</i> .....  | 54        |
| 3.2.3.1   | CARGA VIVA.....  | 55        |
| 3.2.3.2   | CARGA MUERTA .....   | 55        |
| 3.2.3.3   | BAJADO DE CARGAS DE TECHO .....  | 56        |
| 3.2.3.4   | PESO SÍSMICO .....   | 58        |
| 3.2.3.5   | CARGA SÍSMICA.....   | 58        |
| 3.2.3.6   | COMBINACIONES DE CARGA.....  | 61        |
| 3.3   | MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA .....  | 62        |
| 3.4   | ACCIONES INTERNAS.....   | 65        |
| <b>CAPITULO 4: ANÁLISIS DE RESULTADOS</b> ..... |  | <b>67</b> |
| 4.1   | RESULTADOS OBTENIDOS EN MODELACIÓN MATEMÁTICA .....                                  | 67        |
| 4.1.1   | <i>ESFUERZOS DE TENSIÓN</i> .....  | 67        |
| 4.1.1.1   | MODELO I.....  | 68        |
| 4.1.1.2   | MODELO II.....   | 70        |
| 4.1.1.3   | MODELO III .....   | 72        |
| 4.1.2   | <i>ESFUERZOS DE CORTE</i> .....  | 74        |
| 4.1.2.1   | MODELO I.....  | 74        |
| 4.1.2.2   | MODELO II.....   | 76        |
| 4.1.2.3   | MODELO III .....   | 77        |
| 4.1.3   | <i>ESFUERZOS DE COMPRESIÓN</i> .....   | 78        |
| 4.1.3.1   | MODELO I.....  | 78        |
| 4.1.3.2   | MODELO II.....   | 79        |
| 4.1.3.3   | MODELO III .....   | 80        |
| 4.2   | TABLAS RESUMEN .....   | 80        |
| 4.2.1   | <i>Esfuerzos S11 (kg/cm<sup>2</sup>)</i> .....                                       | 81        |
| 4.2.2   | <i>Esfuerzos S22 (kg/cm<sup>2</sup>)</i> .....                                       | 83        |
| 4.2.3   | <i>Esfuerzos S12 (kg/cm<sup>2</sup>)</i> .....                                       | 84        |

|         |   |            |
|---------|---|------------|
| 4.3     | COMPARACIÓN ENTRE COEFICIENTES SÍSMICOS .....   | 85         |
| 4.3.1   | COEFICIENTES SÍSMICOS OBTENIDOS EN LA MODELACIÓN.....                                   | 85         |
| 4.3.2   | COEFICIENTES SÍSMICOS OBTENIDOS EN EL PROYECTO TAISHIN.....                             | 87         |
| 4.3.3   | COEFICIENTES SÍSMICOS DE NORMATIVA SALVADOREÑA.....                                     | 88         |
| 4.3.4   | COEFICIENTES SÍSMICOS DE NORMATIVAS INTERNACIONALES .....                               | 90         |
| 4.3.5   | COMPARACIÓN.....  | 91         |
| 4.4     | REVISIÓN DE ACERO DE REFUERZO EN SOLERA DE CORONAMIENTO Y<br>ELEMENTOS CONFINANTES..... | 93         |
| 4.4.1   | MODELO II.....  | 94         |
| 4.4.1.1 | ACERO LONGITUDINAL.....   | 94         |
| 4.4.1.2 | ACERO TRANSVERSAL.....  | 96         |
| 4.4.2   | MODELO III.....   | 97         |
| 4.4.3   | ACERO LONGITUDINAL .....  | 98         |
| 4.4.3.1 | ACERO TRANSVERSAL.....  | 101        |
|         | <b>CAPITULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>                                 | <b>105</b> |
| 5.1     | CONCLUSIONES .....  | 105        |
| 5.2     | RECOMENDACIONES .....   | 108        |
|         | <b>ANEXOS.....</b>  | <b>110</b> |
|         | <b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>   | <b>126</b> |

## ÍNDICE DE FIGURAS

|   |    |
|---|----|
| FIGURA 2.1-1 (A) VIVIENDA DE ADOBE TRADICIONAL, (B) ADOBES FABRICADOS .....   | 14 |
| FIGURA 2.1-2 DISTRIBUCIÓN MUNDIAL DE ARQUITECTURA DE ADOBE.....   | 17 |
| FIGURA 2.1-3 DISTRIBUCIÓN MUNDIAL DE RIESGO SÍSMICO MODERADO Y ALTO .....   | 17 |
| FIGURA 2.1-4 (A) BLOQUES DE ADOBE EN PROCESO DE SECADO, (B) MOLDEADO DE ADOBES .....  | 18 |
| FIGURA 2.1-5 PARTES QUE COMPONEN UN BLOQUE DE ADOBE .....   | 19 |
| FIGURA 2.1-6 PRUEBA EMPÍRICA PARA DETERMINAR CALIDAD DEL SUELO A UTILIZAR.....  | 21 |
| FIGURA 2.1-7 PRISMA PARA ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE .....  | 22 |
| FIGURA 2.1-8 MÓDULO DE ELASTICIDAD A COMPRESIÓN.....  | 23 |
| FIGURA 2.1-9 PRISMA Y MONTAJE DE INSTRUMENTOS PARA ENSAYO DE COMPRESIÓN DIAGONAL .....  | 25 |
| FIGURA 2.1-10 OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ A CORTANTE .....  | 26 |
| FIGURA 2.2-1 CARGAS A LAS QUE ESTÁ EXPUESTA UNA PARED .....   | 27 |
| FIGURA 2.2-2 REPRESENTACIÓN DE CARGAS FUERA DEL PLANO EN UNA PARED.....   | 28 |
| FIGURA 2.2-3 DAÑOS COMUNES EN VIVIENDAS DE ADOBE TRADICIONAL.....   | 29 |
| FIGURA 2.2-4 FALLA TÍPICA POR TRACCIÓN.....   | 30 |
| FIGURA 2.2-5 FALLAS POR VOLTEO .....  | 31 |
| FIGURA 2.2-6 . FALLA TÍPICA POR CORTE .....   | 31 |
| FIGURA 2.2-7 FALLA TÍPICA POR FLEXIÓN.....  | 32 |
| FIGURA 2.3-1 ESQUEMA DE DISCRETIZACIÓN.....   | 35 |
| FIGURA 2.4-1 COLOCACIÓN DE REFUERZO EN VIVIENDA DE ADOBE MEJORADO.....  | 38 |
| FIGURA 2.4-2 (A) MODELO DE VIVIENDA TRADICIONAL, (B) MODELO DE VIVIENDA MEJORADA .....  | 38 |
| FIGURA 2.4-3 CONCEPTO BÁSICO DE MESA INCLINABLE .....   | 39 |
| FIGURA 2.4-4 COLAPSO DE PARED FRONTAL DE MODELO DE ADOBE TRADICIONAL .....  | 40 |
| FIGURA 2.4-5 COLAPSO DE PARED POSTERIOR DE MODELO DE ADOBE TRADICIONAL .....  | 41 |
| FIGURA 3.1-1 (A) VISTA EN PLANTA DE MODELOS, (B) PARED FRONTAL (PF) .....   | 43 |
| FIGURA 3.1-2 (A) PARED POSTERIOR (PP), (B) PAREDES LATERALES .....  | 44 |
| FIGURA 3.2-1 COLAPSO DE PARED FRONTAL DE VIVIENDA TRADICIONAL DURANTE ENSAYO EN MESA<br>INCLINABLE PROYECTO TAISHIN-FASE I..... | 46 |
| FIGURA 3.2-2 CAÍDA DE PARED POSTERIOR EN ENSAYO DE MESA INCLINABLE .....  | 47 |
| FIGURA 3.2-3 DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO.....  | 50 |
| FIGURA 3.2-4 DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL ADOBE .....  | 50 |
| FIGURA 3.2-5 DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL ACERO DE REFUERZO .....  | 51 |
| FIGURA 3.2-6 DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL MURO.....  | 52 |
| FIGURA 3.2-7 DIMENSIONAMIENTO DE LA SOLERA DE CORONAMIENTO .....  | 53 |

|   |    |
|---|----|
| FIGURA 3.2-8 DIMENSIONAMIENTO ELEMENTO CONFINANTE HORIZONTAL.....   | 53 |
| FIGURA 3.2-9 DIMENSIONAMIENTO ELEMENTO CONFINANTE VERTICAL.....   | 54 |
| FIGURA 3.2-10 DEFINICIÓN DE LOS CASOS DE CARGA .....  | 54 |
| FIGURA 3.2-11 ESQUEMA DE TECHO APLICADO A LA VIVIENDA.....  | 55 |
| FIGURA 3.2-12 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN POLINES .....   | 56 |
| FIGURA 3.2-13 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS DE TECHO EN POLÍN PRINCIPAL .....  | 57 |
| FIGURA 3.2-14 DEFINICIÓN DEL PESO SÍSMICO.....  | 58 |
| FIGURA 3.2-15 DEFINICIÓN DE CARGA SÍSMICA.....  | 60 |
| FIGURA 3.2-16 DEFINICIÓN DE LAS COMBINACIONES DE CARGA .....  | 61 |
| FIGURA 3.3-1 VISTA TRIDIMENSIONAL DEL MODELO I - ADOBE TRADICIONAL .....  | 62 |
| FIGURA 3.3-2 VISTA 3D SOLERA DE CORONAMIENTO .....  | 63 |
| FIGURA 3.3-3 VISTA 3D MODELO II - ADOBE TRADICIONAL + SOLERA DE CORONAMIENTO .....  | 63 |
| FIGURA 3.3-4 VISTA 3D MODELO III - ADOBE TRADICIONAL + SOLERA DE CORONAMIENTO +<br>ELEMENTOS CONFINANTES EN ABERTURAS ..... | 64 |
| FIGURA 3.3-5 VISTA 3D, SOLERA DE CORONAMIENTO + ELEMENTOS CONFINANTES.....  | 64 |
| FIGURA 3.4-1 ESQUEMA DE ACCIONES INTERNAS EN UN ELEMENTO ÁREA.....  | 65 |
| FIGURA 3.4-2 DEFINICIÓN DE LOS EJES LOCALES EN LOS ELEMENTOS ÁREA .....   | 66 |
| FIGURA 3.4-3 ACCIONES INTERNAS EN LOS EJES LOCALES DE LOS ELEMENTOS ÁREA .....  | 66 |
| FIGURA 4.1-1 ENSAYO MESA INCLINABLE PROYECTO TAISHIN – PARED FRONTAL.....   | 67 |
| FIGURA 4.1-2 ENSAYO MESA INCLINABLE PROYECTO TAISHIN - PARED POSTERIOR .....  | 68 |
| FIGURA 4.1-3 DIAGRAMA DE ESFUERZOS - PARED POSTERIOR - TENSIÓN POR FLEXIÓN.....   | 68 |
| FIGURA 4.1-4 PARED LATERAL VIVIENDA DE ADOBE TRADICIONAL - DIAGRAMA DE ESFUERZO.....  | 69 |
| FIGURA 4.1-5 DIAGRAMA DE ESFUERZOS - PARED FRONTAL - TENSIÓN POR FLEXIÓN .....  | 71 |
| FIGURA 4.1-6 PARED LATERAL VIVIENDA DE ADOBE TRADICIONAL - DIAGRAMA DE ESFUERZO.....  | 72 |
| FIGURA 4.1-7 DIAGRAMA DE ESFUERZOS - PARED FRONTAL - MODELO III .....   | 73 |
| FIGURA 4.1-8 PARED LATERAL MODELO III - DIAGRAMA DE ESFUERZOS .....   | 74 |
| FIGURA 4.1-9 DIAGRAMA DE ESFUERZO - PARED FRONTAL – CORTE – MODELO I.....   | 75 |
| FIGURA 4.1-10 DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE - PARED POSTERIOR – MODELO I.....   | 75 |
| FIGURA 4.1-11 DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE - PARED FRONTAL – MODELO II .....   | 76 |
| FIGURA 4.1-12 DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE - PARED POSTERIOR – MODELO II .....   | 76 |
| FIGURA 4.1-13 DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE - PARED FRONTAL – MODELO III .....  | 77 |
| FIGURA 4.1-14 DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE - PARED POSTERIOR – MODELO III .....  | 77 |
| FIGURA 4.1-15 DIAGRAMA DE ESFUERZO DE COMPRESIÓN -VISTA 3D ENVOLVENTE MIN – MODELO I. 78                                    |    |
| FIGURA 4.1-16 DIAGRAMA DE ESFUERZO DE COMPRESIÓN – VISTA 3D ENVOLVENTE MIN – MODELO II<br>.....                             | 79 |

|   |     |
|---|-----|
| FIGURA 4.1-17 DIAGRAMA DE ESFUERZO DE COMPRESIÓN -VISTA 3D ENVOLVENTE MIN – MODELO III<br>.....           | 80  |
| FIGURA 4.3-1 VALORES DE CORTANTE BASAL Y PESO DE LA ESTRUCTURA MODELO I .....                             | 86  |
| FIGURA 4.3-2 MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA -EL SALVADOR.....   | 89  |
| FIGURA 4.3-3 MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA- PERÚ .....   | 90  |
| FIGURA 4.4-1 DETALLE DEL ACERO DE REFUERZO – COLADO DE SC.....  | 93  |
| FIGURA 4.4-2 VALORES DE ÁREA DE ACERO EN SOLERA DE CORONAMIENTO - MODELO II.....                          | 94  |
| FIGURA 4.4-3 ACERO LONGITUDINAL DE SOLERA DE CORONAMIENTO.....  | 95  |
| FIGURA 4.4-4 VALORES DE ÁREA DE ACERO TRANSVERSAL EN SOLERA DE CORONAMIENTO - MODELO I<br>.....           | 96  |
| FIGURA 4.4-5 DETALLE DE ESTRIBO DE SOLERA DE CORONAMIENTO - MODELO II .....                               | 97  |
| FIGURA 4.4-6 ÁREAS DE ACERO LONGITUDINAL PARED POSTERIOR - MODELO III.....                                | 98  |
| FIGURA 4.4-7 ÁREAS DE ACERO LONGITUDINAL PARED FRONTAL - MODELO III.....                                  | 98  |
| FIGURA 4.4-8 SECCIÓN TRANSVERSAL ELEMENTO CONFINANTE VERTICAL – ACERO LONGITUDINAL–<br>MODELO III .....   | 99  |
| FIGURA 4.4-9 SECCIÓN TRANSVERSAL ELEMENTO CONFINANTE HORIZONTAL – ACERO LONGITUDINAL–<br>MODELO III ..... | 100 |
| FIGURA 4.4-10 ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL -SC- MODELO III.....   | 101 |
| FIGURA 4.4-11 ÁREAS DE ACERO TRANSVERSAL PARED FRONTAL - MODELO III .....                                 | 101 |
| FIGURA 4.4-12 ÁREAS DE ACERO TRANSVERSAL PARED POSTERIOR - MODELO III .....                               | 102 |
| FIGURA 4.4-13 SECCIÓN TRANSVERSAL ELEMENTO CONFINANTE VERTICAL – ACERO TRANSVERSAL–<br>MODELO III .....   | 103 |
| FIGURA 4.4-14 SECCIÓN TRANSVERSAL ELEMENTO CONFINANTE HORIZONTAL – ACERO TRANSVERSAL–<br>MODELO III ..... | 103 |
| FIGURA 4.4-15 SECCIÓN TRANSVERSAL SOLERA DE CORONAMIENTO – ACERO TRANSVERSAL–<br>MODELO III .....         | 104 |
| FIGURA 5.2-1 REFUERZO DE INTERSECCIONES DE PAREDES (PROYECTO TAISHIN-FASE II, 2012)<br>.....              | 109 |
| FIGURA 5.2-2 PROPUESTA DE CONFINAMIENTO DE MOJINETE MEDIANTE SOLERA DE CORONAMIENTO.                      | 109 |

**ÍNDICE DE ECUACIONES**

|  |    |
|--|----|
| EC 2.1-1 ESFUERZO A LA COMPRESIÓN .....                                      | 22 |
| EC 2.1-2 MODULO DE ELASTICIDAD DE LA MAMPOSTERÍA.....                        | 23 |
| EC 2.1-3 ESFUERZO CORTANTE .....   | 24 |
| EC 2.1-4 ESFUERZO CORTANTE ADMISIBLE.....                                    | 25 |
| EC 2.1-5 MODULO DE RIGIDEZ POR CORTE .....                                   | 26 |
| EC 2.1-6 DEFORMACIÓN ANGULAR.....  | 27 |
| EC 3.2-1 MODULO DE RIGIDEZ A CORTE EN FUNCIÓN DE LA RELACIÓN DE POISSON..... | 48 |
| EC 3.2-2 COEFICIENTE SÍSMICO SEGÚN LA NTDS .....                             | 59 |
| EC 3.2-3 COEFICIENTE SÍSMICO SEGÚN UBC-94.....                               | 59 |
| EC 3.2-4 PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN.....                               | 59 |
| EC 4.3-1 CORTANTE BASAL .....  | 85 |

## ÍNDICE DE TABLAS

|  |           |
|--|-----------|
| TABLA 3.2-1 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL CONCRETO.....  | 49        |
| TABLA 3.2-2 CARGAS EN LA ESTRUCTURA DE TECHO.....  | 56        |
| TABLA 3.2-3 CARACTERIZACIÓN DE LOS TIPOS DE SUELO.....   | 60        |
| TABLA 4.2-1 COMPARACIÓN DE ESFUERZOS DE TENSIÓN .....  | 81        |
| TABLA 4.2-2 COMPARACIÓN DE ESFUERZOS DE COMPRESIÓN.....  | 81        |
| TABLA 4.2-3 COMPARACIÓN DE ESFUERZOS DE TENSIÓN POR FLEXIÓN.....   | 82        |
| TABLA 4.2-4 COMPARACIÓN DE ESFUERZOS DE TENSIÓN EN PAREDES DE APOYO .....  | 82        |
| <i>TABLA 4.2-5 COMPARACIÓN DE ESFUERZOS DE TENSIÓN EN LA DIRECCIÓN S22.....</i>  | <i>83</i> |
| TABLA 4.2-6 COMPARACIÓN DE ESFUERZOS DE COMPRESIÓN EN LA DIRECCIÓN S22 .....   | 83        |
| TABLA 4.2-7 COMPARACIÓN DE ESFUERZOS DE CORTE ENTRE LOS MODELOS.....   | 84        |
| TABLA 4.3-1 COEFICIENTE SÍSMICO DEL MODELO I, II Y III .....   | 87        |
| TABLA 4.3-2 VALORES DE PESO, CORTE BASAL Y COEFICIENTE SÍSMICO PROYECTO TAISHIN.....                                     | 88        |
| TABLA 4.3-3 VALORES DE COEFICIENTES SÍSMICOS-NORMA DE VIVIENDAS -1997 .....  | 89        |
| TABLA 4.3-4 VALORES DE COEFICIENTE SÍSMICO POR ZONA – PERÚ (MINISTERIO DE VIVIENDA,<br>CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO )..... | 91        |
| TABLA 4.3-5 COMPARACIÓN DE COEFICIENTES SÍSMICOS .....   | 91        |

## CAPITULO 1: GENERALIDADES

### 1.1 INTRODUCCIÓN

El Salvador se encuentra en una región con un alto índice de actividad sísmica. Por ello las viviendas que se construyen en el territorio nacional, deben ser perfectamente capaces de soportar la ocurrencia frecuente de movimientos sísmicos, sin poner en riesgo la vida de las personas. Para esto es necesario que cada una de las viviendas sean correctamente diseñadas y construidas, teniendo gran importancia la calidad de los materiales empleados para la construcción de las viviendas. Actualmente la gran mayoría de las viviendas que se construyen en el país utilizan el bloque de concreto hueco como materia prima, y aunque existe mucha construcción informal, la mayor parte de las viviendas así construidas no exhiben un mal comportamiento sísmico.

Sin embargo, en las zonas de escasos recursos del país el adobe sigue siendo la materia prima para las viviendas, de manera que para el año 2,007 cerca del 15% de las viviendas construidas en el país eran de este material, según el último censo realizado ese mismo año (Ministerio de Economía, Dirección general de estadística y censos, ), y aunque ya han transcurrido varios años, sin duda esto es algo que no va cambiar pronto, por lo que resulta necesario que estas personas sean capaces de construir sus propias viviendas sismorresistentes, y puedan tener la seguridad de que su vida no se verá en peligro cuando ocurra el próximo movimiento sísmico.

Tres de los principales problemas que presentan las casas de adobe tradicional luego de un evento sísmico son:

- Las grietas que se ubican en la unión en paredes perpendiculares entre sí, debido a los esfuerzos de tensión que se concentran en esa zona, ya que la capacidad a tensión del adobe es muy baja.
- Las fallas de paredes debido a flexión también producidas por los altos esfuerzos de tensión.

- La concentración de esfuerzos de corte en las cercanías de aberturas de puertas y ventanas, que aunado a la poca capacidad del adobe de resistir dichos esfuerzos conlleva a la falla de esta zona.

Esas tres vulnerabilidades de las viviendas de adobe tradicional serán la problemática en la que se centrará este trabajo de investigación y experimentación, por ese motivo, el objetivo principal de este trabajo es proponer una alternativa de mejora estructural para viviendas de adobe tradicional, y verificar a través del software de análisis y diseño estructural la efectividad de esta mejora, de manera que esta técnica de mejoramiento estructural que podrá ser aplicada tanto para viviendas nuevas, como ya existentes, es decir podrá ser empleada como técnica de reforzamiento estructural también, para que pueda difundirse entre la población garantizando que las personas con menor poder adquisitivo del país, puedan construir sus propias viviendas sismorresistentes sin mucha complicación.

Por lo que nuestra propuesta consiste en disponer de una solera de coronamiento sobre las paredes como elemento de ligadura y elementos confinantes de concreto en las aberturas de puertas y ventanas, esperando que esto mejore notablemente la resistencia de las viviendas. Oficialmente no existen investigaciones que brinden información sobre la integración o uso de ambos elementos en las viviendas de adobe tradicional, pero sí existen investigaciones previas de otras propuestas de mejoras y sobre el adobe tradicional, que servirán como comparación para validar esta nueva propuesta de mejora.

## 1.2 ANTECEDENTES

El Salvador se encuentra en una región con un alto índice de actividad sísmica.

Las cinco fuentes principales generadoras de sismos que afectan al territorio nacional son:

- La cadena volcánica, que forma parte del Cinturón de Fuego del Pacífico y corre a lo largo del territorio.
- Un sistema de fallas geológicas con una dirección predominante noroeste-sureste dentro del territorio salvadoreño.
- El proceso de subducción entre las placas tectónicas de Cocos y del Caribe, cuyo movimiento relativo origina sismos cercanos a las costas salvadoreñas.
- Un sistema de fallas geológicas en Guatemala que definen la frontera entre la placa de Norteamérica y la placa del Caribe.
- Un sistema de fallas geológicas con dirección norte-sur, ubicadas en la depresión de Honduras.

A los sismos generados por las fuentes 1 y 2 se les denomina locales. Estos generalmente ocurren a profundidades menores a 30 kilómetros, y han sido los que han causado mayor destrucción en El Salvador. Entre los sismos locales más destructivos se pueden mencionar: Jucuapa-Chinameca el 6 de mayo de 1,951; San Salvador el 3 de mayo de 1,965; San Salvador el 10 de octubre de 1,986 y San Vicente el 13 de febrero de 2,001.

A los sismos generados por las fuentes 3, 4 y 5 son denominamos regionales. El último sismo regional de gran Intensidad en territorio salvadoreño fue el del 13 de enero de 2,001, ubicado en el Océano Pacífico (Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales, 2016).

Los terremotos ocurridos en enero y febrero del año 2,001 en El Salvador dejaron grandes pérdidas de vidas humanas debido al colapso de viviendas y deslizamientos de tierra. De acuerdo con el entonces Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano del Ministerio de Obras Públicas, 163,866 viviendas (casi 12% del número total de 1,362,163 viviendas) colapsaron, y alrededor de

107,787 (casi 8%) resultaron seriamente dañadas. El 60% de viviendas dañadas pertenecían a sectores de escasos recursos con ingresos inferiores a dos salarios mínimos.

Anteriormente en el año 1,946 fue publicado el “Reglamento para el Uso del Adobe en las Construcciones de Edificios” en el cual se prohibía las construcciones de adobe donde por el uso al que serían destinados podrían reunirse muchas personas, además de otras recomendaciones de forma empírica.

Pero la extrema pobreza de muchas familias salvadoreñas les obliga a seguir construyendo sus viviendas con las alternativas más económicas como el adobe, no obstante, la falta de conocimiento sobre técnicas de mejoras estructurales provoca que las construcciones de adobe se vuelvan las más vulnerables durante los sismos. Esto fue confirmado durante los terremotos de 2,001, en los cuales muchas de estas viviendas colapsaron. Si bien las viviendas de adobe disminuyeron después de los terremotos de 2,001, este sistema constructivo se ha seguido utilizando, posiblemente con las mismas técnicas y materiales de las viviendas colapsadas, especialmente en las zonas rurales de los municipios que presentan mayores índices de pobreza en el país, quedando evidenciado en el censo del 2,007, que mostró que el adobe seguía siendo el segundo material más utilizado en la construcción de viviendas en el país, solo después del concreto.

Debido a esto de diciembre de 2,003 a noviembre de 2,008 se implementó el Proyecto de Mejoramiento para la Tecnología de Construcción y Difusión de la Vivienda Popular Sismorresistentes, TAISHIN, con la cooperación de Japón, México, el Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano (VMVDU), la Universidad de El Salvador (UES), la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA) y la Fundación Salvadoreña de Desarrollo y Vivienda Mínima (FUNDASAL). En dicho proyecto se estudió el sistema constructivo de

las viviendas de adobe tradicional, llegándose a una propuesta de mejoramiento conocida como “Adobe Mejorado”.

Esta propuesta de mejoramiento consiste en la inclusión de elementos verticales de arriostre (contrafuertes), a una distancia no mayor a diez veces el espesor de la pared, dichos elementos confinados con soleras de mojinete y coronamiento, así como un refuerzo vertical y horizontal, que consiste en varillas de castilla dispuestas a cada dos bloques de adobe, embebidas en el sobre cimientado para el refuerzo vertical, y dos mitades de varilla de castilla (varilla cortada a media caña) sobre el eje de la pared, a cada tres hiladas para el refuerzo horizontal, el refuerzo vertical y horizontal se amarra con alambre en cada cruce.

El Adobe Mejorado exhibe un comportamiento mucho mejor que el adobe tradicional siendo mucho más resistente, estable, evitando despliegues de las paredes (aberturas o grietas), incrementado la capacidad de deformación de las paredes en conjunto, lo que aumenta la demora en el colapso de las viviendas, tanto parciales como totales, por tanto, logrando viviendas mucho más seguras.

Finalmente, los resultados del proyecto TAISHIN contribuyeron para la elaboración “del Reglamento Técnico Salvadoreño RTS 91.02.01.14 Urbanismo y Construcción en lo Relativo al Uso del Sistema Constructivo de Adobe para Viviendas en Un Nivel”, donde se exponen las características que deben cumplir las viviendas de adobe reforzado.

Cabe mencionar que antes de este reglamento, en el país solo se contaba con un folleto complementario a la Norma Especial para el Diseño y Construcción de Viviendas del año 1,997, donde a manera de recomendaciones se mencionan una de serie de aspectos que abarcan desde la fabricación de las unidades de adobe hasta la construcción de viviendas.

Además del proyecto TAISHIN, en la Universidad de El Salvador se han llevado a cabo otras investigaciones sobre diferentes técnicas de reforzamiento estructural para viviendas de adobe tradicional, como la inclusión de una geomalla sobre la superficie de la pared, la cual se ancla a esta y es recubierta con una capa del mismo material utilizado para la elaboración de las unidades de mampostería, sumado a esto se incluyó una solera de coronamiento de concreto, se aplicó esta técnica de reforzamiento a un modelo de vivienda de adobe tradicional a escala real previamente construido y ensayado hasta la falla, y se puso a prueba en la mesa inclinable de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, el resultado obtenido fue significativamente superior al exhibido por el adobe tradicional. También se ensayó otro modelo con la misma técnica de reforzamiento, pero esta vez sin solera de coronamiento, para verificar el aporte de este elemento, el resultado obtenido se mantuvo muy por encima al del adobe tradicional, pero fue menor al de la prueba anterior, comprobándose así que la solera de coronamiento si tiene un aporte significativo.

Sin embargo, el inconveniente de esta técnica es el elevado costo que puede llegar a tener la geomalla utilizada, lo que lo vuelve una técnica poco viable y de ahí la no difusión de esta. Por lo tanto, en este trabajo de investigación se busca verificar la viabilidad tanto económica como estructural, de otra técnica de mejoramiento del adobe tradicional que pueda servir tanto para viviendas nuevas como ya existentes, que consiste en la inclusión de solera de coronamiento, ya que su aporte al ligar las paredes ortogonales es significativo como se ha comprobado en otras investigaciones, además las aberturas de puertas y ventanas serán confinadas en todo su perímetro con elementos de concreto.

### 1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El Salvador está ubicado en una zona de alta sismicidad, es por ello por lo que las viviendas de adobe tradicional las cuales están ubicadas en zonas rurales del país en su mayoría se ven sometidas constantemente a fuerzas dinámicas que les producen considerables daños. En la actualidad según la estadística se tiene un porcentaje considerable (aproximadamente 15% según censo del 2,007) de viviendas que se construyen con adobe tradicional, que si bien es cierto, se ha comprobado experimentalmente la eficiencia del mismo, así como también el beneficio ambiental que este genera al planeta, pero a causa de las malas prácticas constructivas, sismos de magnitud variable y/o la baja calidad de los materiales, resultan fuertemente dañadas poniendo en riesgo la vida de las familias que las habitan.

Se ha identificado que unas de las principales problemáticas en las viviendas de adobe tradicional son:

- Falta de ligadura entre paredes perpendiculares entre sí, ya que la fricción generada entre las unidades de mampostería es la única ligadura entre paredes, y en la mayoría de las ocasiones esta no es suficiente, que conlleva a la generación de grietas en las esquinas de las viviendas, debido a esfuerzos de tensión provocando la separación de dichas paredes, las cuales terminan fallando por volteo.
- Colapso de paredes debido a esfuerzos de tensión por flexión.
- Ausencia de elementos confinantes en aberturas de puertas y ventanas, que conlleva a concentraciones de esfuerzos de corte en pequeñas porciones de las paredes, que de igual forma provoca la aparición de grietas produciendo la falla de estas o incluso el colapso.

A esto se le suma el hecho de que El Salvador es un país con una tasa grande de pobreza, por lo que las construcciones no ingenieriles son abundantes, debido a que gran parte de la población no puede pagar a un profesional o personal capacitado para que le diseñe y construya su vivienda.

Como consecuencia de esto, la población de menor poder adquisitivo del país recurre a elaborar ellos mismos sus viviendas de adobe tradicional, ya que el adobe también resulta ser mucho más económico que otros sistemas constructivos. Sin embargo, estas viviendas son elaboradas casi sin ningún control de calidad tanto de materiales como del proceso constructivo mismo, resultando viviendas de adobe tradicional que carecen de la capacidad sismo resistente adecuada para nuestro país, provocando un alto riesgo para la vida de las personas que las habitan.

Buscando solventar lo mencionado anteriormente, proponemos incluir elementos de concreto armado a las viviendas de adobe tradicional para que cumplan con la función de confinamiento de las aberturas y ligadura de paredes por medio de una solera de coronamiento, como parte de una mejora estructural que no eleve demasiado los costos ni vuelva complicado el proceso constructivo, todo con el objetivo de que las personas obtengan viviendas económicas, resistentes y seguras. Dicha propuesta podrá ser utilizada en viviendas nuevas como ya existentes, es decir, como un reforzamiento de viviendas de adobe tradicional. Esta propuesta será puesta a prueba por medio de un software de análisis y diseño estructural, los resultados obtenidos serán comparados con los registrados en viviendas de adobe tradicional durante TAISHIN-FASE I para verificar su viabilidad.

## **1.4 OBJETIVOS**

### **1.4.1 OBJETIVO GENERAL**

Proponer una mejora estructural al sistema constructivo de viviendas de adobe tradicional con verificación analítica por medio de un programa de análisis y diseño estructural.

### **1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Definir detalladamente la propuesta de mejora estructural que se modelará en el programa.
- Desarrollar modelos matemáticos de viviendas de adobe para simular su comportamiento ante sismos mediante el uso de un software especializado.
- Contrastar los resultados obtenidos del análisis estructural con los reportados en otras investigaciones.

## 1.5 ALCANCES

- Obtener resultados que incentiven futuras investigaciones sobre viviendas de adobe tradicional en el país.
- Desarrollar un sistema de mejora y reforzamiento estructural en viviendas de adobe, el cual será modelado a través de un programa de análisis estructural.
- Orientar a mejorar el sistema constructivo actual con adobe tradicional, tomando como base la realidad de las construcciones de este tipo.
- Realizar tres modelos matemáticos de vivienda de adobe, que consisten en un modelo de adobe tradicional, un segundo modelo que adiciona una solera de coronamiento, y el tercero que se compone de solera de coronamiento más elementos confinantes.

## 1.6 LIMITACIONES

- No se realizarán ensayos para caracterización del material debido a la pandemia del COVID-19, por lo tanto, se considerarán resultados de investigaciones previas.
- La modelación de estructuras de materiales como el adobe carecen de exactitud a causa de las propiedades mecánicas del material, que, por su enorme grado de variabilidad, no son sencillas de estandarizar y representar por medio de software especializado para su respectivo análisis.

## 1.7 JUSTIFICACIÓN

Según el último censo realizado por el Ministerio de Economía a través de la Dirección General de Estadística y Censos (DIGESTYC) en 2,007, el adobe es el segundo material más utilizado a nivel nacional después del concreto en la construcción de viviendas, de manera que para esa fecha poco más del 15% del total de viviendas eran de este material (210,708 de 1,372,853 viviendas). Estando ubicadas la mayor parte de estas viviendas en zonas de escasos recursos, si bien es cierto que son datos obtenidos hace más de una década, la extrema pobreza sigue existiendo en muchas zonas de nuestro país y considerando que ese problema no va a cambiar a corto plazo, resulta evidente la importancia de poder proporcionar alternativas de viviendas económicas pero seguras a las personas de menor poder adquisitivo del país.

Como se ha mencionado antes, la pobreza de muchas familias los obliga a optar por alternativas más económicas como el adobe para construir sus propias viviendas, y es claro que en la mayoría de los casos no poseen conocimiento necesario para elaborar viviendas sismorresistentes. Prueba de ello, es que el antiguo Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano del Ministerio de Obras Públicas, afirmó que el 60% de viviendas dañadas en los terremotos del 2,001 pertenecían a sectores de escasos recursos con ingresos inferiores a dos salarios mínimos.

Aunque el proyecto TAISHIN logró proponer y validar el sistema de “Adobe Mejorado”, y se han realizado más investigaciones que plantean otras alternativas para construir viviendas de adobe, pero, no son viables debido a su alto costo y complejidad en su construcción.

Consideramos importante que existan más alternativas para construir viviendas de adobe sismorresistentes a bajo costo y complejidad, de manera que sean accesibles para las personas de menor poder adquisitivo de nuestro país.

Teniendo en cuenta lo anterior, y considerando que uno de los principales problemas de las viviendas de adobe tradicional, es lograr la unión entre sus paredes, de manera que no actúen como elementos aislados durante un evento sísmico, así mismo se sabe que las aberturas en paredes reducen considerablemente la resistencia de estas, pero no es posible prescindir de puertas y ventanas en una vivienda, se propone la utilización de una solera de coronamiento de concreto reforzado, que funcione como elemento de ligadura entre las paredes y elementos confinantes de concreto reforzado, en las aberturas de puertas y ventanas para minimizar la reducción de resistencia en las paredes y por ende de las viviendas de adobe.

Cabe destacar que la importancia de esta investigación radica en que contribuirá a que las familias puedan construir sus propias viviendas sismorresistentes, haciendo una pequeña modificación al sistema constructivo que ya conocen y sin elevar demasiado los costos de construcción. Además, los resultados, las conclusiones y aportes que se obtendrán en esta investigación, podrán ser tomadas en consideración por investigaciones futuras relacionadas con este tema.

## CAPITULO 2: MARCO TEÓRICO

### 2.1 SISTEMA DE ADOBE TRADICIONAL

El sistema de adobe tradicional es un tipo de mampostería de tierra, que consiste en construir las paredes de la vivienda con unidades prismáticas sólidas de tierra llamadas adobes, que han sido secadas al sol, y luego pegadas entre sí con tierra húmeda. Las dimensiones de los bloques varían según las regiones, pero el reglamento aprobado en nuestro país en 2,014 establece que los adobes enteros deben tener 30 cm por 30 cm por 10 cm de espesor, y las mitades deben ser de 14 cm por 30 cm por 10 cm de espesor.

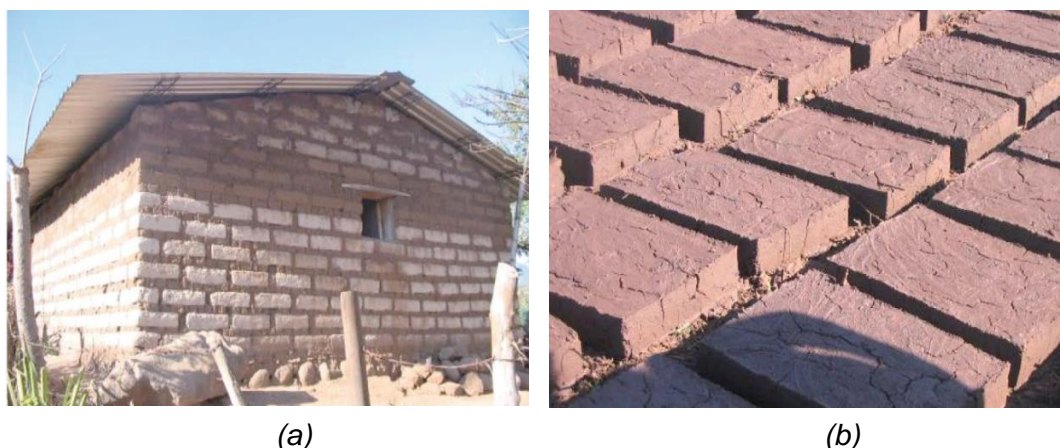


Figura 2.1-1 (a) vivienda de adobe tradicional, (b) adobes fabricados  
(PROYECTO TAISHIN, 2,008)

Las técnicas de construcción de las viviendas de adobe varían de región en región, ya que las experiencias que han dejado los daños en las viviendas durante los eventos de origen sísmicos, así como otros fenómenos naturales tales como tormentas, etc. Hacen que los habitantes ideen nuevas técnicas de construcción para evitar que sus viviendas se dañen en futuros eventos naturales típicos de su región. Estas mejoras van desde la búsqueda de mejores materiales para fabricar la mezcla con la que se construyen los adobes, hasta la inclusión de refuerzos en la vivienda, como elementos de concreto, alambre de púas como refuerzo interno, malla de gallinero anclada a las paredes y repellada, etc. (PROYECTO TAISHIN-FASE II, 2,012)

Sin embargo, estas mejoras fueron encontradas en las viviendas de adobe después de los terremotos del año 2,001, por lo que no se tiene la certeza de cómo fueron difundidas en la población y se desconoce su efectividad durante eventos sísmicos.

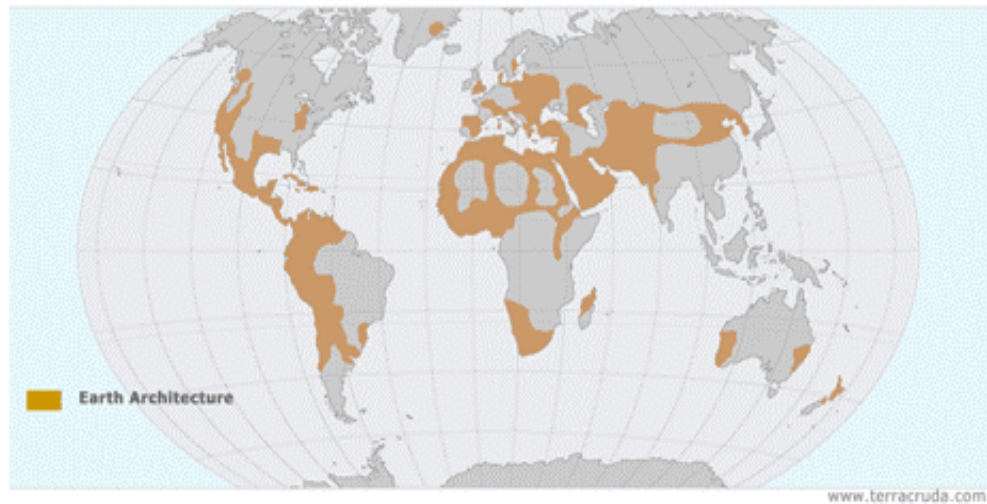
### **2.1.1 EI ADOBE COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN**

El adobe es un material de construcción de bajo costo y de fácil accesibilidad que es elaborado por comunidades locales. Las estructuras de adobe son generalmente autoconstruidas, porque la técnica constructiva tradicional es simple y no requiere consumo adicional de energía. Profesionales calificados (ingenieros y arquitectos) generalmente no están involucrados con este tipo de construcción y de allí la designación de “construcción no ingenieril”.

Desde los inicios de la humanidad ya los primeros hombres construían con tierra, formando con ella paredes protectoras para tapar las entradas de sus cavernas. La tierra ha sido material de construcción usado en todos los lugares y en todos los tiempos. Los hombres se familiarizaron con sus características y aprendieron a mejorarlas agregándole algunas fibras vegetales, o a intercalar algunas ramas como refuerzos para consolidar sus resistencias. De esta manera desarrollaron una variedad de formas de usos de la tierra en combinación con otros materiales, principalmente de origen vegetal, apareciendo así el adobe. Desde hace 9,000 años se conocen técnicas de construir con adobe en muchas partes del mundo.

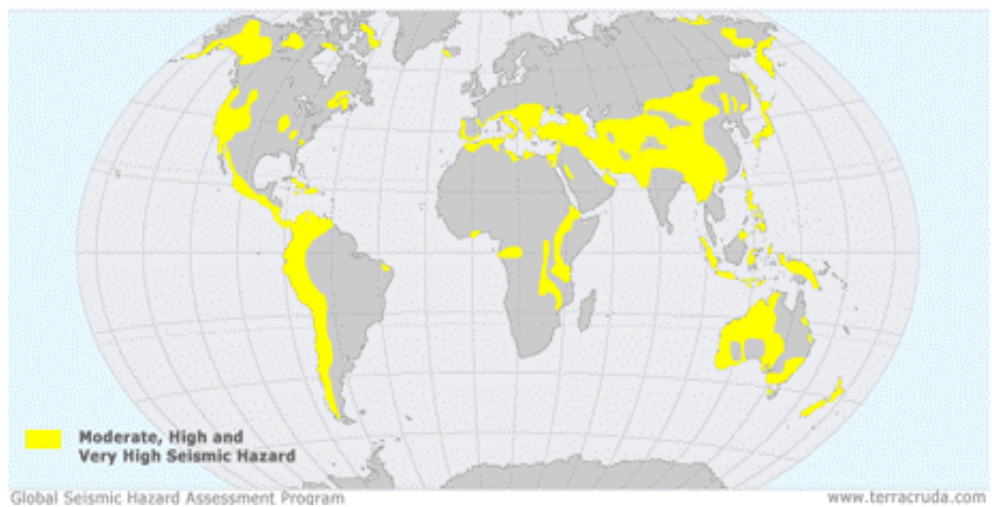
- En Turkestán (Rusia) se encontraron casas de adobe del periodo de 8,000-6,000 a.C.
- Antiguo Egipto, se empleó frecuentemente el adobe, elaborado con limo del Nilo, en la construcción de casas, tumbas (mastabas), fortalezas, e incluso palacios, ej. Parte del templo de la muerte de Ramsés II fue construido por tabiques de adobe, hace 3,200 años.

- La pirámide del Sol en Teotihuacán tiene un núcleo de 2 millones de toneladas de adobe.
- La ciudad Shibam en Yemen, llamada el “Manhattan” del desierto, desafía a cualquier prejuicio que existe en contra de construcciones de adobe, con sus casas de hasta 8 pisos, que llegan a una altura de casi 30 metros.
- En Perú existen culturas preincaicas como Nazca, Mochica, Wari y Chimú, en los siglos de I-IV, I, I-II, II, respectivamente que trabajaron a base de adobe como material de construcción, para la construcción de sus huacas, templos, ciudadelas, casas, entre otras. Las más importantes manifestaciones se tienen: las huacas del Sol y la Luna.
- En España, es característico, entre otras, de las regiones secas de Castilla y León donde se añade paja al barro. Las construcciones de adobe se suelen reforzar con una capa de el mismo barro con lo que dan ese aspecto tan curioso de las casas típicas de Tierra de Campos. También es usual en regiones semis-desérticas de África, América Central y América del Sur.
- En México, Colombia, Ecuador, Perú, Bolivia, Argentina y en el sur y norte de Chile las casas de adobe son aún patrimonio de muchas familias humildes, que conservan esta tradición desde tiempos inmemoriales. En muchas ciudades y pueblos de Centro y Sur de América la construcción con adobes se mantiene viva, aunque amenazada por las imposiciones del mercado formal o por la mala fama que le han hecho los sismos. (Blondet, Villa García , & Brzev, Construcciones de Adobe Resistente a los Terremotos, 2003)



*Figura 2.1-2 Distribución Mundial de Arquitectura de Adobe*

*(Blondet, Villa García , & Brzev, Construcciones de Adobe Resistente a los Terremotos, 2,003)*



*Figura 2.1-3 Distribución Mundial de Riesgo Sísmico Moderado y Alto*

*(Blondet, Villa García , & Brzev, Construcciones de Adobe Resistente a los Terremotos, 2,003)*

El uso de adobe es muy común en algunas de las regiones más propensas a desastres del mundo, tradicionalmente a lo largo de América Latina, África, el subcontinente de India y otras partes de Asia, el Oriente Medio y el Sur de Europa.

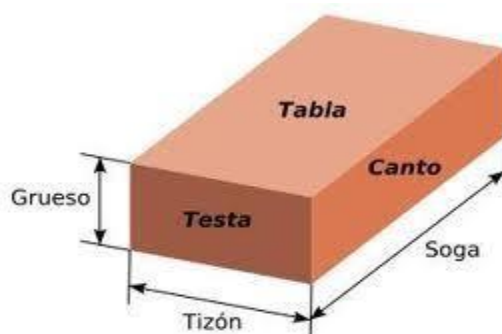
Alrededor del 30% de la población mundial vive en construcciones de tierra. Aproximadamente el 50% de la población de los países en desarrollo, incluyendo la mayoría de la población rural y por lo menos el 20% de la población urbana y urbano marginal, viven en casas de tierra. (Houben y Guillard 1,994). Por ejemplo, en Perú, 60% de las casas son construidas con adobe o con tapial. En India, de acuerdo con el Censo de 1,971, 73% de todas las edificaciones son hechas de tierra (67 millones de casas habitadas por 374 millones de personas). En general, este tipo de construcción ha sido usada principalmente por la población rural de bajo ingreso económico. En la Enciclopedia Mundial de Vivienda se presentan ejemplos de prácticas constructivas en adobe de diferentes países.



*Figura 2.1-4 (a) bloques de adobe en proceso de secado, (b) moldeado de adobes*

(Moraga & Soletto, 2,006)

La palabra adobe viene desde Egipto, aparece en los jeroglíficos con los símbolos tsh-b-t los árabes utilizaban esta palabra como (tuba: ladrillo) o tub singular, al igual que muchas palabras empiezan por -a esta palabra paso del árabe al castellano durante 700 años de ocupación mora de España como al-tub, de ahí se transformó a attub y posteriormente a adobe. En climas cálidos (Egipto y meso-América) el sol sirve de horno, entonces el adobe significa ladrillo de barro secado al sol. (Moraga & Soleto, 2,006)



*Figura 2.1-5 partes que componen un bloque de adobe*

(Moraga & Soleto, 2,006)

### 2.1.2 COMPOSICIÓN DEL ADOBE

Las características de los suelos que tienen mayor influencia en la resistencia de la mampostería de adobe son aquellas relacionadas con el proceso de contracción por secado o con la resistencia seca del material. Los principales componentes del adobe son:

- Arcilla: el componente más importante del suelo; provee la resistencia seca y causa la contracción por secado del suelo.
- Aditivos: paja y en una menor proporción arena gruesa son aditivos que controlan la micro fisuración del mortero durante la contracción por secado y, por ende, mejoran la resistencia de las unidades de adobe, aunque la paja ha dejado de utilizarse con este fin.

Además, la calidad de la mano de obra juega un papel importante en obtener una albañilería de adobe fuerte, resultando en variaciones de resistencia globales del orden del 100%.

Se puede elaborar adobes con casi cualquier material que no pose contenido orgánico y disponga de una buena granulometría, como se sabe la tierra está constituida principalmente de arcilla, limo, arena y gravilla, que con adecuadas proporciones brindan característica única a los suelos, los cuales tiene mayor influencia en la resistencia de la mampostería de adobe principalmente en los procesos de contracción por secado y la resistencia del material seco (Moraga & Soletto, 2,006)

Un buen adobe deberá estar compuesto de los siguientes porcentajes de arcilla, limo y arena, para garantizar un material adecuado para construcción. Estos se distribuyen entre un 18 - 20% de arcilla y el 80% restante estará constituido de limo en proporciones de 15-25%, arena en un 55-70% y fibras vegetales que pueden ser de zacate de arroz, fibras de coco, hoja de pino o estiércol de caballo, etc. Se recomienda una cantidad pequeña de arcilla, ya que esta es el componente más importante del suelo (debido a la plasticidad); provee la resistencia seca y además causa la contracción por secado del suelo (Moraga & Soletto, 2,006).

Durante el proyecto TAISHIN se observó que los adobes fabricados con mezclas con mayor cantidad de arcilla alcanzaban mayores resistencias a la compresión, pero a la vez exhibían mayor agrietamiento, por lo que se determinó que con una mezcla con un 20% de arcilla y 80% de material granular (proporción arcilla: arena 1:4), se obtienen los mejores resultados en la fabricación de adobes, aunque estos porcentajes pueden variar en  $\pm 10\%$ .

El reglamento vigente RTS 91.02.01:14 sobre viviendas de adobe de un nivel establece una forma empírica para saber si el suelo a utilizar para la fabricación de las unidades es adecuado o no, la cual consiste en elaborar con la palma de la mano un rollo de suelo en estado plástico (no debe pegarse

a la mano) con un largo aproximado de 20 cm y un diámetro que varíe entre 1.5 cm y 2.5 cm, cuya medida al romperse, permitirá conocer aproximadamente las características de la muestra. Al observar la longitud del rollo en posición horizontal y sin apoyo, será posible que antes de romperse, se puedan alcanzar las variables siguientes:

- Si se rompe entre 5 y 15 cm, el suelo es bueno para fabricar unidades de adobe.
- Si se rompe antes de 5 cm, es necesario agregar arcilla.
- Si se rompe después de 15 cm, es necesario agregar arena.



*Figura 2.1-6 Prueba empírica para determinar calidad del suelo a utilizar*

Además, el reglamento establece que la resistencia mínima a compresión de las unidades de adobe debe ser 10 kg/cm<sup>2</sup>, en ensayos sin refrentado y 20 kg/cm<sup>2</sup> con refrentado.

### 2.1.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ADOBE

Las propiedades mecánicas básicas de la mampostería que sirven para definir su comportamiento son: su resistencia a compresión simple, resistencia a compresión diagonal, módulo de elasticidad y módulo de rigidez a cortante.

### 2.1.3.1 RESISTENCIA A COMPRESIÓN

La resistencia a compresión de la mampostería se obtiene mediante ensayos que se realizan a prismas como el mostrado en la Figura 2.1-7 Prisma para ensayo de compresión simple. Este ensayo consiste en aplicar carga axial a la pila de mampostería con el fin de determinar su resistencia a compresión a una fecha determinada, si la deformación unitaria de la pila es medida durante la aplicación de la carga, puede obtenerse el módulo de elasticidad de la mampostería. El esfuerzo de compresión se obtiene dividiendo la carga  $P$  aplicada sobre el área promedio  $A$  de la sección transversal de las pilas.

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \quad \text{Ec 2.1-1 Esfuerzo a la Compresión}$$

Donde:

$\sigma_c$ : es el esfuerzo a la compresion

$P$ : Carga aplicada promedio

$A$ : Area promedio de la Seccion transversal

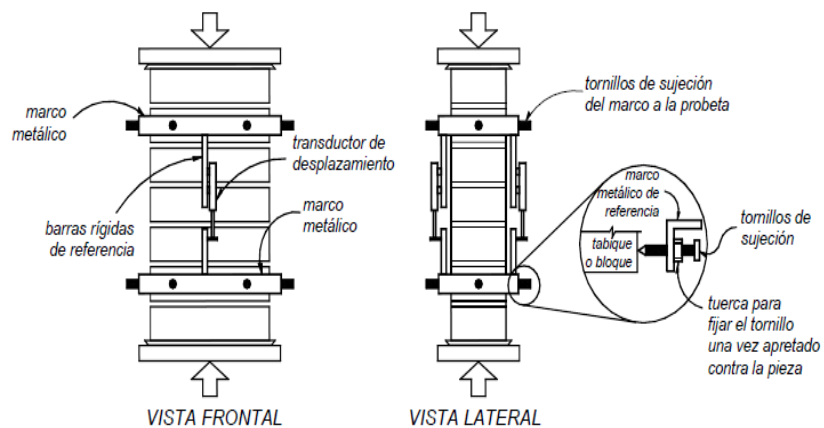


Figura 2.1-7 Prisma para ensayo de compresión simple

(tomado de anteproyecto de Norma Mexica para la resistencia a compresión)

### 2.1.3.2 EL MODULO ELÁSTICO ( $E_m$ )

También llamado módulo de Young es un parámetro característico de cada material que indica la relación existente (en la zona de comportamiento elástico de dicho material) entre los incrementos de esfuerzo aplicados en el ensayo de compresión y los incrementos de deformación longitudinal unitaria producidos. Según norma mexicana para la obtención de resistencia a compresión el módulo de elasticidad puede obtenerse de la siguiente manera: se seleccionan dos puntos del gráfico esfuerzo-deformación, el primero correspondiente a una deformación unitaria igual a 0.00005 y su respectivo esfuerzo, y el segundo para el 40% del esfuerzo máximo y su deformación correspondiente. Tal y como se muestra en la Figura 2.1-8 y ecuación Ec 2.1-2

$$E_m = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - 0.00005} \quad \text{Ec 2.1-2 Modulo de Elasticidad de la Mampostería}$$

Donde:

$\sigma_1$  es el esfuerzo para una deformación unitaria de 0.00005

$\sigma_2$  es el esfuerzo correspondiente al 40% del esfuerzo máximo

$\varepsilon_2$  es la deformación producida por  $\sigma_2$

$E_m$  módulo de elasticidad de la mampostería

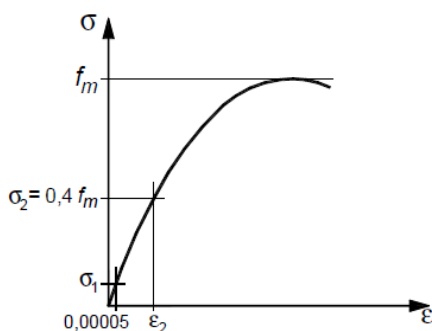


Figura 2.1-8 Módulo de elasticidad a

Tomado de anteproyecto de Norma Mexicana para la resistencia a compresión

Este método fue el utilizado en estudios anteriores sobre el adobe como en el Proyecto TAISHIN, donde se realizaron ensayos con diferentes tipos de arcillas y morteros.

### 2.1.3.3 RESISTENCIA A COMPRESIÓN DIAGONAL

Esta prueba consiste en aplicar carga en la dirección diagonal de un prisma con dimensiones aproximadamente cuadradas (relación de aspecto altura entre base,  $h/b=1$ ), con el objetivo de obtener la capacidad a cortante diagonal y el módulo de rigidez por corte. A medida que se incrementa la carga, se generan esfuerzos de tensión en dirección perpendicular a la aplicación de carga, los cuales posteriormente producen el agrietamiento vertical del prisma. El esfuerzo cortante se obtiene al dividir la carga aplicada  $P_d$  sobre el área promedio de la sección transversal de la diagonal  $A_d$ . Si se conoce la deformación unitaria en la dirección de la aplicación de carga y en la dirección perpendicular, el módulo de rigidez puede obtenerse aplicando la ley de Hooke (PROYECTO TAISHIN-FASE II, 2,012) .

$$V_m = \frac{P_d}{A_d} \quad \text{Ec 2.1-3 Esfuerzo Cortante}$$

Donde:

$V_m$ : Esfuerzo Cortante de la mampostería

$P_d$ : Carga aplicada promedio en la sección transversal de la diagonal

$A_d$ : Área promedio de la Sección Diagonal

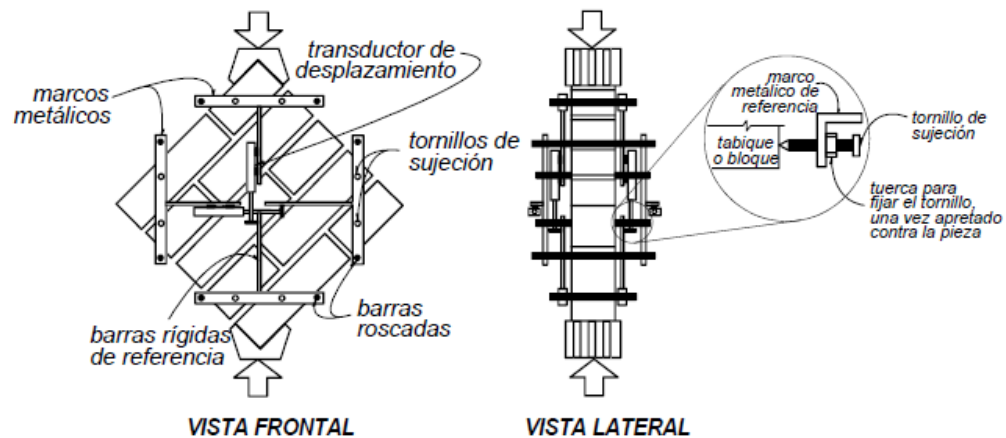


Figura 2.1-9 Prisma y montaje de instrumentos para ensayo de compresión diagonal

(tomado de anteproyecto de Norma Mexica para la resistencia a compresión diagonal)

Según nuestra norma RTS 91.02.01:14 deben ensayarse al menos seis especímenes, y el esfuerzo admisible al corte se obtiene de la siguiente forma:

$$V_{adm} = \frac{V_{mpromedio}}{1 + 2.5CV} \quad \text{Ec 2.1-4 Esfuerzo Cortante Admisible}$$

Donde:

$V_{adm}$ : esfuerzo cortante admisible

$V_{mpromedio}$ : es el esfuerzo último promedio

$CV$ : coeficiente de variación que deberá ser como máximo 30%

Además, menciona que cuando no se realicen estos ensayos, el esfuerzo admisible podrá tomarse como  $0.25 \text{ Kg/cm}^2$ .

### 2.1.3.4 EL MÓDULO DE RIGIDEZ POR CORTE (S)

Se define como la razón del esfuerzo cortante  $\tau$ , a la deformación del corte  $\gamma$ . Para un material elástico lineal e isótropo, el módulo de elasticidad transversal es una constante con el mismo valor para todas las direcciones del espacio. En materiales anisótropos se pueden definir varios módulos de elasticidad transversal, y en los materiales elásticos no lineales dicho módulo no es una constante, sino que es una función dependiente del grado de deformación.

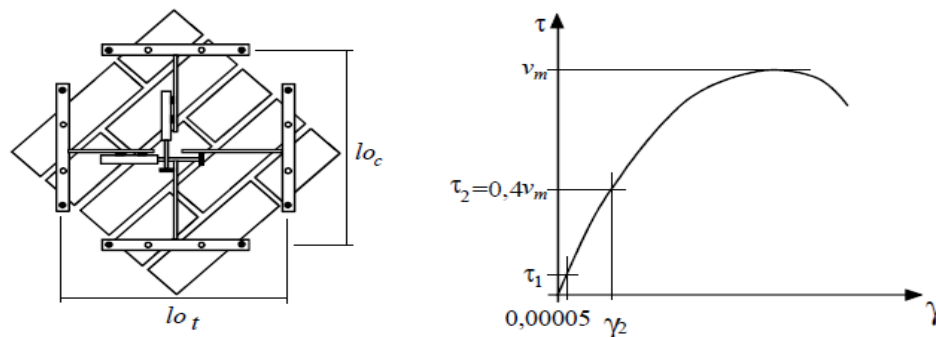


Figura 2.1-10 Obtención del módulo de rigidez a cortante

(Tomado de anteproyecto de Norma Mexica para la resistencia a compresión diagonal)

El módulo de rigidez por corte puede definirse de una forma similar al módulo de elasticidad por medio de la siguiente expresión:

$$G_m = \frac{\tau_2 - \tau_1}{\gamma_2 - 0.00005} \quad \text{Ec 2.1-5 Modulo de Rigidez por Corte}$$

Donde:

$\tau_1$ : es el esfuerzo cortante para una deformación angular de 0.00005

$\tau_2$ : es el esfuerzo correspondiente al 40% del esfuerzo máximo

$\gamma_2$ : es la deformación angular producida por  $\tau_2$

$G_m$ : Módulo de rigidez por corte de la mampostería

La deformación angular se calcula como:

$$\gamma = |\varepsilon_t| + |\varepsilon_c| \quad \text{Ec 2.1-6 Deformación Angular}$$

Donde:

$\varepsilon_t$ : es la deformación de la diagonal a tensión

$\varepsilon_c$ : es la deformación de la diagonal a compresión

$\gamma$ : es la deformación angular

## 2.2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA

Las paredes de mampostería están sometidas durante su vida útil principalmente a los siguientes efectos:

- Carga vertical debido al peso del techo, cargas vivas y peso propio.
- Fuerzas paralelas a plano de la pared que son causados por sismos o viento.
- Fuerzas cortantes y momentos de volteo perpendiculares al plano de la pared originado por fuerzas durante un sismo.

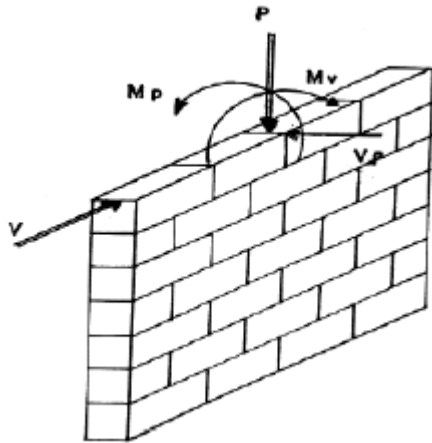


Figura 2.2-1 Cargas a las que está expuesta una pared

(Ardón García, Dardón Orellana, & Torres Turcios, 2007)

### 2.2.1 CARGA AXIAL

La falla por carga axial es muy poco probable que ocurra debido a que el área de la sección transversal de las paredes es grande; podría ocurrir si las piezas son de muy mala calidad, o porque han perdido capacidad de carga por efecto del intemperismo. En teoría, las paredes con menor relación de esbeltez fallan por compresión de la mampostería; paredes con altas relaciones de esbeltez fallan por pandeo.

### 2.2.2 CARGA LATERAL (EN EL PLANO)

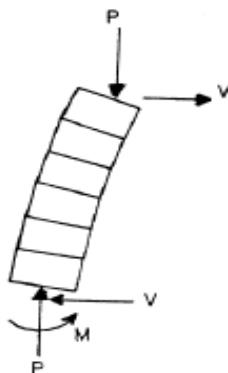
Para una estructura de mampostería, las fuerzas debidas a los sismos son resistidas por el momento y cortante del sistema estructural. Dentro de las cargas laterales que actúan en una pared se tiene:

- Cortante en el plano de la pared.
- Momento flector en el plano de la pared.

Las fuerzas laterales tienden a volcar la estructura, esto hace incrementar o disminuir la carga vertical en las paredes de corte que pueden inducir a fuerzas de tensión o compresión muy altas en los extremos de las paredes.

### 2.2.3 CARGA PERPENDICULAR (FUERA DEL PLANO)

Estas cargas también se deben a sismos o viento y que para fines analíticos la pared o muro puede analizarse como una losa vertical, comúnmente se analiza como un elemento simplemente apoyado, este es un hecho razonable teniendo en cuenta de que las conexiones entre la pared y sus elementos de apoyo (suelo o techo) normalmente poseen poca rigidez.

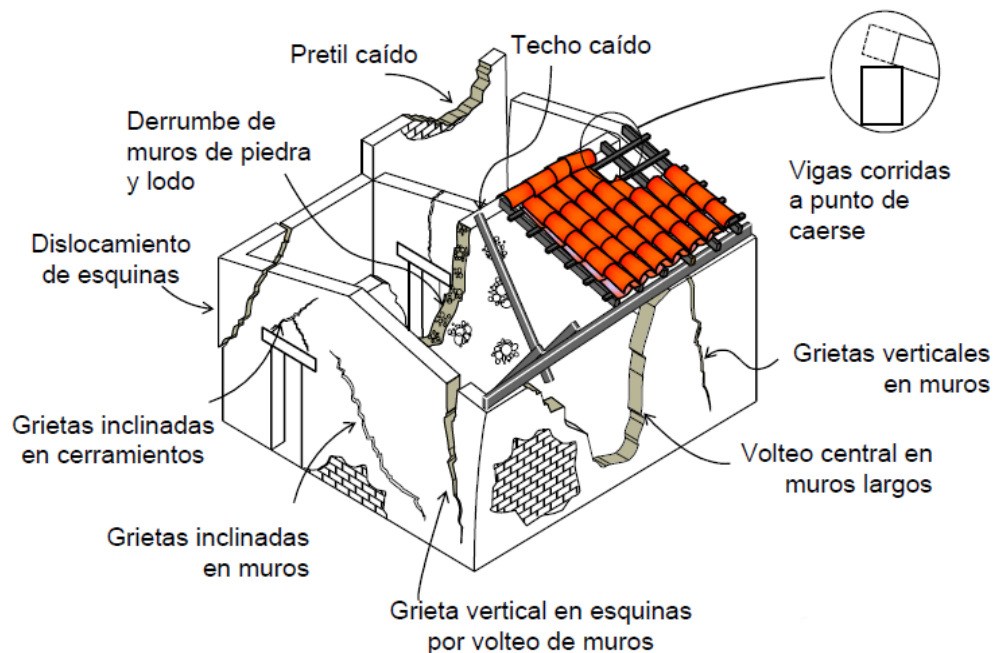


*Figura 2.2-2 Representación de cargas fuera del plano en una pared*

(Ardón García, Dardón Orellana, & Torres Turcios, 2007)

## 2.2.4 MODOS DE FALLA DEL ADOBE TRADICIONAL BAJO CARGAS SÍSMICAS

El adobe además de ser una tecnología constructiva simple y de bajo costo, tiene otras ventajas, tales como excelentes propiedades térmicas y acústicas. Sin embargo, las estructuras de adobe son vulnerables a los efectos de fenómenos naturales tales como terremotos, lluvias e inundaciones. Las construcciones de adobe tradicional tienen una respuesta muy mala ante los movimientos telúricos, sufriendo daño estructural severo o llegando al colapso, causando con ello pérdidas significativas en términos de vida humana y daño material. La deficiencia sísmica de las construcciones de adobe tradicional se debe al elevado peso de la estructura, a su baja resistencia y a su comportamiento frágil. Durante terremotos severos, debido a su gran peso, estas estructuras desarrollan niveles elevados de fuerza sísmica, que son incapaces de resistir y por ello fallan violentamente (Blondet, Villa García , & Brzev, Construcciones de Adobe Resistente a los Terremotos, 2,003).



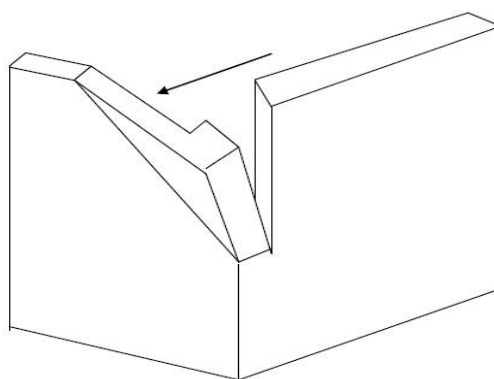
*Figura 2.2-3 Daños comunes en viviendas de adobe tradicional*

*(CENAPRED, 2,014)*

Las estructuras de adobe tradicional se componen principalmente de una cimentación, muros, y techo, estas estructuras presentan las siguientes fallas durante los eventos sísmicos, agrietamiento severo y colapso de muros, separación de muros en las esquinas y separación de los techos de los muros, lo que provoca el colapso en la mayoría de los casos. Las cuales se atribuyen a la poca resistencia a tracción y a la falta de adherencia que existe entre el bloque de adobe y el mortero de barro, falta de ligadura entre paredes y más de estas fallas independientes, que a su vez pueden presentarse de manera combinada. A continuación, se detallan un poco más cada una de estas fallas.

#### 2.2.4.1 FALLAS POR TENSIÓN

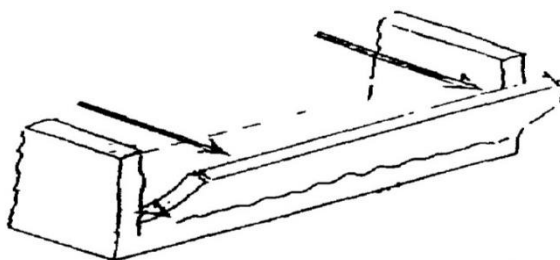
Las fallas por tensión se localizan en el encuentro de muros perpendiculares, por un mal amarre de estos, causando grietas directamente en la esquina superior de las paredes. Estas fallas ocurren principalmente por los esfuerzos de tracción que se producen en uno de los muros, al dar arriostre lateral a otros muros del encuentro, esta situación se agrava cuando a este se superpone los esfuerzos de flexión (MUMENTES ALVARADO , 2016).



*Figura 2.2-4 Falla típica por tracción*  
(MUMENTES ALVARADO , 2016)

### 2.2.4.2 FALLAS POR VOLTEO

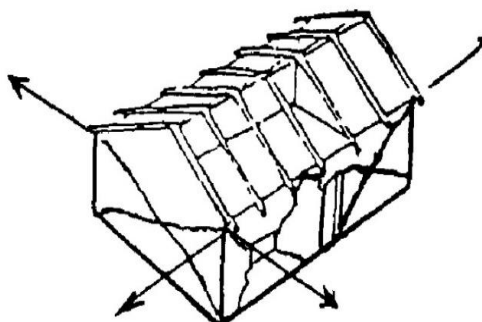
Este tipo de fallas ocurren una vez separados los muros debido a las fallas en sus uniones, estos elementos estructurales se comportan como elementos rígidos independientes, los que serán afectados por las grandes fuerzas fuera del plano ocasionadas por el sismo. Esta fuerza perpendicular al plano del muro produce un momento actuante que debe ser contrarrestado por el peso propio del muro, si el momento actuante es mayor que el producido por el peso del muro, este se desplomará de forma violenta.



*Figura 2.2-5 Fallas por volteo*  
(MUEENTES ALVARADO , 2,016)

### 2.2.4.3 FALLAS POR CORTE

Son causadas por las fuerzas horizontales que actúan en paralelo al plano del muro generando grietas por tensión diagonal, en forma de equis siguiendo las juntas verticales y horizontales de los muros de adobe. Por lo general estas fallas sobresalen en muros con aberturas de puertas y ventanas, cuando el sismo actúa paralelo a dichos muros.

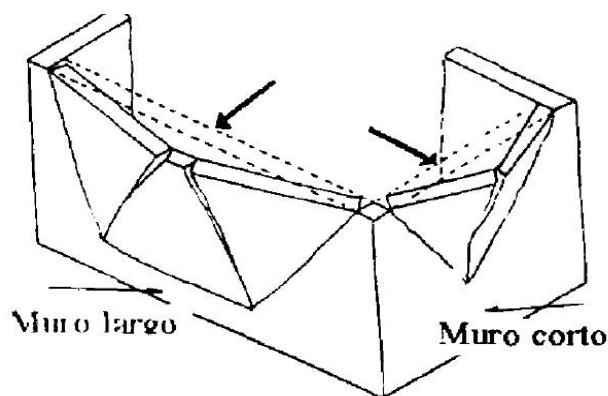


*Figura 2.2-6 . Falla típica por corte*

(MUEENTES ALVARADO , 2,016)

#### 2.2.4.4 FALLAS POR FLEXIÓN

Estas fallas también se producen por la poca resistencia a la tracción de los muros de adobe, esto ocurre cuando las fuerzas sísmicas fuera del plano producen flexión sobre los muros al actuar como una losa apoyada en su base y en los elementos verticales que lo arriostran, ocasionando esfuerzos de tracción en la parte alta central y extremos de muros de manera que se producen grietas en el elemento, provocando la separación de los muros por estos esfuerzos de tracción en los encuentros transversales y en sus esquinas superiores. A continuación, se ilustra algunas de las variantes de este tipo de falla que se debe a los esfuerzos de tracción por flexión. La falla puede ocurrir en secciones horizontales verticales u oblicuas (MUMENTES ALVARADO , 2016).



*Figura 2.2-7 Falla típica por flexión*

(MUMENTES ALVARADO , 2016)

#### 2.2.4.5 DAÑOS POR COMBINACIÓN DE EFECTOS

Debido a que los movimientos sísmicos producen aceleraciones en las direcciones perpendicular y paralela a los muros, adicionalmente a la aceleración vertical, es común que se presenten daños debidos a más de una causa a la vez, lo que implica una mayor complejidad en la identificación y caracterización de estos. La complejidad se vuelve aún mayor cuando además de lo mencionado

están presentes causas no sísmicas como el deterioro por humedad o erosión y fallas del suelo (MUEENTES ALVARADO , 2,016).

Mediante la incorporación de la solera de coronamiento a las viviendas de adobe tradicional, pretendemos evitar las fallas por tensión, volteo y flexión, a la vez que las fallas por tensión diagonal en paredes con aberturas, a través del confinamiento en todo el perímetro de puertas y ventanas.

### **2.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DE UN MODELO MATEMÁTICO**

La conformación del modelo matemático de una estructura se refiere a la definición de la geometría de la estructura, nodos, elementos estructurales, secciones, materiales y condiciones de frontera, como empotramientos o desplazamientos impuestos, para poder ser analizados por un programa de computador.

El análisis del comportamiento de una estructura se lleva a cabo sobre modelos de ésta. Un modelo es una representación idealizada o simplificada de la estructura real.

El objetivo de la modelación es la predicción de esfuerzos, tensiones, movimientos y deformaciones que se producen en los elementos estructurales bajo diferentes tipos de sollicitaciones.

Se puede decir que la modelación estructural abarca aspectos como:

- Identificación de la estructura resistente que compone la edificación.
- Geometría.
- Cargas.
- Propiedades mecánicas de los materiales.
- Representación de las conexiones entre elementos y de las condiciones de apoyo.
- Evaluación de las cargas (magnitud, situación, frecuencia y naturaleza).

En los últimos años el desarrollo de los sistemas computacionales ha permitido desarrollar métodos de análisis más sofisticados, con el uso de herramientas

como ordenadores cada vez más versátiles que nos permiten comprender y analizar los diferentes elementos estructurales y su comportamiento.

Los programas computacionales deben de ser capaces de proveer información confiable y suficiente, con el fin de entender las respuestas de los diferentes elementos ante las solicitudes a las que son sometidos.

Con el avance tecnológico se han desarrollado efectivos métodos de modelación estructural y uno de ellos es el Método de Elementos Finitos (MEF), esto ha permitido la creación de múltiples plataformas para implementar la teoría MEF.

El modelo está compuesto por cierto número de elementos independientes, que son los elementos finitos. El modelo es una réplica del elemento analizado en el que, a través de un software, se pretende reproducir la actividad mecánica que va a presentar dicho elemento una vez que se apliquen cargas sobre él. Por ello, al modelo se le asigna el material y dimensiones correspondientes al elemento o estructura analizados.

El objetivo principal de estos softwares es realizar análisis de cargas, entrega de gráficos y tablas de cálculo para deformaciones de un prototipo digital para poder analizar, optimizar su rendimiento, el tiempo de mejora, reducir costos y disminuir los errores.

### **2.3.1 MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS**

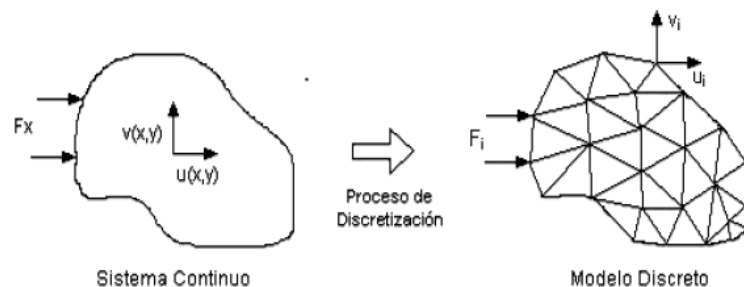
El desarrollo de la metodología de elementos finitos como una herramienta de análisis fue esencialmente iniciado con la llegada de las computadoras electrónicas digitales. En la solución numérica de un problema continuo es básicamente necesario establecer y resolver un sistema de ecuaciones algebraicas. Usando el método de elementos finitos en una computadora digital, es posible establecer y resolver las ecuaciones que gobiernan sistemas complejos de una manera muy efectiva. Dependiendo del tipo de problema, se pueden tener variables de desplazamiento físico, temperatura, transferencia de calor, velocidad de flujo, entre otras.

El análisis comienza haciendo un modelo con elementos finitos del problema. El modelo es un ensamble de elementos finitos, los cuales son piezas de varios tamaños y formas. El modelo contiene la siguiente información del problema que se analiza:

- Geometría, subdividida en elementos finitos.
- Materiales
- Excitaciones o cargas
- Restricciones.

El método de elementos finitos es un procedimiento numérico para analizar estructuras y problemas donde exista una continuidad. El método produce muchas ecuaciones algebraicas simultáneas, las cuales son generadas y resueltas en una computadora digital. El método de elementos finitos es una poderosa herramienta ya que con el uso correcto facilita la visualización del flujo de esfuerzos en la estructura, que es un dato fundamental para el diseño.

El Método de elementos finitos, considera una estructura como un encaje de partículas de tamaño finito llamadas elementos finitos. El proceso de conversión de la estructura en elementos finitos se denomina discretización o modelaje.



*Figura 2.3-1 Esquema de discretización*

(Cortez Latorre & Sotomayor Grijalva, 2007)

El comportamiento de toda la estructura se obtiene de resolver un sistema de ecuaciones algebraicas, el cual puede ser resuelto rápidamente en un computador, gracias al uso de un software adecuado.

Un elemento finito se puede definir como un pequeño elemento o subdominio de un gran dominio, el cual, al interconectarse con otro de forma sucesiva, conforma un continuo. Es decir, el continuo, denominado dominio, se divide en pequeños elementos o subdominios (discretización).

La representación de un dominio físico con elementos se denomina malla. El método de elementos finitos considera una malla como una estructura formada por un conjunto de elementos de tamaño finito. Los elementos finitos que conforman la malla están interconectados en puntos que se denominan nodos. Un nodo es una ubicación en el espacio donde se definen los grados de libertad los cuales representan los movimientos posibles de este punto debido a la carga de la estructura. Los grados de libertad los cuales representan los movimientos posibles de este punto debido a la carga de la estructura. Los grados de libertad también representan fuerzas y momentos que se transfieren desde un elemento al próximo. De la misma manera, los resultados de un análisis por elementos finitos (deflexiones y esfuerzos) se dan comúnmente en los nodos.

La manera como estos elementos se comportan en la estructura se lo determina obteniendo un sistema de ecuaciones algebraicas, las cuales se las resuelve utilizando programas matemáticos computacionales.

El proceso de conversión de la estructura en elementos finitos se denomina discretización y modelaje. Cada elemento finito es estudiado de manera aislada para aplicar en este la teoría clásica del cálculo. Esto es posible gracias a la forma elegida del elemento, la cual debe de ser sencilla, como: triángulos, rectángulos, entre otros.

Esto se denomina discretización de la estructura. Este proceso permite la resolución de dicha estructura planteando un sistema de ecuaciones lineales, el cual se aplica fácilmente a cualquier estructura sin importar lo complicadas que sean sus características geométricas y condiciones de carga.

El método por elementos finitos es un procedimiento aproximado, pero es importante recalcar que la precisión requerida en los resultados aumenta directamente con el número de elementos empleados. Ciertamente, un mayor número de elementos requiere un mayor tiempo de cálculo. No es posible

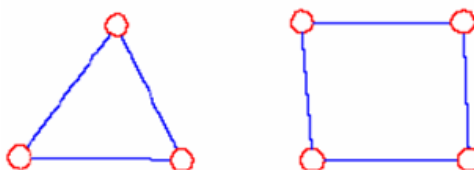


Figura 2.19 Ejemplo de elementos finitos: triángulo (3 nodos) y cuadrado (4 nodos)

(Cortez Latorre & Sotomayor Grijalva, 2007)

concretar el número de elementos que se requieren para obtener, en cada caso, la solución más satisfactoria, ya que ello depende de la estructura que está siendo estudiada. En cualquier caso, se deben poner en práctica soluciones que involucren mallas de diferentes dimensiones para así asegurar la afinidad de los resultados.

## 2.4 INVESTIGACIONES PREVIAS SOBRE VIVIENDAS DE ADOBE TRADICIONAL

En nuestro país, el proyecto TAISHIN ha sido una de las investigaciones más importantes sobre el adobe, en él se estudió el sistema constructivo de las viviendas de adobe tradicional, llegándose a una propuesta de mejoramiento conocida como “Adobe Mejorado”. Esta propuesta de mejoramiento consiste en la inclusión de elementos verticales de arriostre (contrafuertes), a una distancia no mayor a diez veces el espesor de la pared, dichos elementos confinados con soleras de mojinete y coronamiento, así como un refuerzo vertical y horizontal, que consiste en varillas de castilla dispuestas a cada dos bloques de adobe, embebidas en el sobre cimientado para el refuerzo vertical, y dos mitades de varilla de castilla (varilla cortada a media caña) sobre el eje de la pared, a cada tres

hiladas para el refuerzo horizontal, el refuerzo vertical y horizontal se amarra con alambre en cada cruce.



*Figura 2.4-1 Colocación de refuerzo en vivienda de adobe mejorado*

(PROYECTO TAISHIN, 2,008)

Sin embargo, nos interesan los resultados obtenidos en las pruebas hechas sobre el sistema de adobe tradicional, ya que estos nos servirán para determinar si nuestra propuesta que consiste en la incorporación de una solera de coronamiento, y confinamiento de aberturas con elementos de concreto, realmente mejora la resistencia de las viviendas de adobe.

### **Resultados de esta investigación:**

Durante la Fase I del proyecto TAISHIN, se construyeron dos modelos de vivienda de adobe a escala real a ser ensayados en la mesa inclinable, un modelo de adobe tradicional y otro modelo con adobe mejorado (ver Figura 2.4-2).



(a)



(b)

*Figura 2.4-2 (a) Modelo de vivienda tradicional, (b) Modelo de vivienda mejorada*

La mesa inclinable permite que los modelos generen fuerzas laterales en el plano, en las paredes perpendiculares al eje de giro, y fuerzas perpendiculares al plano, en las paredes paralelas al eje de giro de la mesa, todo esto en función del peso propio de la estructura y del ángulo de inclinación de la plataforma.

La componente lateral de fuerza  $V$  mostrada en la Figura 2.4-3 puede calcularse como:

$$V = W_0 \sin \theta \quad \text{Ec.2.4-1 cortante basal (componente lateral de la fuerza aplicada)}$$

Donde:

$V$ : cortante Basal

$W_0$ : peso propio de la estructura

$\sin \theta$ : seno del ángulo de la mesa inclinable

Mientras que la componente normal de la fuerza  $N$  es:

$$N = W_0 \cos \theta \quad \text{Ec. 2.4-2 Componente normal de la Fuerza aplicada}$$

Donde:

$V$ : Fuerza Normal

$W_0$ : peso propio de la estructura

$\sin \theta$ : coseno del ángulo de la mesa inclinable

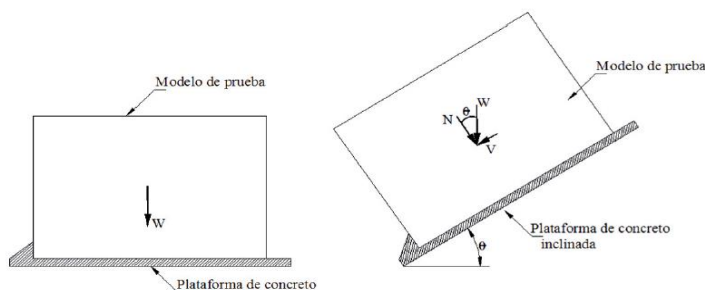


Figura 2.4-3 Concepto básico de mesa inclinable  
(PROYECTO TAISHIN, 2,008)

El valor de  $V$  representa el valor del cortante basal que la estructura está soportando a medida se inclina la plataforma, conociendo el peso de la estructura pueden encontrarse los coeficientes sísmicos  $C_s$ , a los cuales los modelos de prueba se ven sometidas en cada ángulo de inclinación. Para calcular el peso de las viviendas utilizaron un peso específico promedio del adobe de  $1600 \text{ kg/m}^3$ , obteniendo así los pesos siguientes:

- Vivienda Tradicional: 17.66 ton (espesor de paredes 25 cm).
- Vivienda Mejorada: 26.16 ton (espesor de paredes 30 cm).

En el caso de vivienda de adobe tradicional se tuvieron diferentes condiciones de falla en la pared frontal y posterior, la primera colapsó a los  $14^\circ$  de inclinación, que equivale a un cortante basal 4.27 toneladas, su falla se atribuyó a los esfuerzos de tensión que se generaron en la unión con paredes laterales, que actuaron como apoyos para la pared frontal, estos esfuerzos de tensión provocaron la separación de dicha pared del resto de la vivienda, que al actuar como un elemento independiente terminó fallando por volteo. Además, se calculó un esfuerzo máximo de tensión distribuido en la zona de falla de  $0.126 \text{ kg/cm}^2$ .



*Figura 2.4-4 Colapso de pared frontal de modelo de adobe tradicional*

La pared posterior colapsó a los  $22^\circ$  de inclinación, que son 6.62 toneladas de cortante basal, esta pared debido a sus condiciones de apoyo experimentó una evidente falla por flexión (ver Figura 2.4-4), además se obtuvieron valores para el módulo de ruptura en la conexión pared-pared de  $1.17 \text{ kg/cm}^2$  y en la conexión

pared-fundación de  $0.37 \text{ kg/cm}^2$ , dichos valores fueron obtenidos considerando dicha pared como un tablero empotrado en tres lados.



*Figura 2.4-5 Colapso de pared posterior de modelo de adobe tradicional*

La segunda prueba se realizó en la vivienda mejorada esperando que el ángulo de inclinación de la plataforma superara los  $14^\circ$  de la prueba anterior. Efectivamente la vivienda mejorada resistió los  $14^\circ$  y no fue hasta los  $30^\circ$ , cuando empezó a presentar agrietamientos en las paredes perpendiculares al giro de la mesa, y exhibió agrietamientos debido a flexión cuando se alcanzó los  $36^\circ$  de inclinación. La vivienda logró inclinarse hasta los  $38^\circ$  y no colapsó. Se llegó a la conclusión de que los esfuerzos de tensión que antes provocaron fallas en la vivienda tradicional, esta vez fueron absorbidos por las varas de castilla, además de que en la conexión entre pared-fundación este refuerzo puede soportar la flexión ante cargas laterales, mientras que los esfuerzos de corte directo que generan agrietamientos esta vez fueron distribuidos de una mejor manera.

Además del ensayo en mesa inclinable, también se realizaron otros ensayos sobre paredes con fuerzas en el plano, pero se concluyó que el comportamiento fuera del plano es el más desfavorable en este tipo de viviendas, prueba de ello, las paredes laterales de la vivienda de adobe tradicional no colapsaron durante el ensayo de mesa inclinable. Cuando se realice el análisis estructural de nuestra propuesta por medio del programa, esperamos obtener resultados que superen considerablemente a los del adobe tradicional, de esa manera comprobaremos que nuestra propuesta realmente contribuye a la mejora de la resistencia de las viviendas de adobe.

## **CAPITULO 3: MODELACIÓN MATEMÁTICA**

Este capítulo tiene como objetivo realizar la modelación matemática de la propuesta de mejora a las viviendas de adobe tradicional, para posteriormente verificar la efectividad de esta mejora. Se hará uso del programa SAP2000.

### **3.1 DEFINICIÓN DE PROPUESTA DE MEJORA ESTRUCTURAL A VIVIENDAS DE ADOBE TRADICIONAL**

Como se ha mencionado en capítulos anteriores, la propuesta de mejora estructural consiste en la inclusión de una solera de coronamiento de concreto, ya que su aporte al ligar las paredes de la vivienda es muy significativo, así como elementos de concreto en todo el perímetro de aberturas que funcionen como elementos confinantes, debido a que las aberturas suelen ser puntos de mayor daño en viviendas de adobe tradicional.

Para tener una mejor cuantificación de la efectividad de la mejora, se crearon tres modelos, el primero (MODELO I) representando una vivienda de adobe tradicional, el segundo (MODELO II) consiste en una vivienda de adobe con solera de coronamiento únicamente, y el tercero (MODELO III) que incluye la solera de coronamiento y elementos confinantes en aberturas.

Los modelos tienen las dimensiones mostradas en la Figura 3.1-1 y Figura 3.1-2, buscando que el único factor al que se deban los diferentes resultados que se obtendrán sea la inclusión de los elementos de concreto propuestos, los tres modelos poseen las mismas dimensiones variando únicamente en lo mencionado en el párrafo anterior, se utilizarán dichas dimensiones con el fin de obtener una mayor similitud al modelo ensayado en TAISHIN Fase I. Se decidió usar el grosor de pared recomendado por la norma RTS 91.02.01:14 de 30 cm para todos los modelos.

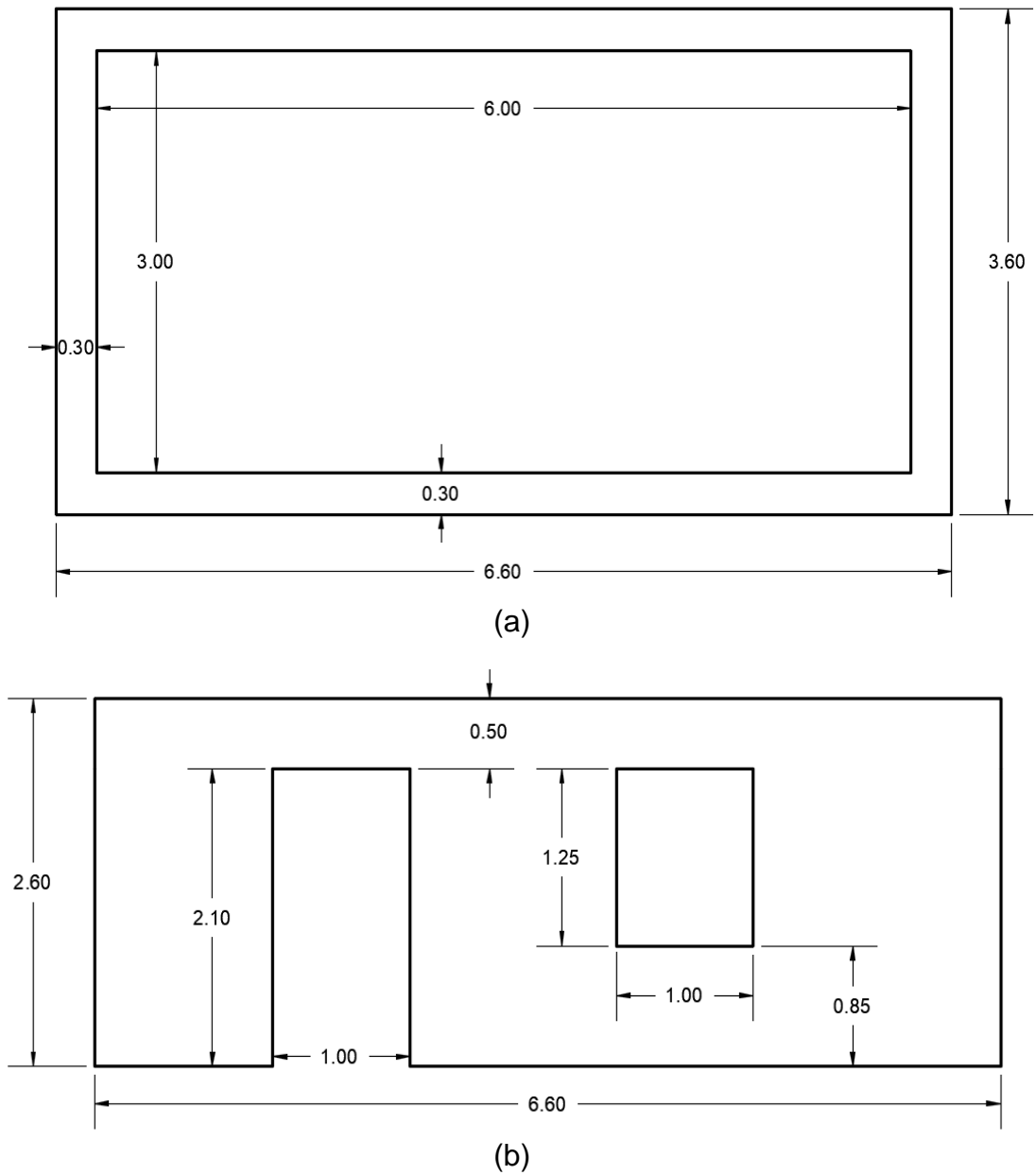
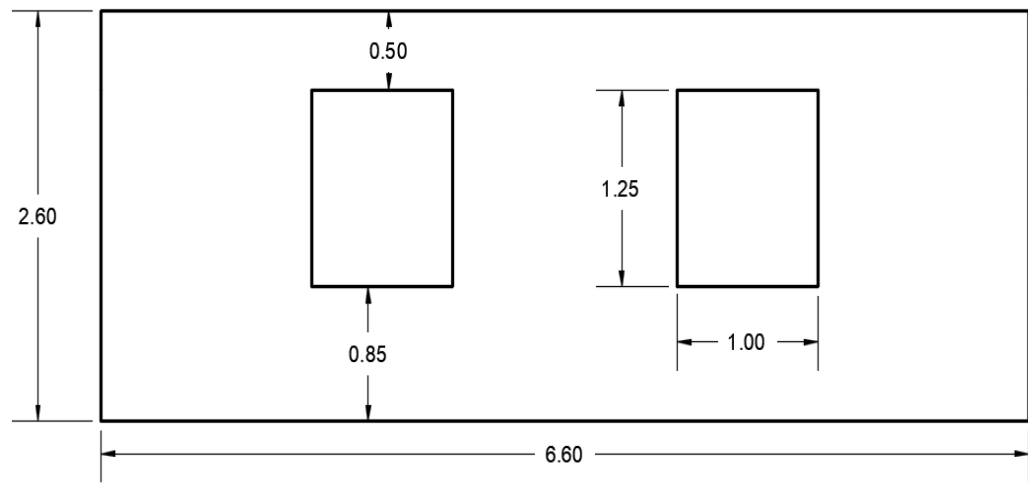
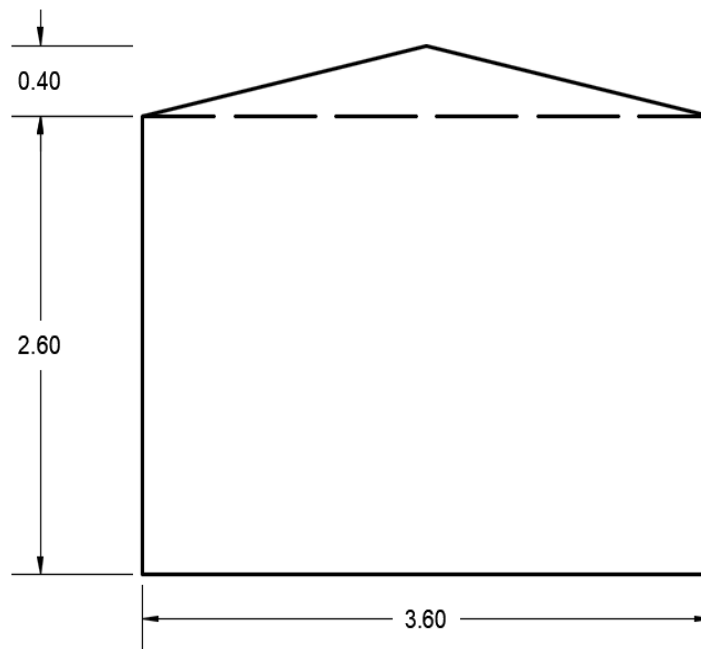


Figura 3.1-1 (a) Vista en planta de modelos, (b) Pared frontal (PF)



(a)



(b)

Figura 3.1-2 (a) Pared posterior (PP), (b) Paredes laterales

## 3.2 CONFIGURACIÓN DE LOS MODELOS

### 3.2.1 DEFINICIÓN DE MATERIALES

Únicamente se trabajó con dos materiales que son el adobe y el concreto, los cuales pueden definirse por sus propiedades mecánicas que son el módulo de elasticidad  $E$ , módulo de rigidez a corte  $G$ , relación de Poisson  $\mu$ , resistencia a compresión, tracción y corte, además de su peso por unidad de volumen.

- **Propiedades mecánicas del adobe:**

Estas propiedades resultan difíciles de definir de forma general por el comportamiento errático que puede tener el material, debido a que en esta investigación no fue posible realizar ensayos para obtener estas propiedades, se consultaron investigaciones anteriores a esta, como TAISHIN - FASE I y II donde se realizaron ensayos a prismas de adobe elaborados con materiales obtenidos de zonas de nuestro país donde suele utilizarse este sistema constructivo, y se obtuvieron valores de referencia para estas propiedades mecánicas.

- **Resistencia a compresión ( $f_m$ ):** de las pruebas de ambas fases del proyecto TAISHIN se puede concluir que el valor promedio de resistencia a compresión simple del adobe es  $8.50 \text{ kg/cm}^2$ , por lo que este valor se tomará como resistencia máxima del material en el análisis de resultados.

- **Resistencia a corte ( $\tau_m$ ):** considerando las pruebas realizadas en ambas fases de la investigación antes mencionada se decidió considerar una resistencia a corte máximo de  $0.35 \text{ kg/cm}^2$ , aunque se obtuvieron valores superiores a este en pruebas sobre paredes con fuerzas en plano en la fase I, se determinó que esta mayor resistencia era debida a la relación de aspecto, ya que en la fase I se ensayaron paredes con dimensiones mayores a las de la fase II, y en esta última fase la dimensiones de paredes ensayadas eran más similares a las de nuestros modelos, obteniéndose resistencias máximas a corte cercanos a  $0.35 \text{ kg/cm}^2$ , por ese motivo se decidió de forma

conservadora utilizar este valor. Es importante mencionar que el proyecto TAISHIN también se llegó a la conclusión que la falla por corte era una de las más críticas para este tipo de viviendas.

- **Resistencia a tensión ( $f_t$ ):** en cuanto a resistencia a tensión se está considerando los valores obtenidos en el ensayo en mesa inclinable a vivienda de adobe tradicional en TAISHIN-FASE I.
  - Donde la pared frontal del modelo fue la primera en fallar a unos 14° de inclinación, que equivale a unos 4.27 toneladas de cortante basal, básicamente esta pared estaba sostenida en sus extremos por las paredes laterales, lo que provocó una concentración de esfuerzos de tensión en dicha zona, hasta que se superó la resistencia a tensión del adobe, el esfuerzo máximo alcanzado en la zona de falla fue 0.126 kg/cm<sup>2</sup>. Por lo que consideraremos un esfuerzo máximo de 0.12 kg/cm<sup>2</sup> al revisar esta misma zona en nuestros modelos.



*Figura 3.2-1 Colapso de pared frontal de vivienda tradicional durante ensayo en mesa inclinable Proyecto TAISHIN-FASE I*

- La pared posterior de este modelo fue la última en fallar, y tuvo un comportamiento similar al de un tablero apoyado en tres lados, por lo que falló por esfuerzos de tensión por flexión, la inclinación al momento de la falla fue de  $22^\circ$  equivalente a un cortante basal de 6.62 toneladas, el esfuerzo obtenido en la conexión pared-pared fue de  $1.17 \text{ kg/cm}^2$ , por lo que se tomara un esfuerzo de  $1.15 \text{ kg/cm}^2$  como resistencia a tensión de la mampostería de adobe, el esfuerzo en la conexión pared-fundación fue de  $0.37 \text{ kg/cm}^2$ , no obstante, en nuestra investigación no se tomará en consideración, ya que fue obtenido asumiendo empotramiento en los tres extremos de dicho muro, mientras que nuestros modelos serán simplemente apoyados, debido a que en la construcción de este tipo de viviendas las cimentaciones empleadas son superficiales, por lo tanto su comportamiento es similar a un apoyo simple.



*Figura 3.2-2 Caída de pared posterior en ensayo de mesa inclinable*

- Durante este ensayo quedó en evidencia que el comportamiento fuera del plano es el más desfavorable, pudiendo identificarse las dos zonas críticas de falla mencionadas en los párrafos anteriores con sus respectivos esfuerzos máximos, por lo que estas zonas y esfuerzos se revisarán con especial énfasis en los tres modelos dentro del programa.
- **Módulo de elasticidad ( $E_m$ ):** en TAISHIN-FASE I se obtuvieron valores dentro del rango  $2,201 - 5,890 \text{ kg/cm}^2$  con un promedio de  $3,995.83 \text{ kg/cm}^2$  y coeficiente de variación de 42.72 que indica una alta dispersión de resultados. En TAISHIN-FASE II los valores de módulo de elasticidad

oscilaron entre 1,499 kg/cm<sup>2</sup> y 3,299 kg/cm<sup>2</sup> con promedio de 2,198.47 kg/cm<sup>2</sup> y coeficiente de variación de 28.11, existiendo una dispersión mucho menor y por tanto pueden considerarse como datos más confiables. Por lo que para definir la mampostería de adobe dentro del programa se utilizó un módulo de elasticidad de 2,200 kg/cm<sup>2</sup>.

- **Módulo de rigidez a corte (G<sub>m</sub>):** en la fase II del proyecto TAISHIN a causa del comportamiento exhibido por los prismas ensayados a compresión diagonal, no fue posible obtener un valor de módulo de rigidez a corte, caso contrario a la fase I donde sí se pudo obtener un valor de G<sub>m</sub>, pero el comportamiento errático de los prismas llevo a considerar solamente dos de los cinco prismas ensayados para el cálculo de G<sub>m</sub>, obteniéndose un valor promedio de 807.58 kg/cm<sup>2</sup>, con coeficiente de variación de 6.24, aunque diferentes normas de mampostería como la nuestra sugieren determinar el módulo de rigidez a corte como 0.4E<sub>m</sub>, y ya que los resultados de los ensayos en las dos fases del proyecto TAISHIN no fueron tan certeros, se decidió calcular G<sub>m</sub> de esta manera, obteniéndose así un módulo de rigidez a corte de 880 kg/cm<sup>2</sup>, que a su vez se asemeja al resultado aproximado obtenido en los ensayos.
- **Relación de Poisson (μ<sub>m</sub>):** esta característica es necesaria para poder definir el material dentro del programa y puede determinarse con la Ec 3.2-1.

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad \text{Ec 3.2-1 Modulo de Rigidez a Corte en Función de la Relación de Poisson}$$

De esta forma la relación de Poisson tiene un valor de 0.25.

$$\mu = \frac{E}{2G} - 1 = \frac{2200}{2(880)} - 1 = 0.25$$

Además de todas las propiedades anteriores se consideró un peso por unidad de volumen del adobe de 1,600 kg/m<sup>3</sup>.

- **Concreto**

En cuanto al concreto al ser un material muy estudiado es mucho más sencillo obtener sus propiedades mecánicas con más certeza, se optó por utilizar un concreto con resistencia a compresión  $F'_c$  de 210 kg/cm<sup>2</sup>, el programa sugiere usar un  $\mu$  de 0.20 para concreto por lo que sus propiedades son las mostradas en la Tabla 3.2-1.

*Tabla 3.2-1 Propiedades Mecánicas del Concreto*

|            |   |
|------------|---|
| $f'_c$     | 210 kg/cm <sup>2</sup>  |
| $E_c$      | $15100\sqrt{f'_c} = 15100\sqrt{210}$<br>$= 218819.79 \text{ kg/cm}^2$ |
| $\mu_c$    | 0.20  |
| $G_c$      | 91174.91 kg/cm <sup>2</sup>   |
| $\gamma_c$ | 2400 kg/m <sup>3</sup>  |

- **Acero de refuerzo**

Al igual que el concreto, el acero de refuerzo es un material muy estudiado por lo que sus propiedades mecánicas son más fáciles de obtener, se eligió un acero grado 40 cuya resistencia es de  $F_y=2800 \text{ kg/cm}^2$ .

La Figura 3.2-3, Figura 3.2-4 y Figura 3.2-5 muestran los materiales definidos dentro del programa.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a concrete material named 'FC 210'. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color is 'FC 210' with a yellow color swatch. Material Type is 'Concrete'. Material Grade is empty. Material Notes has a 'Modify/Show Notes...' button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is  $2.400E-03$ . Mass per Unit Volume is  $2.447E-06$ .
- Units:** The unit system is set to 'Kgf, cm, C'.
- Isotropic Property Data:** Modulus Of Elasticity, E is 218819.79. Poisson, U is 0.2. Coefficient Of Thermal Expansion, A is  $9.900E-06$ . Shear Modulus, G is 91174.91.
- Other Properties For Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength,  $f_c$  is 210. Expected Concrete Compressive Strength is 210. There is an unchecked checkbox for 'Lightweight Concrete' and a 'Shear Strength Reduction Factor' field.

Figura 3.2-3 Definición de las propiedades del Concreto

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for an adobe material named 'ADOBE'. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color is 'ADOBE' with a yellow color swatch. Material Type is 'Other'. Material Grade is empty. Material Notes has a 'Modify/Show Notes...' button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is  $1.600E-03$ . Mass per Unit Volume is  $1.632E-06$ .
- Units:** The unit system is set to 'Kgf, cm, C'.
- Isotropic Property Data:** Modulus Of Elasticity, E is 2200. Poisson, U is 0.25. Coefficient Of Thermal Expansion, A is  $1.170E-05$ . Shear Modulus, G is 880.

Figura 3.2-4 Definición de las Propiedades del Adobe

Material Property Data ×

**General Data**

Material Name and Display Color: Fy 2800 ■

Material Type: Rebar

Material Grade:

Material Notes:

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume:

Mass per Unit Volume:

**Units**

**Uniaxial Property Data**

Modulus Of Elasticity, E:

Poisson, U:

Coefficient Of Thermal Expansion, A:

Shear Modulus, G:

**Other Properties For Rebar Materials**

Minimum Yield Stress, Fy:

Minimum Tensile Stress, Fu:

Expected Yield Stress, Fye:

Expected Tensile Stress, Fue:

Switch To Advanced Property Display

Figura 3.2-5 Definición de las propiedades del acero de refuerzo

### 3.2.2 DEFINICIÓN DE SECCIONES

- **Muros de mampostería**

Los muros de mampostería de adobe se han modelado como elementos tipo Shell Thick, el espesor del muro es definido en la opción Membrane y Bending, donde: Membrane aporta la rigidez en el plano del elemento Shell y Bending aporta la rigidez perpendicular al plano del elemento Shell; como se mencionó anteriormente se trabajó con un espesor de 30 cm para todos los muros en los tres modelos, el material de los muros es el definido anteriormente como ADOBE.

*Figura 3.2-6 Definición de las propiedades del muro*

- **Elementos de concreto**

A continuación, se definen las dimensiones para los elementos confinantes que se ocuparan en los modelos 2 y 3, para todos los elementos de concreto se consideró un concreto con  $f_c$  de 210 kg/cm<sup>2</sup> y un acero de refuerzo grado 40.

- Solera de coronamiento  
Definida como elemento tipo viga cuyas dimensiones son 30x15 cm.
- Confinamiento horizontal en aberturas  
Para este caso se tomaron las dimensiones de 30x12.5 cm, siendo siempre un elemento tipo viga.
- Confinamiento vertical en aberturas  
Se definió como elemento tipo columna, usando las mismas dimensiones de 30x12.5 cm.

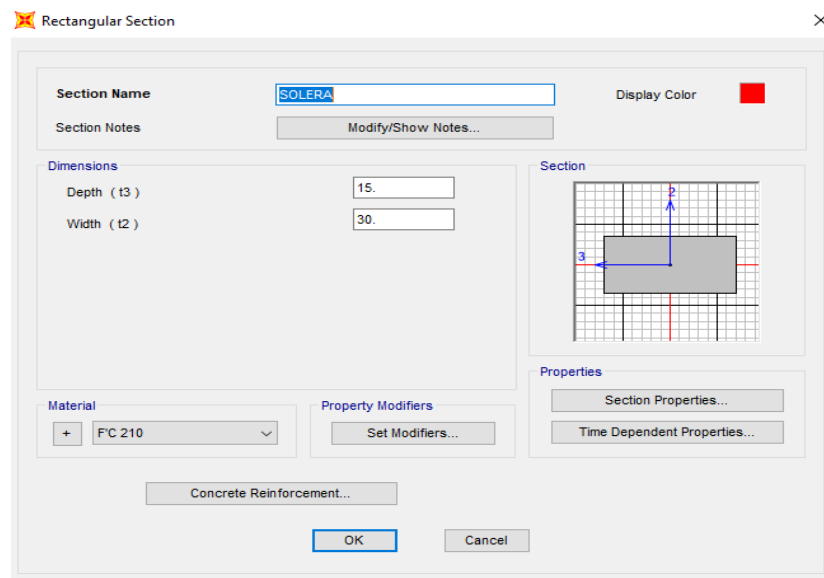


Figura 3.2-7 Dimensionamiento de la solera de Coronamiento

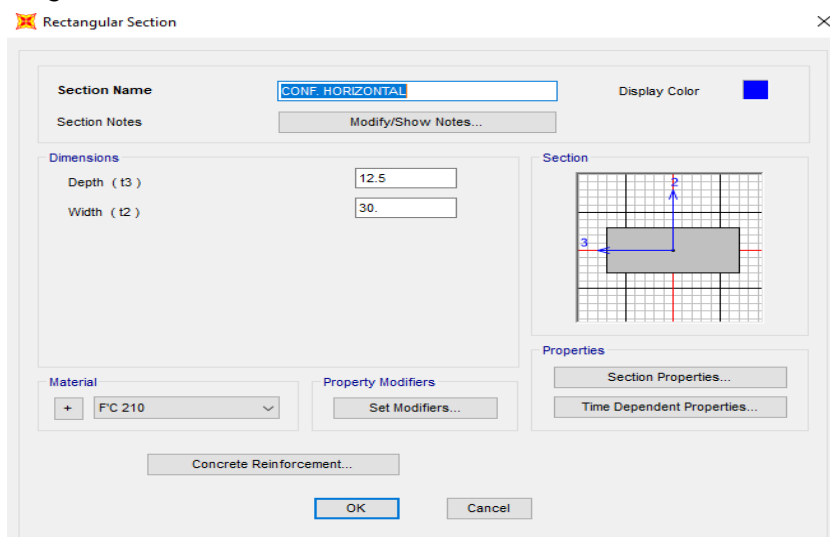


Figura 3.2-8 Dimensionamiento Elemento confinante Horizontal

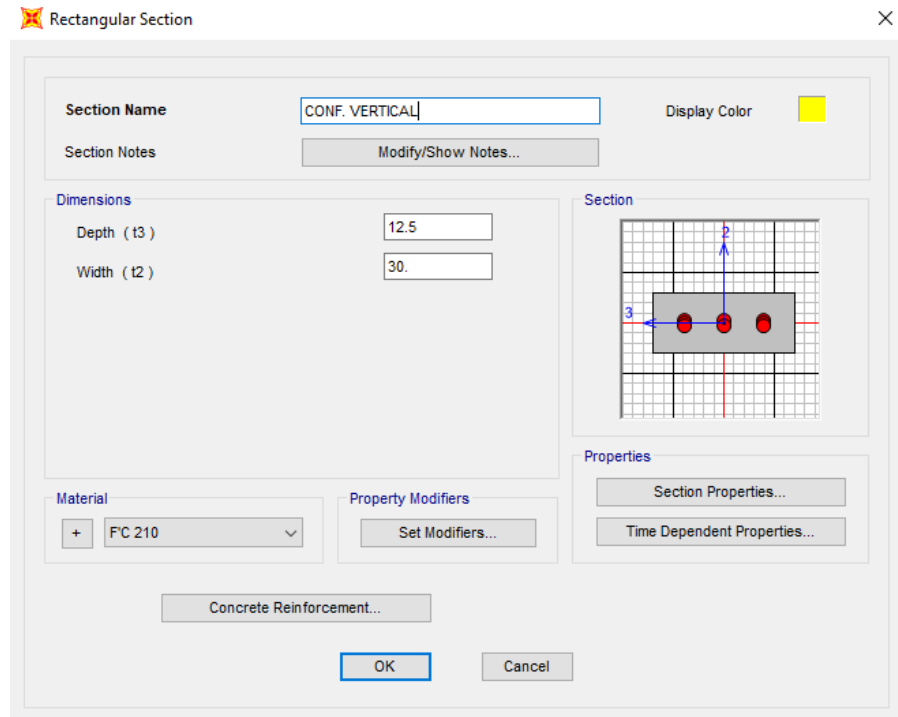


Figura 3.2-9 Dimensionamiento elemento Confinante Vertical

### 3.2.3 DEFINICIÓN DE CASOS DE CARGA

Se han considerado casos de carga muerta, viva y sismo, ya que estos afectan a la estructura de forma permanente y ocasional. En cuanto a la carga muerta se definieron dos casos de carga, PP para el peso propio de la estructura, donde es de mucha importancia que el factor multiplicador de peso tenga el valor de 1, para que el programa pueda calcular el peso propio de la estructura; para los demás casos de carga este factor tiene el valor de 0, y CM que consiste en la carga muerta proveniente de la estructura del techo, en cuanto a carga viva, el caso de carga CV se compone de la carga viva que se consideró para el techo de la vivienda, y se definieron los casos de carga por sismo tanto en dirección X como Y.

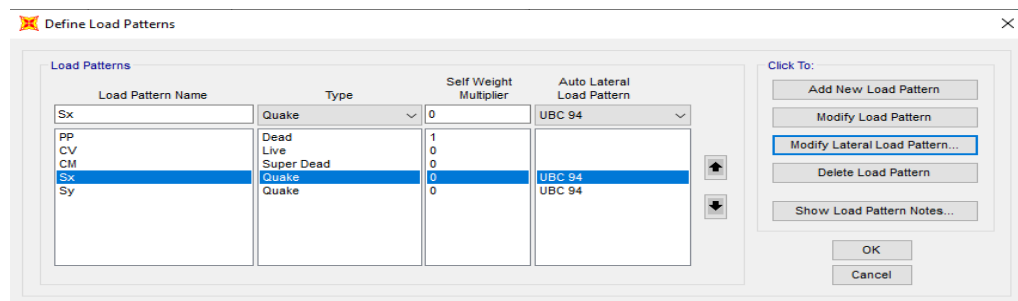


Figura 3.2-10 Definición de los Casos de Carga

### 3.2.3.1 CARGA VIVA

La única carga viva que soportará la estructura proviene del techo que según el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones (RESECO) de nuestro país corresponde a un valor de  $20 \text{ kg/m}^2$  para un techo con pendiente mayor a 5%.

### 3.2.3.2 CARGA MUERTA

Para todos los modelos se consideró una estructura de techo liviano, compuesto por lámina de calibre 24 cuyo peso propio ronda los  $4.96 \text{ kg/m}^2$  y polines C 4x2" con un peso aproximado de  $3.25 \text{ kg/m}$  como se muestra en la Figura 3.2-11. Si bien es cierto que normalmente las viviendas de adobe tradicional poseen una estructura de techo compuesta por vigas de madera y tejas, la cual es mucho más pesada que la que se consideró para todos los modelos, se optó por el mismo techo liviano para los tres modelos, de nuevo buscando que la variación de los resultados se deba únicamente a la incorporación de los elementos de concreto que componen la propuesta de mejora, y no a una variación significativa de las cargas soportadas, además se sabe que un techo liviano es más beneficioso para las viviendas de adobe, pero el objetivo de nuestro trabajo no es medir el efecto que provoca un techo pesado y liviano, sino el de la solera de coronamiento y elementos confinantes de aberturas.

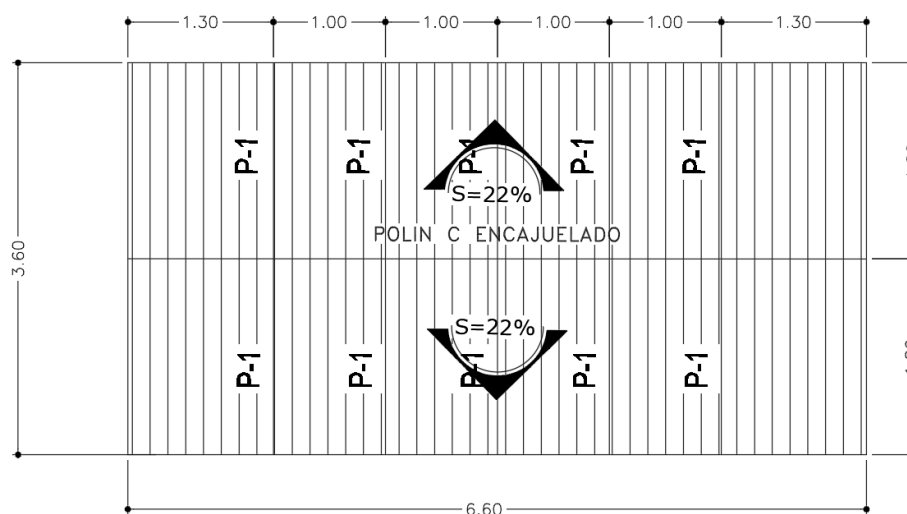


Figura 3.2-11 Esquema de techo aplicado a la vivienda

### 3.2.3.3 BAJADO DE CARGAS DE TECHO

Cargas:

Tabla 3.2-2 Cargas en la estructura de Techo

|                           |   |                     |
|---------------------------|---|---------------------|
| Peso de lámina calibre 24 | $4.958 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m}$ | $4.96 \text{ kg/m}$ |
| Peso de Polín C           |   | $3.25 \text{ kg/m}$ |
| Carga Muerta              |   | $8.21 \text{ kg/m}$ |
| Carga Viva                |   | $20 \text{ kg/m}$   |

#### Las cargas en el polín C

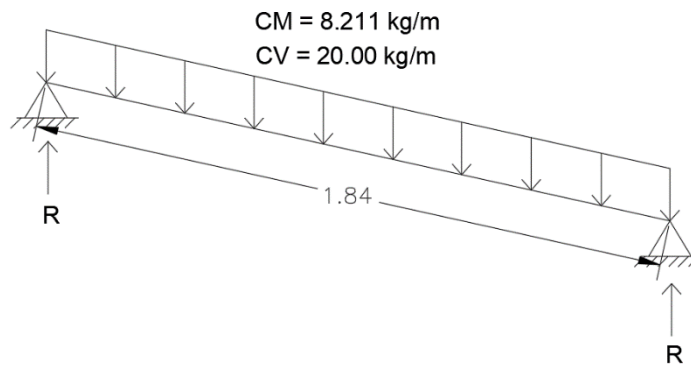


Figura 3.2-12 Distribución de Cargas en Polines

Por lo que resolviendo por ecuaciones de equilibrio se obtienen los siguientes valores de reacciones:

$$R_M = 7.57 \text{ kg}$$

$$R_V = 18.44 \text{ kg}$$

**Cargas sobre el mojinete:**

Multiplicar por 2 los valores de las reacciones de los polines porque son 2 polines los que le llegan al polín C encajuelado, quedando de la siguiente manera:

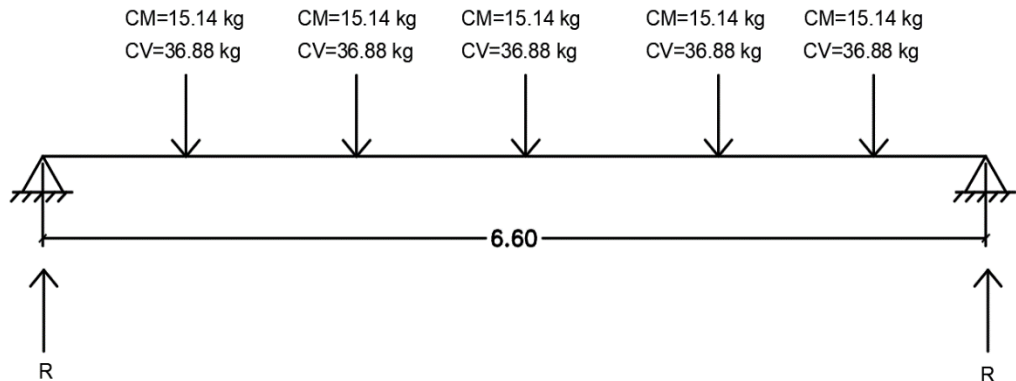


Figura 3.2-13 Distribución de Cargas de techo en Polín principal

Obteniendo las reacciones:

$$R_M = \frac{(15.14 \times 5) + (2 \times 3.25 \times 6.60)}{2}$$

$$R_M = 59.32 \text{ kG}$$

$$R_V = \frac{(36.88 \times 5)}{2}$$

$$R_V = 92.20 \text{ kg}$$

Carga distribuida sobre el mojinete:

$$CM = 4.96 \text{ kg/m}^2 \times 0.80 \text{ m} = 3.97 \text{ kg/m}$$

$$CV = 20.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 0.80 \text{ m} = 16.00 \text{ kg/m}$$

### 3.2.3.4 PESO SÍSMICO

Según el RESECO, para el peso sísmico deben considerarse la totalidad de las cargas muertas, y para cubiertas o azoteas con pendientes mayores al 5% las cargas vivas pueden considerarse como nulas, pero se tomó a bien considerar un 25% de dichas cargas.

| Load Pattern | Multiplier |
|--------------|------------|
| PP           | 1.         |
| PP           | 1.         |
| CM           | 1.         |
| CV           | 0.25       |

Figura 3.2-14 Definición del Peso Sísmico

### 3.2.3.5 CARGA SÍSMICA

Para la carga sísmica se utilizó la Norma Técnica para Diseño por Sismo (NTDS) de nuestro país, pero debido a que el programa no cuenta con esta normativa por defecto, se utilizó el Uniform Building Code-1994 (UBC-94) para definir las cargas sísmicas, ya que nuestra normativa proviene de este código, sin embargo, es necesario realizar un ajuste al factor de importancia definido con el UBC-94

para obtener resultados similares a los que se obtendrían con nuestra normativa. El procedimiento es el siguiente:

La NTDS define el coeficiente sísmico  $C_s$  con la Ec 3.2-2.

$$C_s = \frac{AI_{NTDS}CoTo^{2/3}}{RT^{2/3}} \quad \text{Ec 3.2-2 Coeficiente Sísmico según la NTDS}$$

El UBC-94 lo define según la Ec 3.2-3.

$$C_s = \frac{ZI_{UBC}1.25S}{RT^{2/3}} \quad \text{Ec 3.2-3 Coeficiente Sísmico según UBC-94}$$

En ambos casos el periodo fundamental de vibración  $T$  se determina con la Ec 3.2-4, el factor modificación de respuesta  $R$  es 6 para estructuras de paredes de mampostería en las dos normativas, así como el Factor de zonificación sísmica  $A$  en NTDS y  $Z$  en UBC-94 es 0.4, en ambos casos correspondiente a la zona de mayor riesgo sísmico.

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad \text{Ec 3.2-4 Periodo fundamental de Vibración}$$

Se asumió que el perfil de suelo dónde estaría ubicado la estructura es tipo S3 que según la NTDS corresponde a un suelo con las características siguientes “Perfil de suelo que contiene un espesor acumulado de 4 a 12 m de suelos cohesivos blandos a medianamente compactos o suelos no cohesivos sueltos”. A este perfil de suelo corresponden los coeficientes de sitio  $Co$  y  $To$  de 3.0 y 0.6 respectivamente, mientras que el UBC-94 para un suelo similar define su coeficiente de sitio  $S$  igual a 1.5 (Tabla 3.2-3), considerando esto se procede a definir el factor de importancia de la UBC-94 en función del factor de importancia de la NTDS.

$$\frac{ZI_{UBC}1.25S}{R_w T^{2/3}} = \frac{AI_{NTDS}CoTo^{2/3}}{RT^{2/3}}$$

$$I_{UBC} = 1.1382(I_{NTDS})$$

Tabla 3.2-3 Caracterización de los Tipos de suelo

| TIPO | DESCRIPCIÓN   | FACTOR S |
|------|---|----------|
| S1   | - Material similar a una roca caracterizado por una velocidad de onda de corte superior a 750 m / s o por otros medios de clasificación.<br>- Condición de suelo rígido o denso donde la profundidad del suelo excede los 60 m. | 1        |
| S2   | Un perfil de suelo con condiciones de suelo denso o rígido, donde las condiciones del suelo, donde la profundidad del suelo supera los 60 m.  | 1.2      |
| S3   | Un perfil de suelo de 20 m o más de profundidad y que contiene más de 6 m de arcilla blanda a medianamente rígida pero no más de 12 m de arcilla blanda.  | 1.5      |
| S4   | Un perfil de suelo de 20 o más de profundidad y que contiene más de 6 de arcilla blanda a medianamente rígida pero no más de 12 de arcilla blanda.  | 2        |

La Figura 3.2-15, muestra la definición de las cargas sísmicas en el programa SAP2000.

Figura 3.2-15 Definición de carga sísmica

El valor de  $C_t$  se obtuvo directamente de la NTDS, tal y como se menciona en dicha norma: “Donde  $C_t$  es igual a 0.085 para sistemas A con marcos de acero; 0.073 para sistemas A con marcos de concreto reforzado y 0.049 para el resto de los sistemas”, dado que la estructura a analizar es de mampostería de adobe se elige la opción de 0.049.

### 3.2.3.6 COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga utilizadas son las dadas por el código ASCE/SEI 7-16, no se considerarán las establecidas en el RESECO porque esas combinaciones son poco usadas en la actualidad, por lo tanto, las combinaciones de carga a utilizar son las siguientes:

**COMBO 1:**  $1.2CM + 1.6CV$

**COMBO 2:**  $1.2CM + CV + S_x$

**COMBO 3:**  $1.2CM + CV + S_y$

**COMBO 4:**  $1.2CM + CV - S_x$

**COMBO 5:**  $1.2CM + CV - S_y$

**COMBO 6:**  $0.9CM + S_x$

**COMBO 7:**  $0.9CM + S_y$

**COMBO 8:**  $0.9CM - S_x$

**COMBO 9:**  $0.9CM - S_y$

**COMBO 10:** ENVOLVENTE

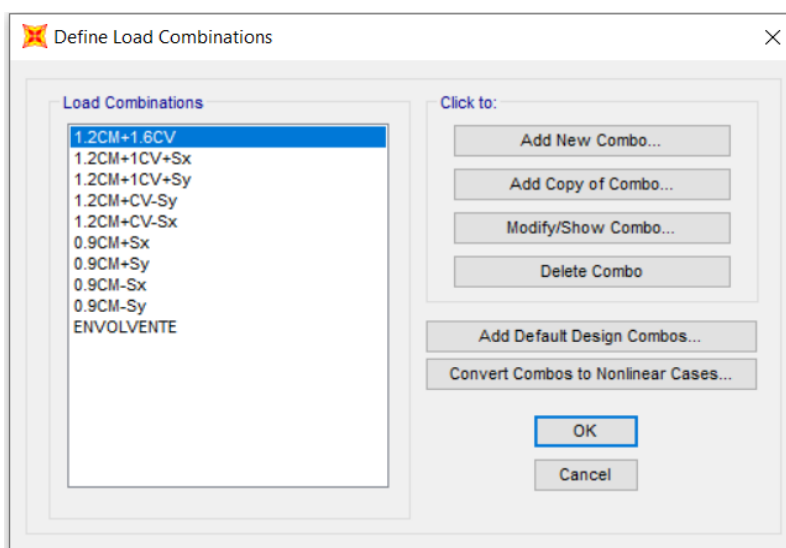


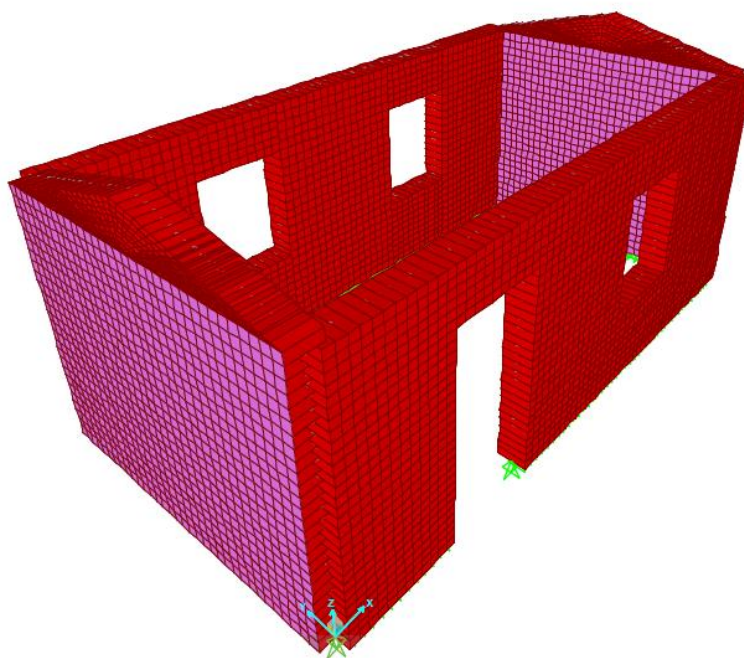
Figura 3.2-16 Definición de las Combinaciones de Carga

### 3.3 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

se definió un apoyo tipo articulado para los tres modelos, ya que las soleras de fundación al ser una cimentación poco profunda y por sus dimensiones, ofrece una resistencia a rotación muy pequeña o nula, por lo que considerar un apoyo tipo empotramiento no sería adecuado.

#### MODELO I

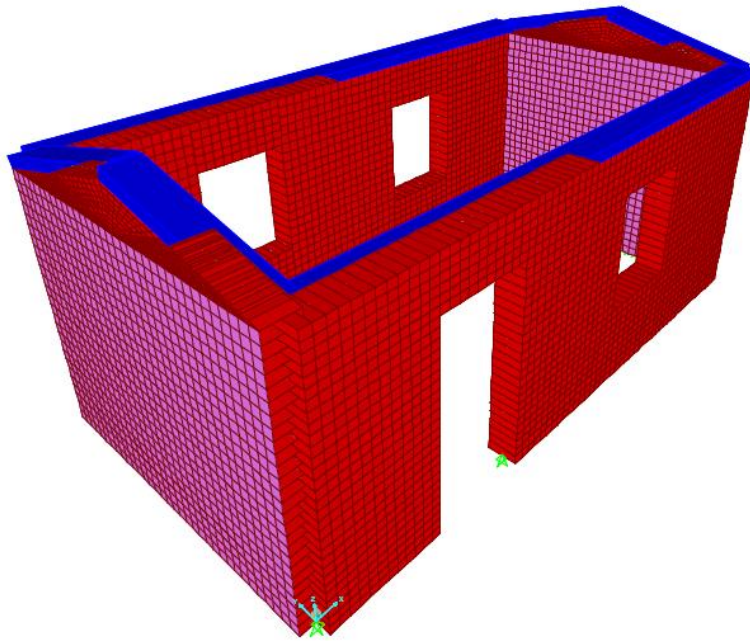
Como se mencionó al principio de este capítulo el MODELO I es una representación de una vivienda de adobe tradicional.



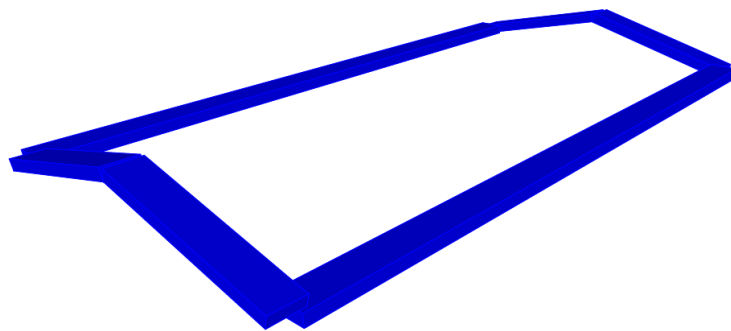
*Figura 3.3-1 Vista Tridimensional del Modelo I - Adobe Tradicional*

**MODELO II**

El MODELO II difiere del MODELO I únicamente en la incorporación de la solera de coronamiento de concreto.



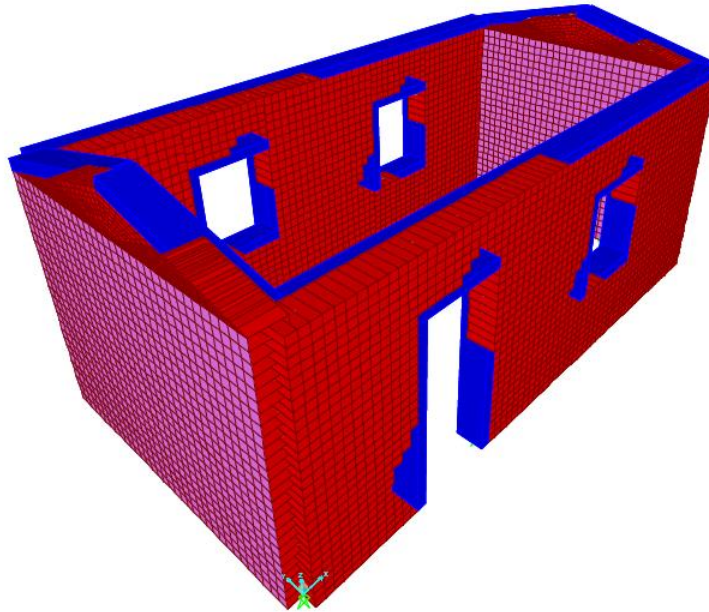
*Figura 3.3-3 Vista 3D Modelo II - Adobe Tradicional + Solera de Coronamiento*



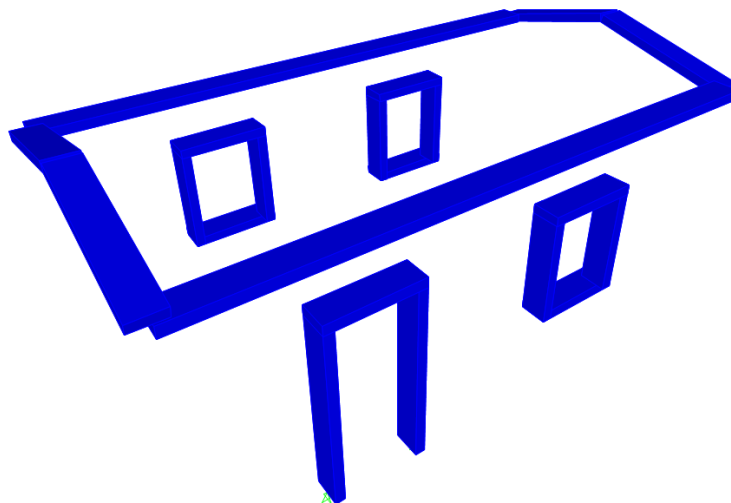
*Figura 3.3-2 Vista 3D Solera de Coronamiento*

**MODELO III**

El MODELO III ya incluye además de la solera de coronamiento los elementos confinantes de aberturas de puertas y ventanas, es decir la propuesta de mejoramiento completa.



*Figura 3.3-4 Vista 3D Modelo III - Adobe Tradicional + Solera de Coronamiento + Elementos confinantes en Aberturas*



*Figura 3.3-5 Vista 3D, Solera de Coronamiento + Elementos Confinantes*

### 3.4 ACCIONES INTERNAS

El programa SAP2000 permite visualizar las acciones internas producidas en elementos tipo Shell en las diferentes caras que posee un objeto área, como lo son cada uno de los elementos finitos utilizados para modelar las paredes de nuestros modelos, la Figura 3.4-1 muestra la definición de las caras en un elemento área.

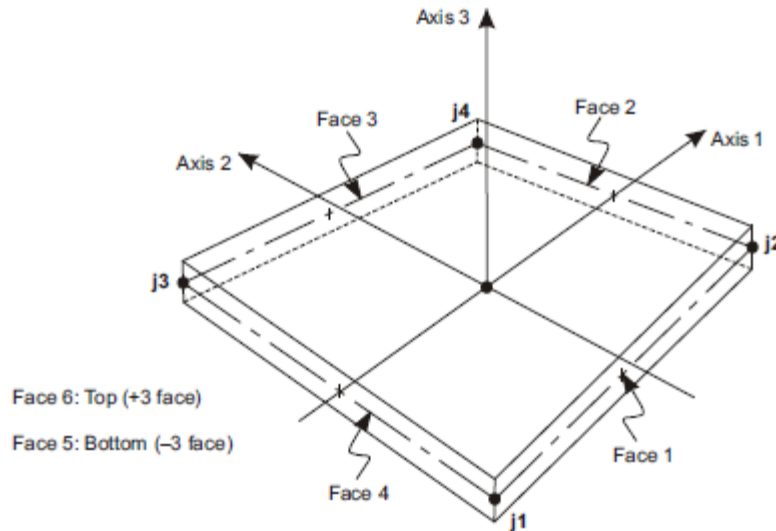


Figura 3.4-1 Esquema de Acciones Internas en un Elemento Área

El programa define los tres ejes locales mostrados en cada elemento, siendo siempre los ejes locales 1 y 2 los contenidos en el plano del elemento área y el eje local 3 perpendicular al plano del elemento determinado, las acciones internas son nombradas de acuerdo con la cara donde ocurre y la dirección que posee, de manera que un esfuerzo S11 significa que el esfuerzo ocurre en la cara 1 en la dirección del eje local 1.

La disposición y manera de leer los resultados del análisis se muestra en la Figura 3.4-2 y Figura 3.4-3

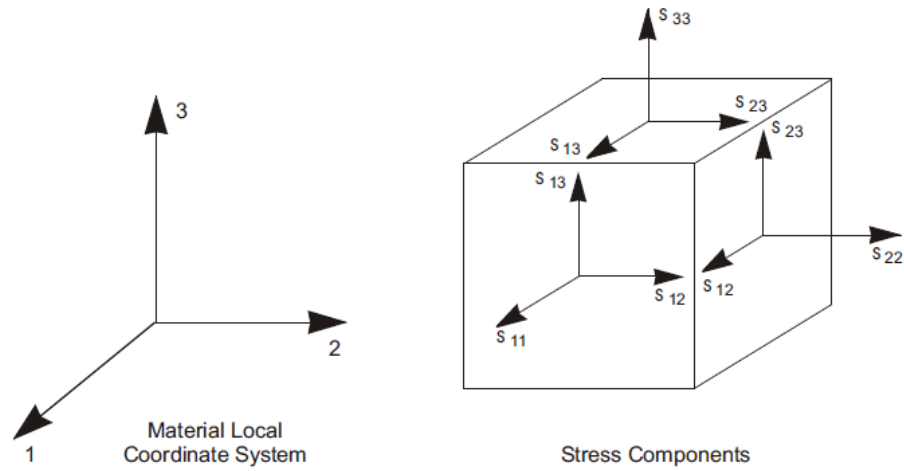


Figura 3.4-2 Definición de los Ejes locales en los Elementos Área

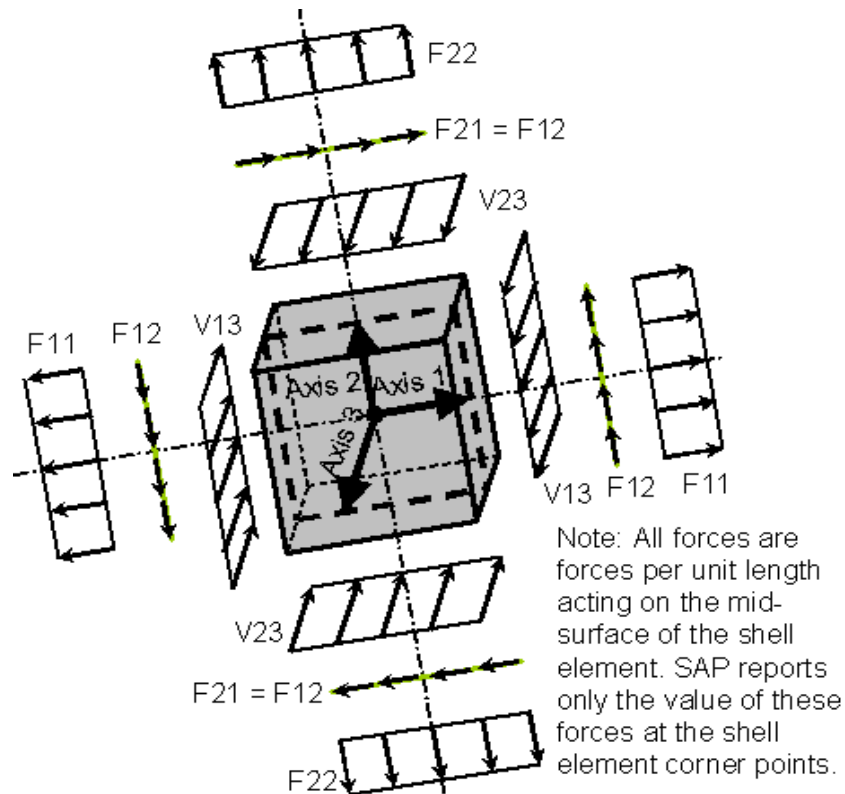


Figura 3.4-3 Acciones internas en los Ejes Locales de los elementos Área

## CAPITULO 4: ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 4.1 RESULTADOS OBTENIDOS EN MODELACIÓN MATEMÁTICA

Antes de proceder al análisis de resultados es necesario aclarar que las comparaciones entre modelos serán abordadas desde una perspectiva más cualitativa que cuantitativa, tomando los resultados de las pruebas realizadas en el proyecto TAISHIN mencionadas en el capítulo anterior, como parámetros para dar validez a las modelaciones realizadas en este trabajo de investigación, esto debido a que la pandemia de COVID-19 imposibilitó la realización de pruebas experimentales sobre la mesa inclinable para continuar con las investigaciones iniciadas en el proyecto TAISHIN.

#### 4.1.1 ESFUERZOS DE TENSIÓN

En el proyecto TAISHIN Fase I se demostró que el comportamiento fuera del plano de la pared es el más crítico, durante el ensayo en la mesa inclinable a la vivienda de adobe tradicional se obtuvo un esfuerzo máximo de tensión distribuido en la conexión entre muros de  $0.12 \text{ kg/cm}^2$  provocando la separación de la pared frontal del modelo y por consiguiente falla por volteo (Figura 4.1-1), mientras que en la pared posterior se obtuvo un esfuerzo de tensión por flexión máximo de  $1.15 \text{ kg/cm}^2$  que condujo a la falla de dicha pared (Figura 4.1-2), por lo que se espera tener esfuerzos de tensión mayores en la unión de paredes ya que estas son las zonas más críticas en una vivienda de adobe tradicional.



*Figura 4.1-1 Ensayo mesa inclinable proyecto TAISHIN – pared Frontal*

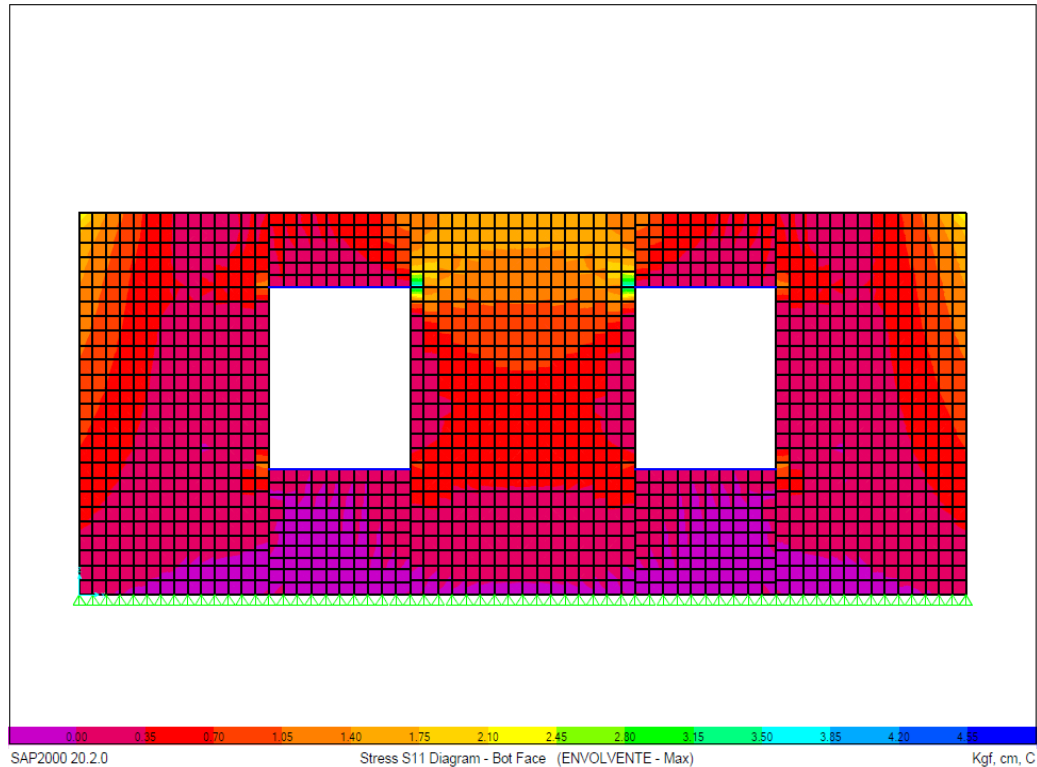


*Figura 4.1-2 Ensayo Mesa inclinable Proyecto TAISHIN - Pared Posterior*

A continuación, se muestran los esfuerzos de tensión obtenidos en la modelación matemática, donde se analizarán las zonas antes mencionadas.

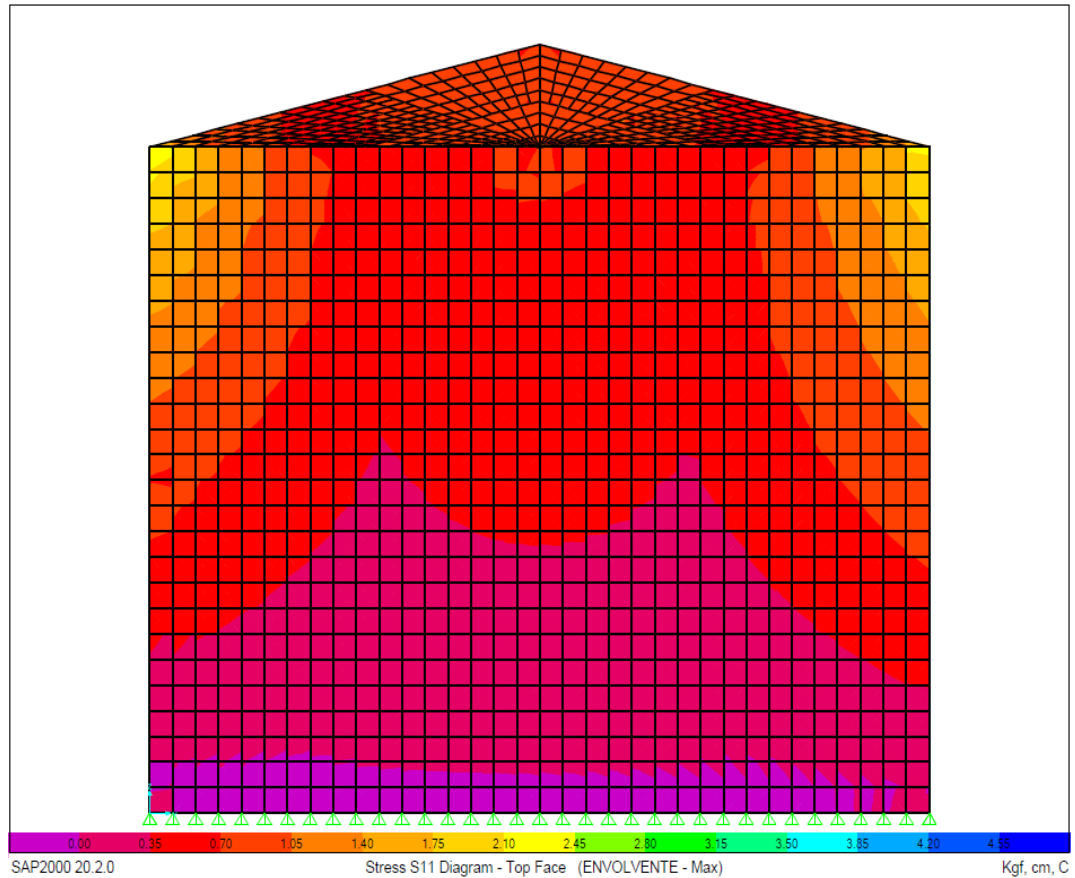
#### 4.1.1.1 MODELO I

En la Figura 4.1-3, se visualiza que en las esquinas superiores de la pared posterior existe alta concentración de esfuerzos de tensión por flexión, alcanzando un máximo de 2.39 kg/cm<sup>2</sup>, siendo este mayor al registrado en TAISHIN Fase I, cuya magnitud fue de 1.15 kg/cm<sup>2</sup>.



*Figura 4.1-3 Diagrama de Esfuerzos - Pared Posterior - Tensión por Flexión*

Además, se observan esfuerzos de tensión en las aberturas de ventanas, los cuales son superiores a la resistencia del adobe, donde la magnitud máxima obtenida es de  $4.60 \text{ kg/cm}^2$ .



*Figura 4.1-4 Pared Lateral Vivienda de Adobe Tradicional - Diagrama de Esfuerzo*

Por otra parte, el esfuerzo de tensión en la conexión entre paredes, también se concentró en las esquinas superiores (Figura 4.1-4) dando como resultado  $2.40 \text{ kg/cm}^2$ , esta magnitud de esfuerzo es 20 veces mayor al obtenido en el ensayo de la mesa inclinable. Es importante mencionar que durante el proyecto TAISHIN, el esfuerzo máximo soportado en esta zona de  $0.12 \text{ kg/cm}^2$ , se calculó considerándolo como un esfuerzo distribuido en toda la altura de la pared, y en el MODELO I puede notarse que este esfuerzo se concentra en esquina superiores, y su magnitud disminuye a medida se acerca a la base de las

paredes, de modo que las esquinas inferiores incluso se encuentran a compresión, esto sugiere que la comparación de estos esfuerzos no es idónea, ya que reflejan una distribución diferente de esfuerzos en la vivienda, lo que podría explicar la enorme diferencia entre sus magnitudes. También se debe recordar que en el programa no se puede llevar al modelo hasta la falla, como se hace en la mesa inclinable, se sabe que los esfuerzos de falla son un poco menores que la máxima capacidad del material, esto también puede influir en la diferencia de magnitudes de los esfuerzos de interés en esta investigación.

En general, el MODELO I muestra resultados semejantes al de una vivienda de adobe tradicional, demostrando la vulnerabilidad de este tipo de vivienda ante un evento sísmico, por lo que se da por válida nuestra modelación de vivienda de adobe tradicional y se procederá a la comparación entre los demás modelos.

#### **4.1.1.2 MODELO II**

En el MODELO II se puede notar la contribución de la solera de coronamiento, al disminuir la concentración de esfuerzos por flexión en las esquinas superiores de las paredes, distribuyéndolos uniformemente en sus extremos. En la Figura 4.1-5 se observa la pared frontal del modelo donde se presenta el máximo esfuerzo de tensión por flexión el cual es de  $0.35 \text{ kg/cm}^2$  siendo significativamente menor a los registrados en el MODELO I ( $2.40 \text{ kg/cm}^2$ ), de manera que se logra controlar la falla de tensión por flexión únicamente con la inclusión de la solera de coronamiento.

El esfuerzo en esquinas de aberturas alcanza un máximo de  $1.10 \text{ kg/cm}^2$  que es inferior al obtenido en el MODELO I ( $4.60 \text{ kg/cm}^2$ ).

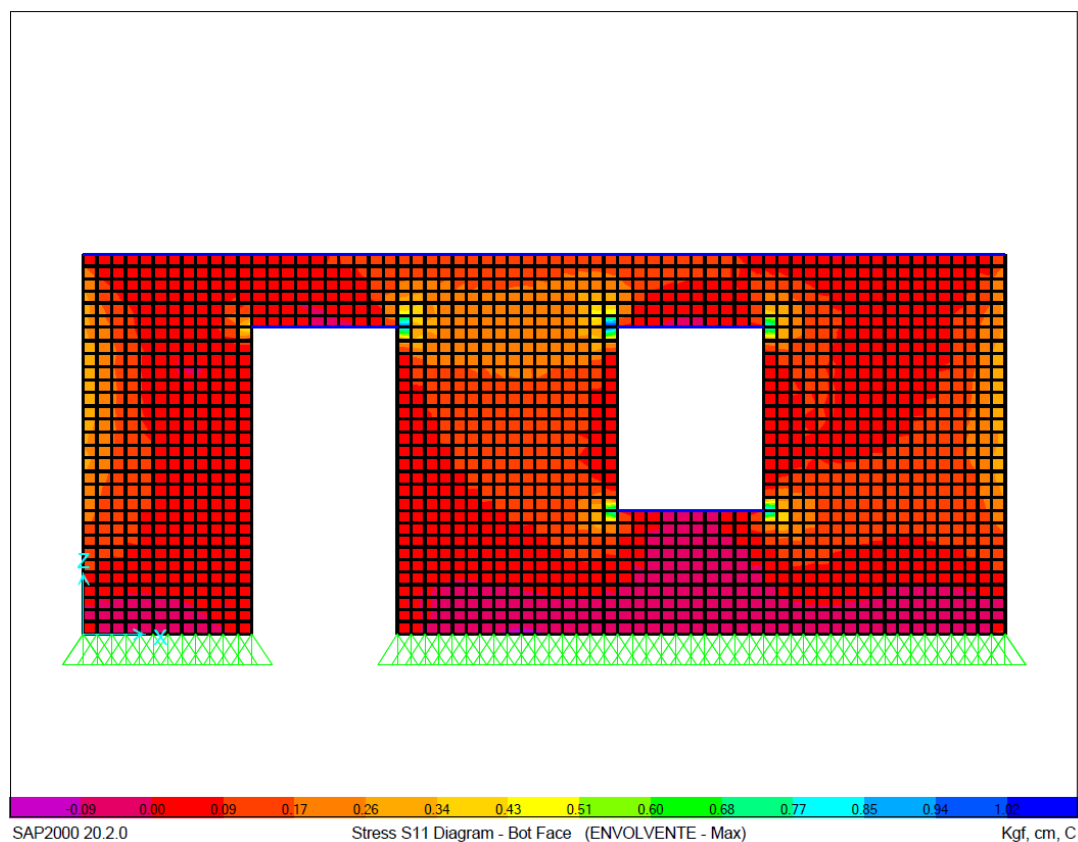
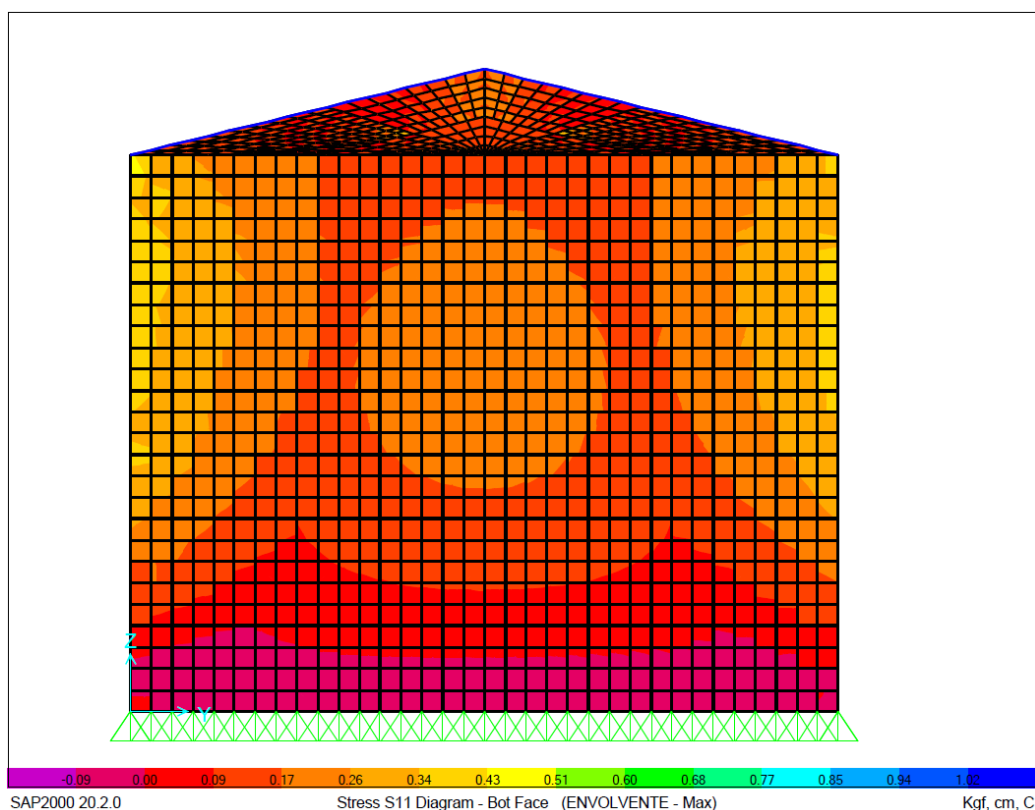


Figura 4.1-5 Diagrama de Esfuerzos - Pared Frontal - Tensión por Flexión

Mientras que en las paredes de apoyo la solera de coronamiento reduce los esfuerzos en gran medida pasando de  $2.51 \text{ kg/cm}^2$  a un esfuerzo máximo de  $0.50 \text{ kg/cm}^2$ , logrando una reducción del 80%, tal como se esperaba de este modelo las uniones de paredes y esquinas de aberturas siguen teniendo valores elevados de esfuerzos.



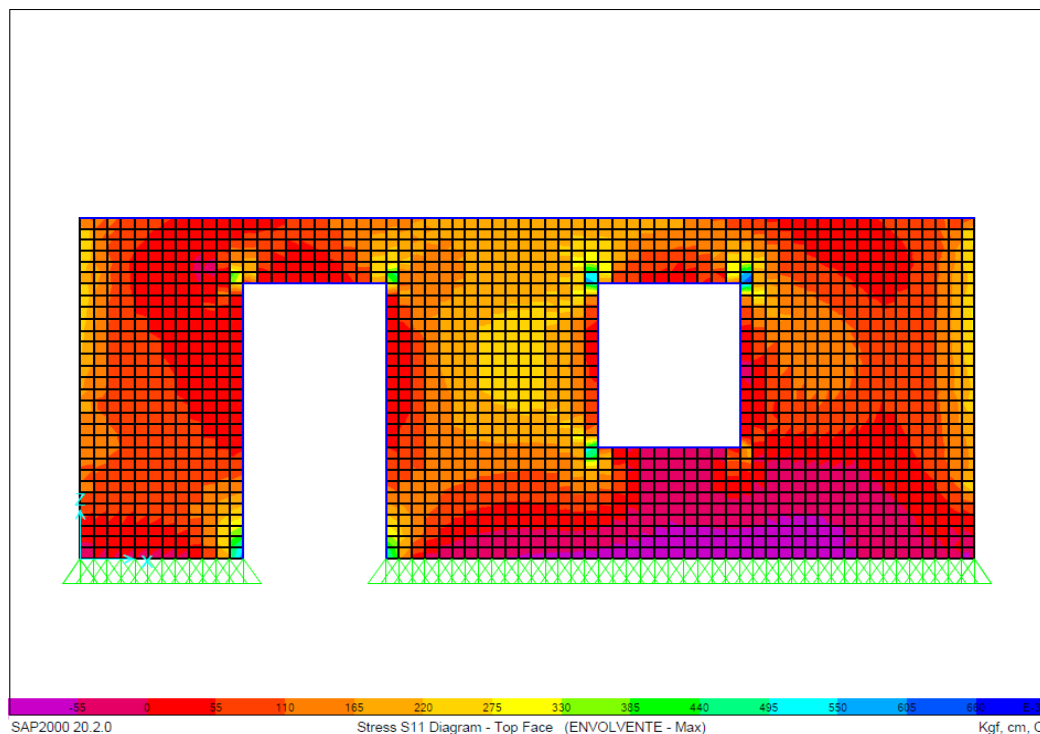
*Figura 4.1-6 Pared Lateral Vivienda de Adobe Tradicional - Diagrama de Esfuerzo*

#### 4.1.1.3 MODELO III

Este modelo adiciona elementos confinantes en las aberturas, no se esperaba una variación considerable en cuanto a esfuerzos de tensión por flexión, sin embargo, se logra percibir una leve reducción en estos con respecto al MODELO II ( $0.35 \text{ kg/cm}^2$ ), obteniendo un máximo de  $0.29 \text{ kg/cm}^2$ .

Los esfuerzos de tensión en las esquinas de aberturas disminuyen con respecto al MODELO II ( $1.10 \text{ kg/cm}^2$ ), alcanzando un máximo de  $0.69 \text{ kg/cm}^2$ , por lo que estos elementos confinantes si contribuyen a reducir esfuerzos de tensión en dicha zona.

Por tanto, con nuestra propuesta de mejora estructural se logra controlar la falla por flexión en las paredes de viviendas de adobe.



*Figura 4.1-7 Diagrama de Esfuerzos - Pared Frontal - Modelo III*

Por otro lado, los esfuerzos de tensión en paredes de apoyo presentan un ligero aumento con respecto al MODELO II ( $0.50 \text{ kg/cm}^2$ ) a causa de la presencia de estos elementos confinantes, siendo el máximo de una magnitud de  $0.57 \text{ kg/cm}^2$ , aunque con relación al MODELO I ( $2.51 \text{ kg/cm}^2$ ) sigue existiendo una gran reducción en estos esfuerzos, sin embargo estos valores son muy superiores de tensión por flexión, si bien es cierto que estos valores de esfuerzos son elevados es necesario realizar ensayos en la mesa inclinable para verificar que la falla de separación entre paredes puede controlarse y si no es así será necesario otro tipo de refuerzo en esta zona.

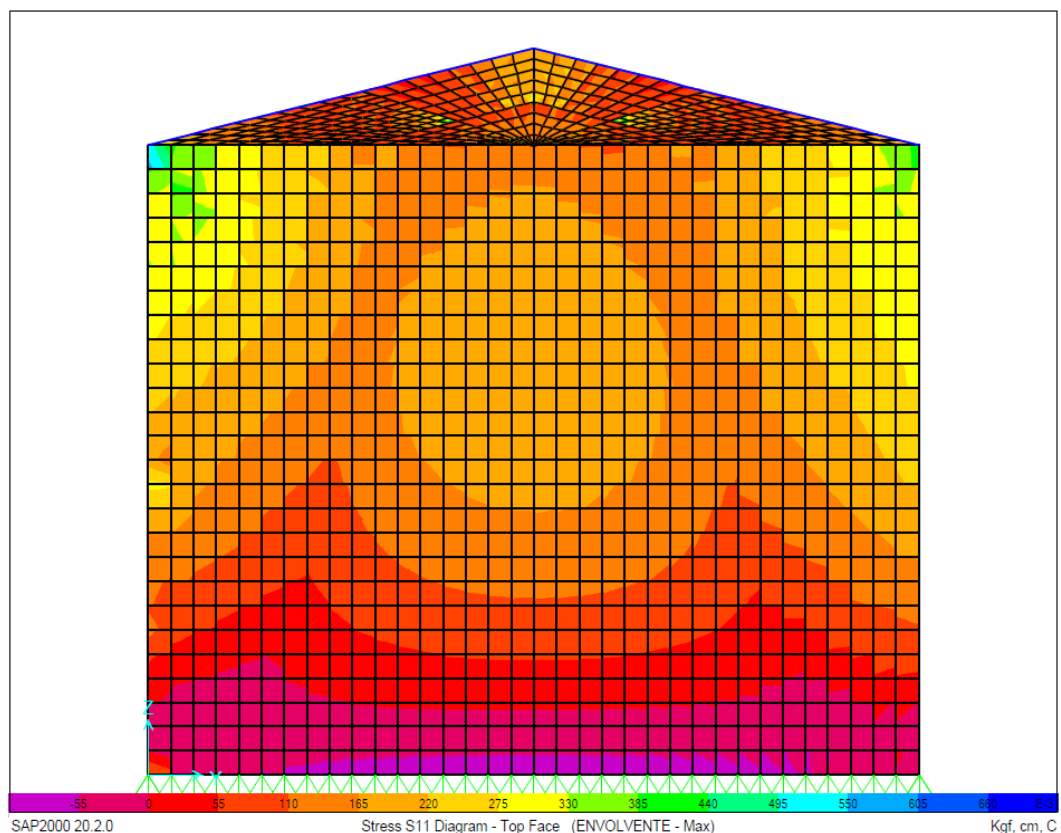


Figura 4.1-8 Pared Lateral Modelo III - Diagrama de Esfuerzos

#### 4.1.2 ESFUERZOS DE CORTE

Otro de los puntos críticos que han sido identificados en diferentes investigaciones, es la baja capacidad que la mampostería de adobe posee para soportar esfuerzos de corte, siendo esta de  $0.35 \text{ kg/cm}^2$  (valor obtenido en TAISHIN), valor con el cual se comparará el MODELO I para dar validez a nuestra modelación.

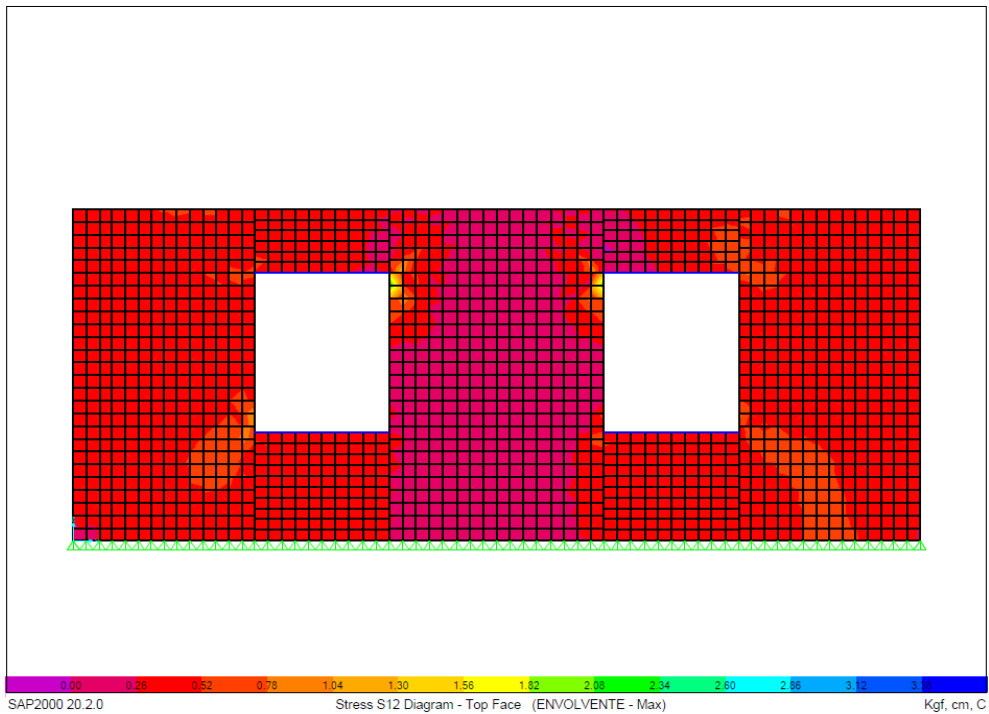
##### 4.1.2.1 MODELO I

Tal como se puede visualizar en la Figura 4.1-9 y Figura 4.1-10, las esquinas de aberturas presentan alta concentración de esfuerzos de corte, con un máximo de  $3.56 \text{ kg/cm}^2$ , el cual supera por mucho la resistencia de la mampostería de adobe, sin embargo, estos resultados reflejan los daños que sufren estas viviendas

durante un evento sísmico, por lo que se procede a evaluar los modelos restantes.



*Figura 4.1-9 Diagrama de Esfuerzo - Pared Frontal – Corte – Modelo I*



*Figura 4.1-10 Diagrama de Esfuerzo Cortante - Pared Posterior – Modelo I*

#### 4.1.2.2 MODELO II

Nuevamente la presencia de solera de coronamiento produce una reducción sustancial de esfuerzos obteniendo un máximo de  $0.85 \text{ kg/cm}^2$ , el cual representa una disminución del 76% con respecto al MODELO I ( $3.56 \text{ kg/cm}^2$ ), confirmando el gran aporte de este elemento.

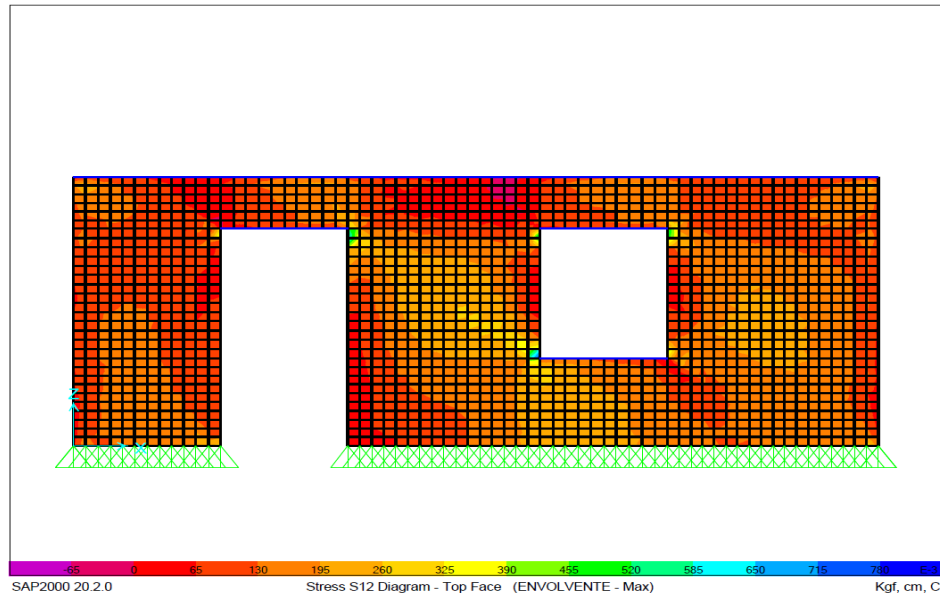


Figura 4.1-11 Diagrama de Esfuerzo Cortante - Pared Frontal – Modelo II

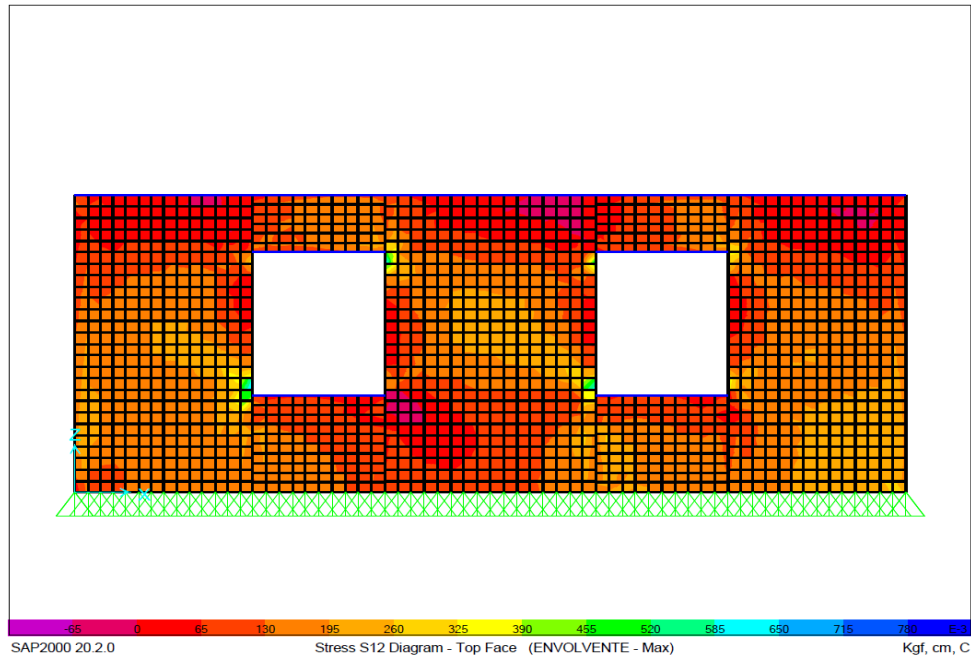


Figura 4.1-12 Diagrama de Esfuerzo Cortante - Pared Posterior – Modelo

II

### 4.1.2.3 MODELO III

En este modelo el esfuerzo de corte máximo alcanzado es de  $0.77 \text{ kg/cm}^2$ , valor que es menor al obtenido en el MODELO II ( $0.85 \text{ kg/cm}^2$ ), cabe recalcar que este esfuerzo se presenta en las esquinas de la puerta, mientras que en las ventanas se reducen los esfuerzos hasta valores inferiores o cercanos a  $0.35 \text{ kg/cm}^2$ , mostrando que estos elementos de confinamiento disminuyen la vulnerabilidad a falla por corte de viviendas de mampostería de adobe.

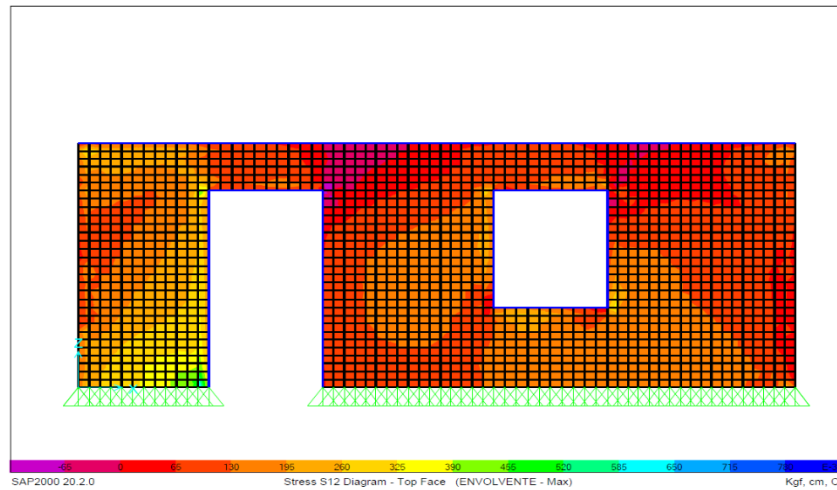


Figura 4.1-13 Diagrama de Esfuerzo Cortante - Pared Frontal – Modelo III

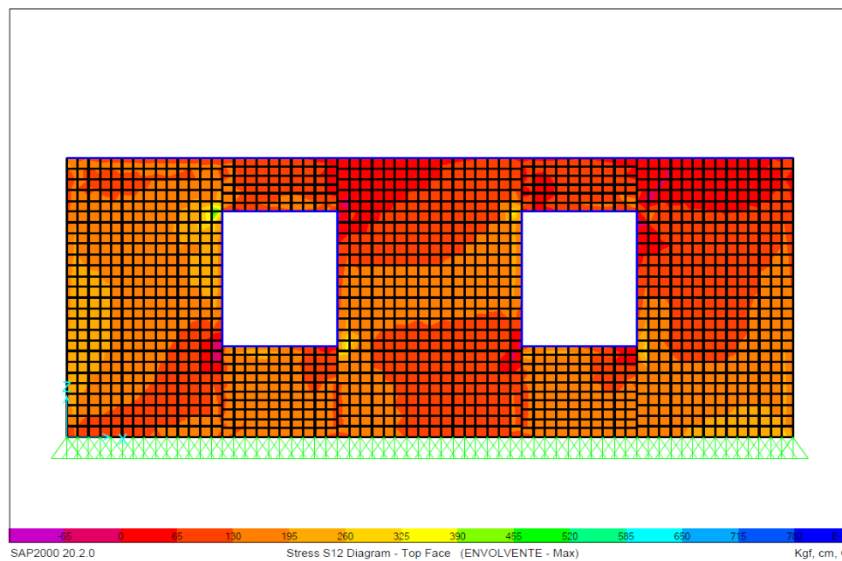


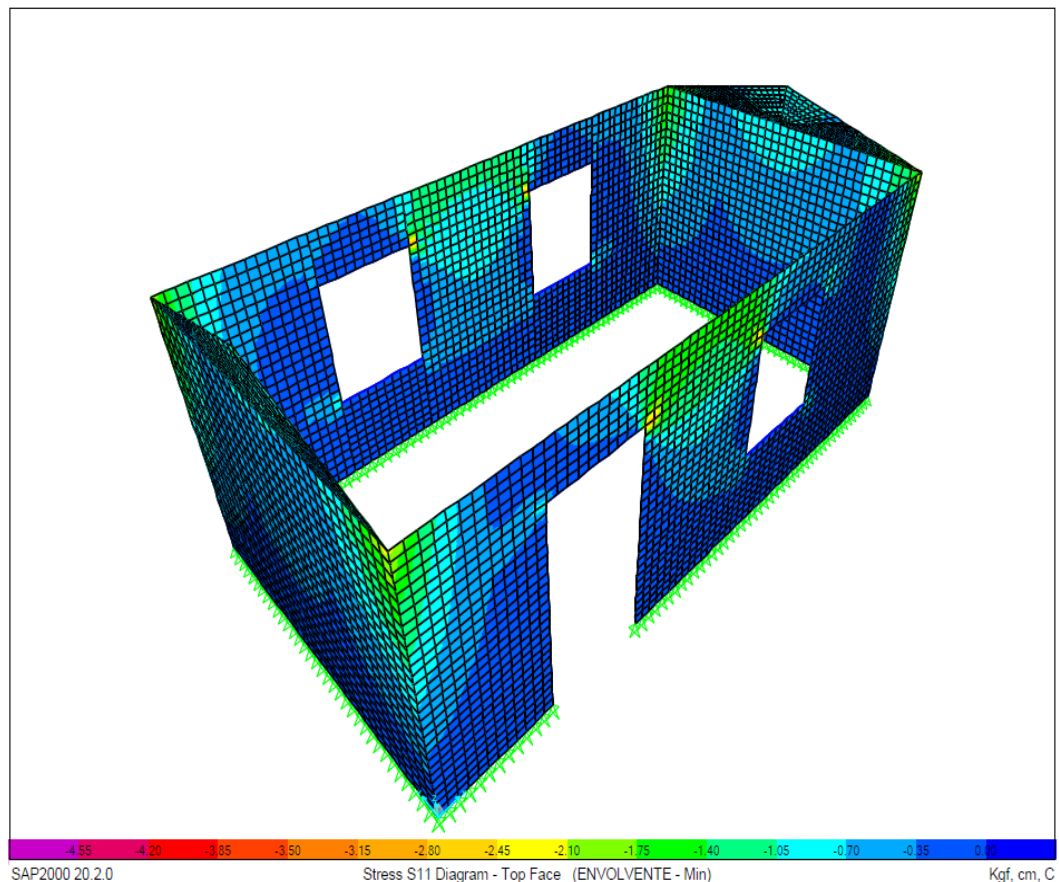
Figura 4.1-14 Diagrama de Esfuerzo Cortante - Pared Posterior – Modelo III

### 4.1.3 ESFUERZOS DE COMPRESIÓN

Además de las acciones internas anteriormente descritas, se analizaron los esfuerzos de compresión en los tres modelos matemáticos, aunque se conoce que, por el espesor de los muros y buena resistencia del material, en las viviendas de mampostería de adobe este esfuerzo no representa un riesgo para la estructura, sin embargo, no está demás realizar una verificación de estos. Recordando que la resistencia máxima a compresión obtenida en el proyecto TAISHIN en su fase I y II fue de  $8.50 \text{ kg/cm}^2$ .

#### 4.1.3.1 MODELO I

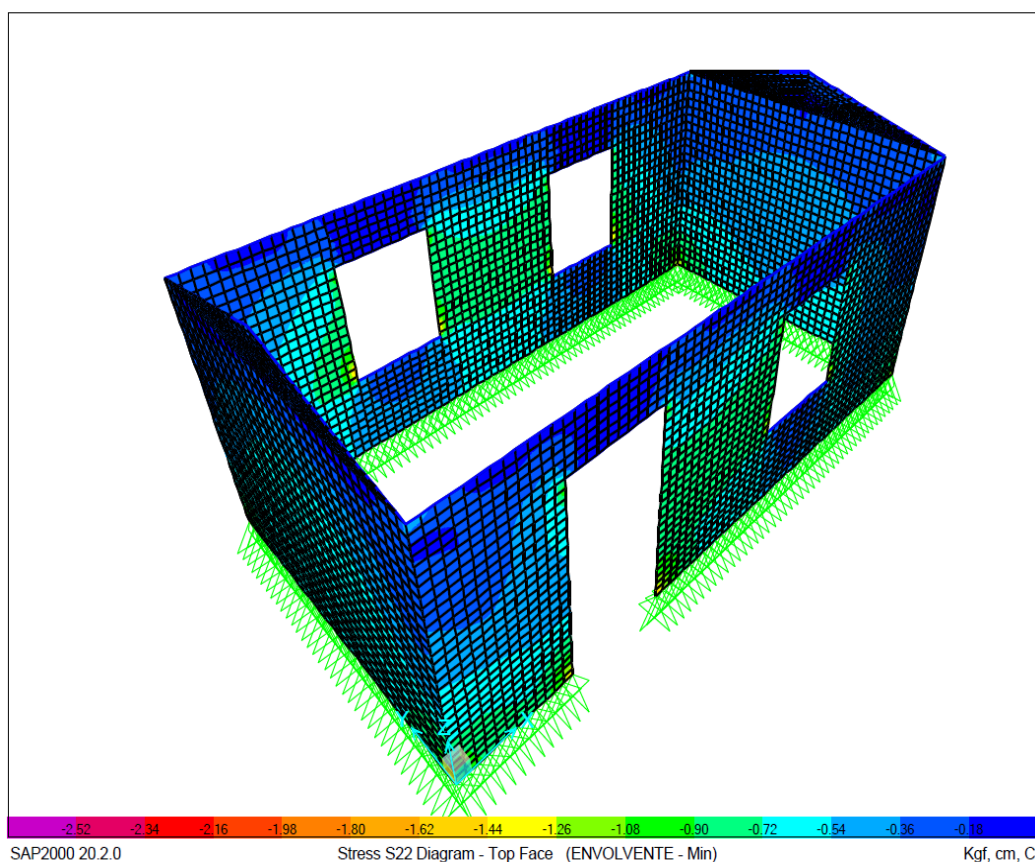
Las mayores concentraciones de esfuerzos a compresión se sitúan en las esquinas de paredes y aberturas, alcanzándose un valor máximo de  $4.68 \text{ kg/cm}^2$ , representando un 55% de su resistencia máxima a compresión, dando validez a nuestra modelación.



*Figura 4.1-15 Diagrama de Esfuerzo de Compresión -Vista 3D Envolvente Min – Modelo I*

#### 4.1.3.2 MODELO II

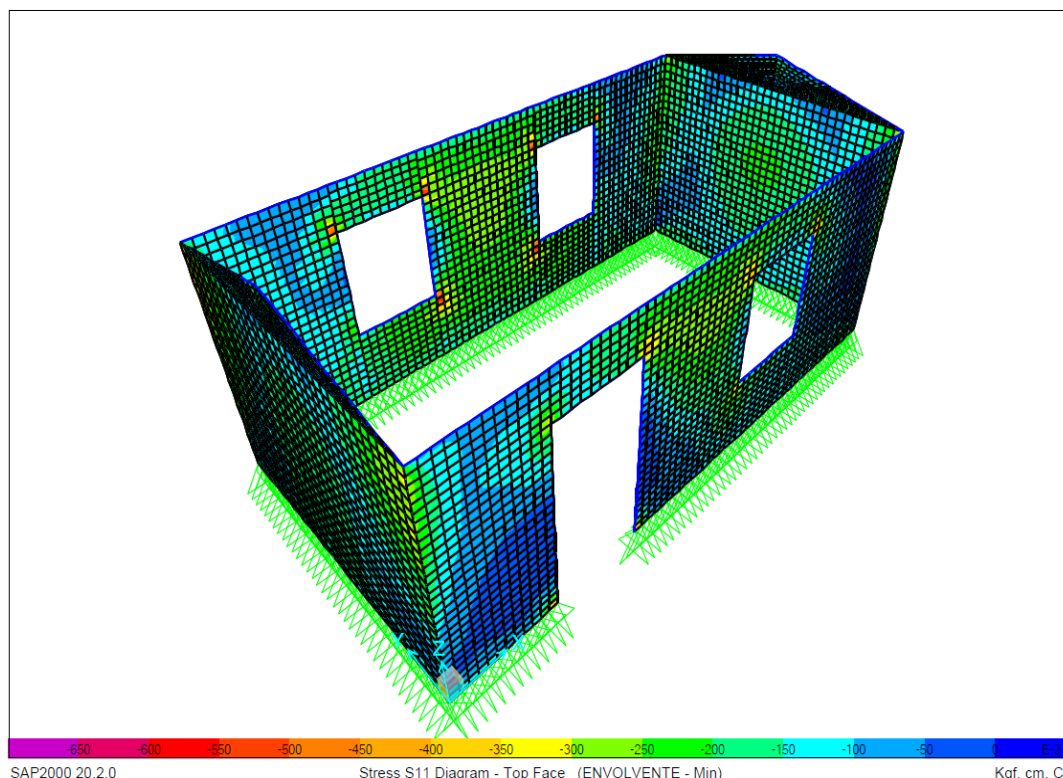
La solera de coronamiento distribuye uniformemente las cargas, dando como resultado una reducción significativa de esfuerzos en todo el modelo. La magnitud alcanzada es de 2.63 kg/cm<sup>2</sup> que representa un 31% de la resistencia máxima. Comparado con el modelo anterior podemos notar un alivio de esfuerzos en esquinas de paredes (ver Figura 4.1-16).



*Figura 4.1-16 Diagrama de Esfuerzo de Compresión – Vista 3D  
Envolvente Min – Modelo II*

### 4.1.3.3 MODELO III

En este modelo se puede visualizar el aporte de los elementos de confinamiento en aberturas reduciendo los esfuerzos a un máximo  $1.62 \text{ kg/cm}^2$  representando un 19% de esta resistencia.



*Figura 4.1-17 Diagrama de Esfuerzo de Compresión -Vista 3D Envoltente Min – Modelo III*

Si bien es cierto que el esfuerzo a compresión en las viviendas de mampostería de adobe no genera un riesgo a la estructura, la adición de estos elementos de concreto aporta una reducción del 85.47% de su resistencia máxima a compresión, pasando de un valor de  $4.68 \text{ kg/cm}^2$  (MODELO I) a  $1.62 \text{ kg/cm}^2$  (MODELO III), esto significa que al incorporar estos elementos podemos obtener una vivienda menos vulnerable ante eventos sísmicos.

## 4.2 TABLAS RESUMEN

Las tablas siguientes muestran los esfuerzos máximos alcanzados en cada modelo con cada una de las combinaciones de carga definidas.

#### 4.2.1 Esfuerzos S11 (kg/cm<sup>2</sup>)

Tabla 4.2-1 Comparación de esfuerzos de Tensión

| TENSION |                 |          |           |            |
|---------|-----------------|----------|-----------|------------|
| No      | COMBO           | MODELO I | MODELO II | MODELO III |
| 1       | 1.2CM + 1.6CV   | 0.18     | 0.19      | 0.14       |
| 2       | 1.2CM + CV + Sx | 1.71     | 0.95      | 0.48       |
| 3       | 1.2CM + CV + Sy | 3.77     | 1.10      | 0.66       |
| 4       | 1.2CM + CV - Sy | 4.60     | 0.99      | 0.70       |
| 5       | 1.2CM + CV - Sx | 1.73     | 1.00      | 0.47       |
| 6       | 0.9CM + Sx      | 1.71     | 0.94      | 0.44       |
| 7       | 0.9CM + Sy      | 3.78     | 1.06      | 0.65       |
| 8       | 0.9CM - Sx      | 1.72     | 0.99      | 0.43       |
| 9       | 0.9CM - Sy      | 4.60     | 0.94      | 0.67       |

En la Tabla 4.2-1 puede notarse como la propuesta de mejoramiento alivia de forma significativa los esfuerzos de tensión, cabe mencionar que la solera de coronamiento por si sola contribuye a reducir en gran medida estos esfuerzos, los elementos confinantes tienen una mayor contribución cuando las fuerzas sísmicas actúan en el plano de la pared que los posee.

Tabla 4.2-2 Comparación de esfuerzos de Compresión

| COMPRESIÓN |                 |          |           |            |
|------------|-----------------|----------|-----------|------------|
| No         | COMBO           | MODELO I | MODELO II | MODELO III |
| 1          | 1.2CM + 1.6CV   | -0.70    | -0.25     | -0.21      |
| 2          | 1.2CM + CV + Sx | -1.83    | -1.18     | -0.34      |
| 3          | 1.2CM + CV + Sy | -4.68    | -0.90     | -0.65      |
| 4          | 1.2CM + CV - Sy | -3.84    | -1.10     | -0.68      |
| 5          | 1.2CM + CV - Sx | -1.68    | -1.15     | -0.34      |
| 6          | 0.9CM + Sx      | -1.80    | -1.14     | -0.32      |
| 7          | 0.9CM + Sy      | -4.67    | -0.87     | -0.64      |
| 8          | 0.9CM - Sx      | -1.68    | -1.12     | -0.33      |
| 9          | 0.9CM - Sy      | -3.84    | -1.08     | -0.67      |

En cuanto los esfuerzos de compresión, realmente hasta en el MODELO I de adobe tradicional no superan la resistencia máxima del adobe, parece que estos esfuerzos no representan un problema serio en este tipo de viviendas.

Tabla 4.2-3 Comparación de esfuerzos de Tensión por Flexión

| <b>TENSIÓN POR FLEXIÓN</b> |                 |                 |                  |                   |
|----------------------------|-----------------|-----------------|------------------|-------------------|
| <b>No</b>                  | <b>COMBO</b>    | <b>MODELO I</b> | <b>MODELO II</b> | <b>MODELO III</b> |
| 1                          | 1.2CM + 1.6CV   | -               | -                | -                 |
| 2                          | 1.2CM + CV + Sx | 1.17            | 0.27             | 0.21              |
| 3                          | 1.2CM + CV + Sy | 2.18            | 0.34             | 0.28              |
| 4                          | 1.2CM + CV - Sy | 2.39            | 0.34             | 0.28              |
| 5                          | 1.2CM + CV - Sx | 1.16            | 0.29             | 0.25              |
| 6                          | 0.9CM + Sx      | 1.18            | 0.23             | 0.20              |
| 7                          | 0.9CM + Sy      | 2.19            | 0.33             | 0.29              |
| 8                          | 0.9CM - Sx      | 1.17            | 0.25             | 0.21              |
| 9                          | 0.9CM - Sy      | 2.40            | 0.33             | 0.28              |

Tal y como se observó en la sección anterior de este capítulo, solo la solera de coronamiento es suficiente para controlar una falla por flexión de las paredes de una vivienda de adobe, generando una reducción de los esfuerzos de tensión por flexión de aproximadamente 88% de su magnitud inicial en el MODELO I.

Tabla 4.2-4 Comparación de esfuerzos de Tensión en paredes de apoyo

| <b>TENSIÓN EN PAREDES DE APOYO</b> |                 |                 |                  |                   |
|------------------------------------|-----------------|-----------------|------------------|-------------------|
| <b>No</b>                          | <b>COMBO</b>    | <b>MODELO I</b> | <b>MODELO II</b> | <b>MODELO III</b> |
| 1                                  | 1.2CM + 1.6CV   | -               | -                | -                 |
| 2                                  | 1.2CM + CV + Sx | 1.71            | 0.21             | 0.22              |
| 3                                  | 1.2CM + CV + Sy | 2.16            | 0.41             | 0.42              |
| 4                                  | 1.2CM + CV - Sy | 2.40            | 0.51             | 0.57              |
| 5                                  | 1.2CM + CV - Sx | 1.72            | 0.20             | 0.22              |
| 6                                  | 0.9CM + Sx      | 1.71            | 0.21             | 0.22              |
| 7                                  | 0.9CM + Sy      | 2.15            | 0.41             | 0.41              |
| 8                                  | 0.9CM - Sx      | 1.72            | 0.21             | 0.22              |
| 9                                  | 0.9CM - Sy      | 2.39            | 0.50             | 0.54              |

En el caso de la falla por separación de las paredes, en la Tabla 4.2-4 de nuevo puede notarse en la magnitud de esfuerzos en la zona de falla una reducción de alrededor del 80%, pero según lo observado en el ensayo en mesa inclinable en TAISHIN-FASE I, esta enorme reducción de esfuerzos no es suficiente para controlar este tipo de falla, para ello parece ser necesario otro tipo de refuerzo en

la unión entre paredes. Aunque, estos resultados también pueden reflejar un agrietamiento en la parte superior de esta zona, pero sin llegar al colapso de paredes, gracias a la solera de coronamiento que actúa como elemento de ligadura, lo que implicaría que esta propuesta de mejoramiento, sí mejora de forma significativa la resistencia y por tanto la seguridad de las viviendas de adobe en eventos sísmicos, pero esta interpretación de resultados debería ser confirmada en futuras investigaciones, mediante ensayos en la mesa inclinable ya que de esta forma pueden ensayarse los modelos hasta la falla.

#### 4.2.2 Esfuerzos S22 (kg/cm<sup>2</sup>)

Tabla 4.2-5 Comparación de esfuerzos de Tensión en la dirección S22

| TENSIÓN |                 |          |           |            |
|---------|-----------------|----------|-----------|------------|
| No      | COMBO           | MODELO I | MODELO II | MODELO III |
| 1       | 1.2CM + 1.6CV   | 0.30     | 0.15      | 0.30       |
| 2       | 1.2CM + CV + Sx | 2.43     | 0.56      | 0.28       |
| 3       | 1.2CM + CV + Sy | 0.96     | 0.54      | 0.63       |
| 4       | 1.2CM + CV - Sy | 0.98     | 0.63      | 0.85       |
| 5       | 1.2CM + CV - Sx | 2.44     | 0.51      | 0.35       |
| 6       | 0.9CM + Sx      | 2.35     | 0.75      | 0.26       |
| 7       | 0.9CM + Sy      | 1.02     | 0.51      | 0.61       |
| 8       | 0.9CM - Sx      | 2.36     | 0.70      | 0.29       |
| 9       | 0.9CM - Sy      | 1.09     | 0.62      | 0.78       |

Tabla 4.2-6 Comparación de esfuerzos de Compresión en la Dirección S22

| COMPRESIÓN |                 |          |           |            |
|------------|-----------------|----------|-----------|------------|
| No         | COMBO           | MODELO I | MODELO II | MODELO III |
| 1          | 1.2CM + 1.6CV   | -1.20    | -1.34     | -0.85      |
| 2          | 1.2CM + CV + Sx | -2.42    | -2.63     | -1.23      |
| 3          | 1.2CM + CV + Sy | -2.30    | -1.74     | -1.45      |
| 4          | 1.2CM + CV - Sy | -2.21    | -1.99     | -1.62      |
| 5          | 1.2CM + CV - Sx | -2.54    | -2.60     | -1.17      |
| 6          | 0.9CM + Sx      | -2.33    | -2.30     | -1.10      |
| 7          | 0.9CM + Sy      | -2.04    | -1.44     | -1.24      |
| 8          | 0.9CM - Sx      | -2.34    | -2.28     | -0.97      |
| 9          | 0.9CM - Sy      | -1.96    | -1.66     | -1.42      |

Este tipo de esfuerzos no aparentan ser un problema significativo en cuanto a compresión, y aunque los esfuerzos de tensión se reducen de manera general,

en algunos casos alcanzan valores elevados sobre todo en la zona del mojinete, evidenciando que este elemento es muy susceptible a fallar.

### 4.2.3 Esfuerzos S12 (kg/cm<sup>2</sup>)

*Tabla 4.2-7 Comparación de esfuerzos de Corte entre los Modelos*

| CORTE |                 |          |           |            |
|-------|-----------------|----------|-----------|------------|
| No    | COMBO           | MODELO I | MODELO II | MODELO III |
| 1     | 1.2CM + 1.6CV   | 0.43     | 0.32      | 0.39       |
| 2     | 1.2CM + CV + Sx | 0.95     | 0.77      | 0.65       |
| 3     | 1.2CM + CV + Sy | 3.56     | 0.74      | 0.59       |
| 4     | 1.2CM + CV - Sy | 3.37     | 0.85      | 0.77       |
| 5     | 1.2CM + CV - Sx | 1.04     | 0.71      | 0.57       |
| 6     | 0.9CM + Sx      | 0.96     | 0.70      | 0.55       |
| 7     | 0.9CM + Sy      | 3.53     | 0.67      | 0.52       |
| 8     | 0.9CM - Sx      | 1.03     | 0.64      | 0.50       |
| 9     | 0.9CM - Sy      | 3.39     | 0.79      | 0.66       |

En cambio, al igual que en la falla por separación de paredes, los esfuerzos de corte no reflejan la reducción necesaria como para controlar la falla, además de que entre el MODELO II y MODELO III no existe una diferencia significativa de esfuerzos, pareciendo que el confinamiento de aberturas no es suficiente para controlar estos esfuerzos, sobre todo cuando se trata del comportamiento fuera del plano de la pared, ya que según lo observado en las combinaciones de carga con sismo en dirección del eje Y, los esfuerzos eran similares en casi todas las esquinas de aberturas, sin embargo, en los ensayos realizados en el proyecto TAISHIN, algunos prismas ensayados exhibían una resistencia a corte de aproximadamente el doble de la resistencia considerada en esta investigación, por lo que una vivienda de adobe construida con buenos materiales como los que sugiere el reglamento RTS 91.02.01:14, podría soportar los esfuerzos obtenidos en el MODELO III, sin poner en riesgo la seguridad de las familias que habitan estas viviendas.

Por otro lado, en las combinaciones de carga donde el sismo está en la dirección del eje X, la resistencia a corte es superada solo en los alrededores del hueco de la puerta, pero considerando que solo en una zona muy concentrada se obtienen

esfuerzos de corte altos, dichos esfuerzos podrían incluso ignorarse, ya que se sabe que el modelamiento de materiales como el adobe, no es muy exacto, por las características erráticas propias del material, esto confirmaría la eficiencia de la propuesta de mejora estructural estudiada, al evitar las fallas severas por corte.

Una vez más, la propuesta estudiada debe someterse a más pruebas y estudios, que confirmen su efectividad y pueda perfeccionarse, para lograr la eficacia más alta, previniendo todos los tipos de fallas a los que son susceptibles las viviendas de adobe durante movimientos telúricos.

### 4.3 COMPARACIÓN ENTRE COEFICIENTES SÍSMICOS.

Otra forma de verificar el aporte de la inclusión de los elementos de concreto a la vivienda de adobe tradicional, es la comparación de los coeficientes sísmicos ( $C_s$ ) obtenidos en los tres modelos y los obtenidos en el ensayo del proyecto TAISHIN, **(teniendo en cuenta que son valores calculados al momento de falla de la estructura, es decir, en una condición diferente que los modelos computacionales).**

El coeficiente sísmico puede definirse como *“el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo ( $V_o$ ), entre el peso de la edificación sobre dicho nivel ( $W_o$ )”*. Con el fin de conocer la demanda sísmica a la que fueron sometidas los tres modelos, a continuación, se presentan los valores de  $C_s$  obtenidos en la modelación, que posteriormente serán comparados con los del proyecto TAISHIN, así como los valores establecidos en la normativa nacional “Norma Especial para Diseño y Construcción de viviendas”, como la normativa peruana “E.080 Diseño y Construcción con Tierra Reforzada”, ya que Perú es uno de los países con mayor investigación en cuanto al adobe en Latinoamérica.

#### 4.3.1 COEFICIENTES SÍSMICOS OBTENIDOS EN LA MODELACIÓN

Los coeficientes sísmicos de cada modelo pueden obtenerse directamente de los resultados que calcula el programa o mediante la siguiente ecuación:

$$V_b = C_s W_o \quad \text{Ec 4.3-1 Cortante Basal}$$

Donde:  $V_b$  : Cortante basal.  
 $C_s$ : Coeficiente sísmico.  
 $W_o$ : Peso sísmico de la estructura.

Base Reactions

| OutputCase | CaseType  | StepType | GlobalFX   | GlobalFY  | GlobalFZ   |
|------------|-----------|----------|------------|-----------|------------|
|            | Text      | Text     | Kgf        | Kgf       | Kgf        |
| PP         | LinStatic |          | -2.485E-08 | 1.379E-07 | 21787.2    |
| CV         | LinStatic |          | -1.838E-09 | 8.602E-09 | 483.29     |
| CM         | LinStatic |          | -7.828E-10 | 4.462E-09 | 222.79     |
| Sx         | LinStatic |          | -4532.37   | 1.732E-08 | -7.348E-08 |

Figura 4.3-1 Valores de Cortante Basal y Peso de la Estructura MODELO I

Tal y como podemos observar en la Figura 4.3-1 a través del programa se pueden obtener los valores de cortante en la base de la estructura, así como los valores del peso.

Para el valor del peso de la estructura se tomó en consideración el 25% de la carga viva aplicada tal y como el RESECO lo recomienda. De manera que para el MODELO I se tiene lo siguiente:

$$W_o = PP + 0.25CV + CM$$

$$W_o = 21787.2 + 0.25(483.29) + 222.79$$

$$W_o = 22.13 \text{ Ton}$$

Cortante basal ( $V_b$ ):

$$V_b = 4.3 \text{ Ton}$$

Despejando la  $V_b = C_s W_o$  Ec 4.3-1 puede calcularse el  $C_s$  para el MODELO I, que representa la vivienda de adobe tradicional sin mejora estructural.

$$C_s = \frac{V_b}{W_o} = \frac{4.53}{22.13} = \mathbf{0.205}$$

De la misma forma se procedió a calcular el  $C_s$  tanto para el MODELO II como para el MODELO III, la Tabla 4.3-1 muestra los resultados para los tres modelos.

*Tabla 4.3-1 Coeficiente Sísmico del modelo I, II y III*

|             | MODELO I | MODELO II | MODELO III |
|-------------|----------|-----------|------------|
| $W_o$ (ton) | 22.13    | 24.22     | 25.91      |
| $V_b$ (ton) | 4.53     | 4.98      | 5.32       |
| $C_s$       | 0.2047   | 0.2056    | 0.2053     |

Como se observa en la Tabla 4.3-1 tanto en el MODELO II como en el MODELO III los valores de peso se vieron afectados a causa de la adición de los elementos de concreto, así mismo de forma lineal el cortante basal presento un aumento, manteniendo constante el valor de coeficiente sísmico en las tres propuestas.

#### **4.3.2 COEFICIENTES SÍSMICOS OBTENIDOS EN EL PROYECTO TAISHIN**

Dentro del proyecto TAISHIN, en el ensayo sobre mesa inclinable realizado a la vivienda de adobe tradicional, podemos identificar dos momentos importantes donde se generan las fallas ocasionadas por la baja capacidad que la mampostería de adobe tiene para resistir esfuerzos de tensión; en estos dos puntos se pueden calcular los diferentes valores de coeficiente sísmico que se tenían al momento del colapso.

Dicho modelo cuyo peso total fue de 17.66 Ton, presentó colapso en su pared frontal a los 14° de inclinación (falla en unión de paredes y posterior falla por volteo), y su pared posterior colapsó a los 22° (falla por flexión), en cambio el segundo modelo de vivienda construida con adobe reforzado cuyo peso ascendió a las 26.16 Ton, no presentó fallas graves, nada más que agrietamientos, alcanzando los 35° de inclinación sin llegar a colapsar.

Teniendo el peso de la vivienda y el ángulo de inclinación de la mesa, puede calcularse el cortante basal equivalente al momento de falla, tal como se detalla en la sección 2.4 de este trabajo de investigación. Considerando el momento de

falla de la pared frontal del modelo de adobe tradicional, se procede al cálculo del  $C_s$  a los  $14^\circ$  de inclinación.

Componente vertical a los  $14^\circ$  de inclinación:

$$W_o = 17.66 \cos 14^\circ = 17.14 \text{ Ton}$$

Cortante basal ( $V_b$ ):

$$V_b = 17.66 \sin 14^\circ = 4.27 \text{ Ton (componente horizontal)}$$

Coeficiente Sísmico ( $C_s$ )

$$C_s = \frac{V_b}{W_o} = \frac{4.27}{17.14} = \mathbf{0.25}$$

Este valor corresponde al Coeficiente sísmico que produce la falla por volteo en paredes de mampostería de adobe tradicional. De igual forma se procede al cálculo del  $C_s$  a los diferentes grados de inclinación de la mesa inclinable, obteniéndose los resultados de la Tabla 4.3-2.

Tabla 4.3-2 Valores de peso, corte basal y Coeficiente Sísmico proyecto TAISHIN

|             | TAISHIN ( $14^\circ$ ) | TAISHIN ( $22^\circ$ ) | TAISHIN ( $35^\circ$ ) |
|-------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| $W_o$ (ton) | 17.14                  | 16.37                  | 21.43                  |
| $V_b$ (ton) | 4.27                   | 6.62                   | 15.00                  |
| $C_s$       | <b>0.25</b>            | <b>0.404</b>           | <b>0.700</b>           |

### 4.3.3 COEFICIENTES SÍSMICOS DE NORMATIVA SALVADOREÑA

En la Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS) se definen dos zonas sísmicas que van a lo largo de una línea noroeste a sudeste paralela al litoral del océano Pacífico y 70 km aproximadamente alejada de éste, que va de San Antonio Pajonal en la frontera con Guatemala al río Goascorán en la frontera con Honduras. La zona I es la de mayor riesgo sísmico y la zona II la de menor riesgo.

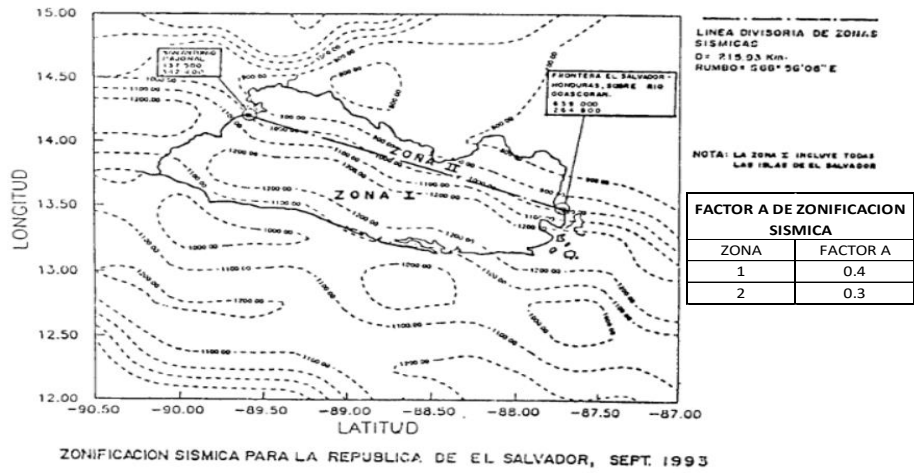


Figura 4.3-2 Mapa de Zonificación sísmica -El Salvador

Los CS que se consideran en esta comparación son los establecidos en la Norma Especial para el Diseño y Construcción de Viviendas, la cual establece en el apartado de análisis por carga sísmica, los valores mínimos de CS, los cuales están definidos por la zonificación sísmica (Figura 4.3-2) y por tipo de diafragma colocado en la vivienda.

Tabla 4.3-3 Valores de Coeficientes Sísmicos-Norma de Viviendas -1997

| Diafragma | Zona | Cs          |
|-----------|------|-------------|
| Rígido    | I    | 0.20        |
|           | II   | 0.15        |
| Flexible  | I    | <b>0.30</b> |
|           | II   | 0.22        |

Recordando que para esta investigación el diafragma que se utilizó es de tipo Flexible y la vivienda está ubicada en la Zona I por ser la más desfavorable para este tipo de construcciones de mampostería, siendo nuestro Cs del valor de 0.30.

Cabe mencionar que dicha normativa está limitada a viviendas de un nivel, aisladas, y construidas con paredes de concreto reforzado, Mampostería confinada de barro cocido y mampostería reforzada de bloques de concreto; por

tanto, esta norma y sus parámetros no son aplicables a las propuestas estudiadas en este trabajo, no obstante, son valores que pueden compararse con el fin de ser analizados.

#### 4.3.4 COEFICIENTES SÍSMICOS DE NORMATIVAS INTERNACIONALES

Uno de los países latinoamericanos que más investigación posee en el tema de viviendas construidas con tierra, ya sea confinada o reforzada, es Perú. La norma E.030 “Diseño Sismorresistente” actualizada en 2016, en su capítulo 2 define como esta zonificado sísmicamente el país, en ese capítulo de la normativa peruana, se divide a Perú en 4 zonas sísmicas (Figura 4.3-3), basándose en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos, así como en la información neotectónica. La zona de mayor riesgo sísmico es la 4, siendo la zona 1 la de menor riesgo.

Es importante notar que esta normativa peruana establece un valor de 0.45 para el factor de zonificación sísmica (factor Z) para la zona de mayor riesgo sísmico (zona 4), en cambio la normativa salvadoreña establece un valor de 0.40 para el factor de zonificación sísmica (factor A) correspondiente a la zona 1.

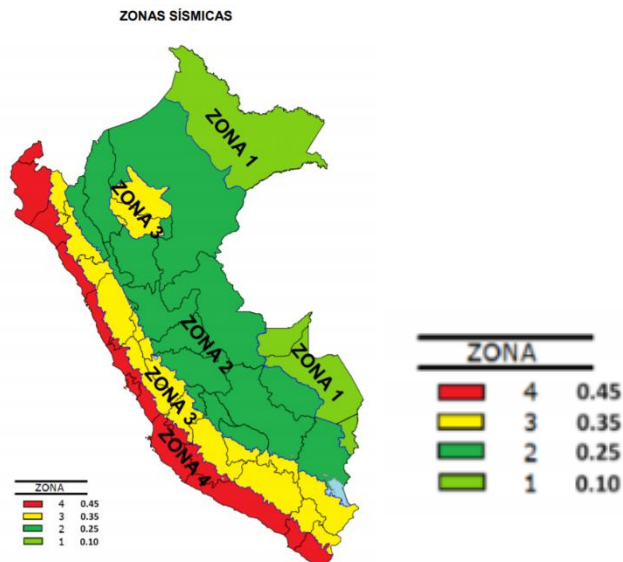


Figura 4.3-3 Mapa de Zonificación Sísmica- Perú

La normativa peruana E.080 “Diseño y Construcción con Tierra Reforzada”, es la norma que aborda las viviendas de adobe, la cual en su artículo 6, en el apartado del cálculo de las fuerzas sísmicas horizontales, define el valor mínimo de  $C_s$  a utilizar respecto a la zona donde se encuentra ubicado el proyecto.

*Tabla 4.3-4 Valores de Coeficiente Sísmico por Zona – Perú (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento )*

| Zona Sísmica | Coeficiente Sísmico ( $C_s$ ) |
|--------------|-------------------------------|
| 4            | 0.25                          |
| 3            | 0.20                          |
| 2            | 0.15                          |
| 1            | 0.10                          |

De manera que para una vivienda situada en la zona 4 debería considerarse un  $C_s$  mínimo de 0.25, esta condición será la que se someterá a comparación con los diferentes valores de  $C_s$  definidos previamente.

#### 4.3.5 COMPARACIÓN

La Tabla 4.3-5 muestra un resumen de los coeficientes sísmicos obtenidos tanto en las modelaciones, así como en el proyecto TAISHIN y normativas:

*Tabla 4.3-5 Comparación de Coeficientes Sísmicos*

|   |                         | VALOR DEL<br>COEFICIENTE SÍSMICO |
|---|-------------------------|----------------------------------|
| 1 | MODELO I                | 0.20                             |
| 2 | MODELO II               | 0.21                             |
| 3 | MODELO III              | 0.20                             |
| 4 | TAISHIN 14°             | 0.25                             |
| 5 | TAISHIN 22°             | 0.40                             |
| 6 | TAISHIN 35°             | 0.70                             |
| 7 | NORMATIVA SALVADOREÑA   | 0.30                             |
| 8 | NORMATIVA INTERNACIONAL | 0.25                             |

Comparando el MODELO I con respecto al modelo de vivienda tradicional ensayado en TAISHIN Fase I, puede notarse que las modelaciones en el software se asemejan al comportamiento de una vivienda de adobe tradicional ya que la diferencia entre sus Cs no es muy elevada, teniendo en cuenta que en el software no es capaz de llevar a un estado de falla las modelaciones mientras que, en la mesa inclinable, los modelos se llevaron a ese estado.

Como se puede notar en la Tabla 4.3-5 no existe una diferencia significativa entre los Cs de los tres modelos, sin embargo, existe una enorme reducción de esfuerzos, esto se puede notar en el MODELO III donde la falla por flexión está controlada en su totalidad, si bien es cierto, en la Tabla 4.3-5. fila 5 (TAISHIN 22° Falla a flexión) el Cs fue de 0.40, mientras que en el MODELO III el Cs es de 0.20, los esfuerzos de flexión están a un 25% de la resistencia máxima de la mampostería de adobe, es decir, que la propuesta de mejoramiento es capaz de resistir un sismo de mayor intensidad.

En la fila 4 de la Tabla 4.3-5 (TAISHIN 14° falla por volteo) el Cs fue de 0.25, en el MODELO III es menor, sin embargo, se ha logrado una reducción considerable de esfuerzos en la unión entre paredes que no puede ser despreciada teniendo en cuenta que no se ha llevado a la condición de falla, por lo que el valor de resistencia máxima en esta zona puede ser mayor.

La normativa internacional establece un Cs mínimo de 0.25 para este tipo de viviendas que están ubicadas en la zona de mayor riesgo sísmico, comparando con el MODELO III (Cs=0.20) en estudio que la diferencia es poca, cabe aclarar que este Cs según la normativa peruana está calculado con un factor de zona mayor al considerado en la NTDS, a lo que se debe esta diferencia entre coeficientes sísmicos.

En cuanto a la normativa salvadoreña, es de aclarar que el valor de Cs estipulado es para un tipo de mampostería más resistente, es incluso mayor que la normativa peruana, por lo que sería incorrecto evaluar el Cs de las modelaciones con esta norma.

En el proyecto TAISHIN Fase I se obtuvo un  $C_s$  de 0.70 para la vivienda de mampostería de adobe mejorado, se llevó a la inclinación máxima de  $35^\circ$  y no colapsó, por lo que el  $C_s$  pudo ser incluso mayor. Aun con los buenos resultados obtenidos en la modelación de la propuesta de mejoramiento en estudio, para obtener mejores datos para comparación, el MODELO III se debe de ensayar de la misma manera que en el proyecto TAISHIN Fase I, es decir, un modelo a escala real en la mesa inclinable.

#### **4.4 REVISIÓN DE ACERO DE REFUERZO EN SOLERA DE CORONAMIENTO Y ELEMENTOS CONFINANTES.**

Después de haber revisado cada uno de los esfuerzos obtenidos como resultado de las fuerzas aplicadas a la estructura, se hizo una verificación en el programa computacional sobre los valores de refuerzo de acero en los elementos de concreto que se han adicionado a la vivienda.

Al inicio de la investigación se definió la propuesta a utilizar que fue la misma aplicada en el proyecto TAISHIN en su fase inicial, consistió en una solera de coronamiento de concreto de sección  $12 \times 30$  cm, y reforzada con 3 varillas #3 ubicadas de forma triangular, más estribos de varilla #2 espaciado a cada 20 cm; respecto a los elementos confinantes se definieron propuestas por parte del grupo de investigación.



*Figura 4.4-1 Detalle del Acero de Refuerzo – Colado de SC  
(PROYECTO TAISHIN, 2,008)*



$$A_s = 0.218 \text{ cm}^2$$

proponiendo 1 varillas #3

$$A_s \#3 = 0.71 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar la demanda de acero solamente se cubre con una varilla corrugada #3, siendo evidente que la propuesta de TAISHIN contiene más acero de lo requerido, para fines estructurales y siguiendo las recomendaciones dispuestas en el reglamento técnico salvadoreño **“Urbanismo y construcción en lo relativo al uso del sistema constructivo de adobe para viviendas de un nivel”** se utilizaran 2 varillas #3 para resolver la demanda de acero longitudinal.

$$A_s \text{ total} = 0.71 * 2 = 1.42 \text{ cm}^2 > 0.218 \text{ cm}^2 \text{ OK!!!!}$$

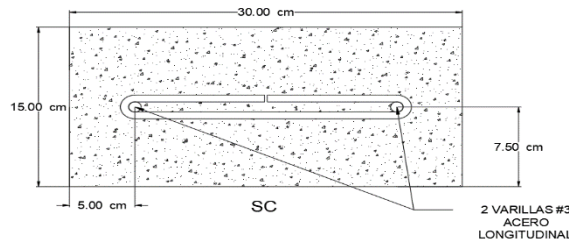


Figura 4.4-3 Acero Longitudinal de Solera de Coronamiento

#### 4.4.1.2 ACERO TRANSVERSAL

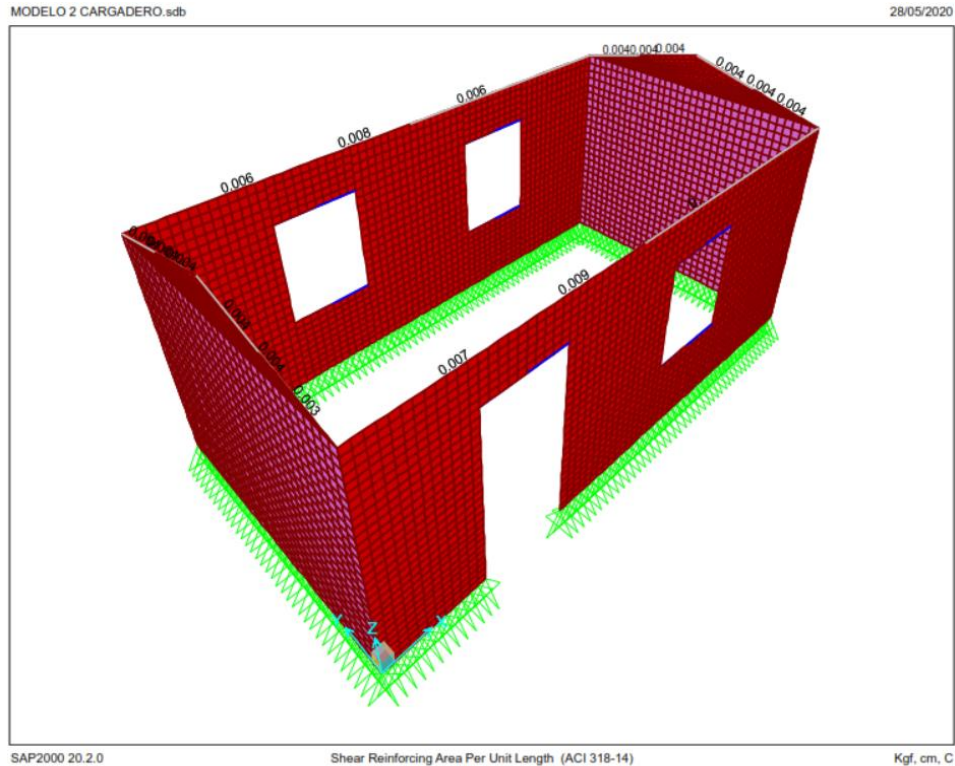


Figura 4.4-4 Valores de Área de Acero Transversal en solera de coronamiento - Modelo I

Como podemos observar en la Figura 4.4-4, el valor más alto de la relación  $A_s/s$  alcanzado es de 0.009 ubicado en la pared frontal, en las demás paredes perimetrales el valor calculado es inferior a este, por tanto, dicho valor será con el cual se estimará el área de acero a utilizar.

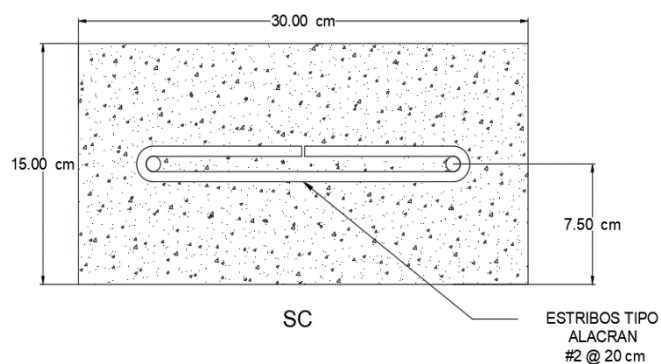
$$\frac{A_s}{S} = 0.009 \frac{cm^2}{cm}$$

proponiendo Estribos tipo alacran #2 a cada 20 cm

$$A_s \#2 = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ total} = 0.009 * 20 = 0.18 \text{ cm}^2 < 0.32 \text{ cm}^2 \text{ OK!!!!}$$

la propuesta cubre la demanda solicitada de acero por tanto es aplicable.



*Figura 4.4-5 Detalle de Estribo de solera de Coronamiento - Modelo II*

#### 4.4.2 MODELO III

En este modelo se tienen los elementos confinantes en las aberturas, así como la solera de coronamiento los cuales se habían dimensionado de 30x10 cm sección constante. Nuevamente se verificó el acero con esa propuesta y tuvimos problemas con la capacidad que tiene el concreto para soportar los esfuerzos producidos entre el cortante y la torsión; por tanto, la propuesta al igual que el modelo anterior es el redimensionamiento del elemento, en vista de eso se dispondrá a trabajar con una sección de 12.5x30 cm en los elementos estructurales y mantener una solera de 30x15 cm como sección transversal constante al igual que el modelo II.

### 4.4.3 ACERO LONGITUDINAL

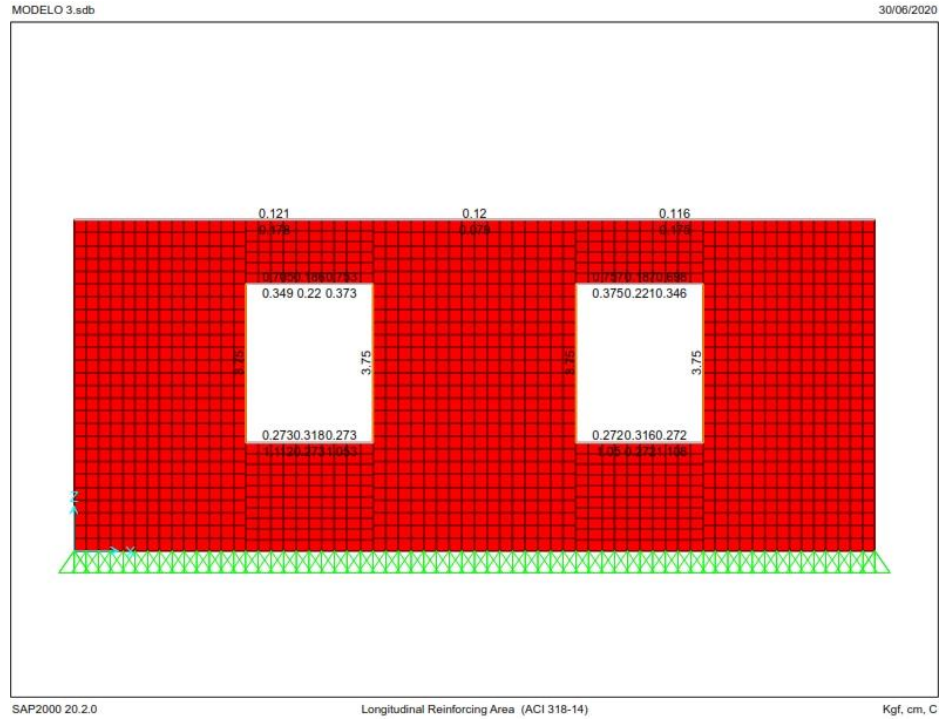


Figura 4.4-6 Áreas de Acero longitudinal pared Posterior - Modelo III



Figura 4.4-7 Áreas de Acero longitudinal pared Frontal - Modelo III

### ❖ ELEMENTO CONFINANTE VERTICAL

Como podemos observar en las Figura 4.4-6 y Figura 4.4-7 el valor más alto de área de acero alcanzado es de  $3.75 \text{ cm}^2$  ubicado en la pared frontal, en las demás paredes perimetrales el valor calculado es inferior a este, y por ende se tomará como valor máximo para disponer el acero a lo largo del elemento

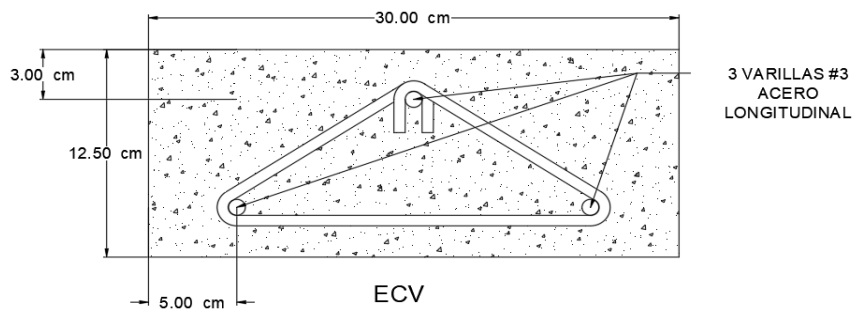
$$A_s = 3.75 \text{ cm}^2$$

*proponiendo 3 varillas #4*

$$A_s \#4 = 1.27$$

$$A_s \text{ total} = 1.27 * 3 = 5.08 \text{ cm}^2 > 3.75 \text{ cm}^2 \text{ OK!!!!!!}$$

la demanda puede ser cubierta con 3 varillas #4 como acero longitudinal.



*Figura 4.4-8 Sección Transversal Elemento confinante Vertical – Acero Longitudinal– Modelo III*

### ❖ ELEMENTO CONFINANTE HORIZONTAL

Como podemos observar en las Figura 4.4-6 y Figura 4.4-7, el valor más alto de área de acero alcanzado es de  $1.112$  ubicado en la pared frontal, en las demás paredes perimetrales el valor calculado es inferior a este, y por ende se tomará como el valor máximo de área de acero a lo largo del elemento

$$A_s = 1.11 \text{ cm}^2$$

*proponiendo 2 varillas #3*

$$A_s \#3 = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ total} = 0.71 * 2 = 1.42 \text{ cm}^2 > 1.11 \text{ OK!!!!!!}$$

la demanda de acero longitudinal para los elementos confinantes horizontales es cubierta con 2 varillas #3.

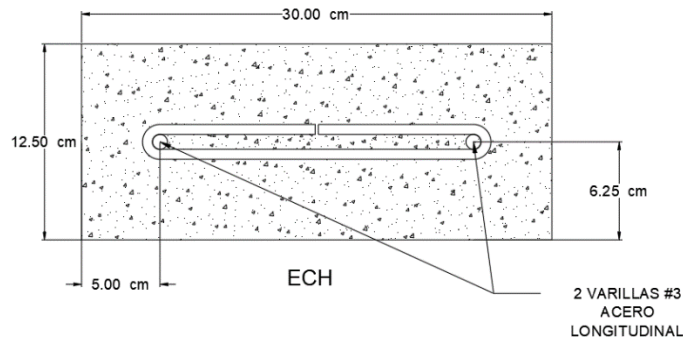


Figura 4.4-9 Sección Transversal Elemento confinante horizontal – Acero Longitudinal– Modelo III

#### ❖ SOLERA DE CORONAMIENTO

Tal y como se muestra en las Figura 4.4-6 y Figura 4.4-7, el valor más alto de área de acero requerido es de  $0.242 \text{ cm}^2$  ubicado en la pared frontal, en las demás paredes perimetrales el valor calculado es inferior a este, por tanto, será el valor con el cual se estimará el área de acero a disponer como refuerzo a la solera.

$$A_s = 0.242 \text{ cm}^2$$

proponiendo 1 varillas #3

$$A_s \#3 = 0.71 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar la demanda de acero al igual que en el modelo II, solamente se cubre con una varilla corrugada #3, por tanto, se aplicará las mismas disposiciones del reglamento técnico salvadoreño y se utilizaran 2 varillas #3 para resolver la demanda de acero longitudinal.

$$A_s \text{ total} = 0.71 * 2 = 1.42 \text{ cm}^2 > 0.24 \text{ cm}^2 \text{ OK!!!!}$$

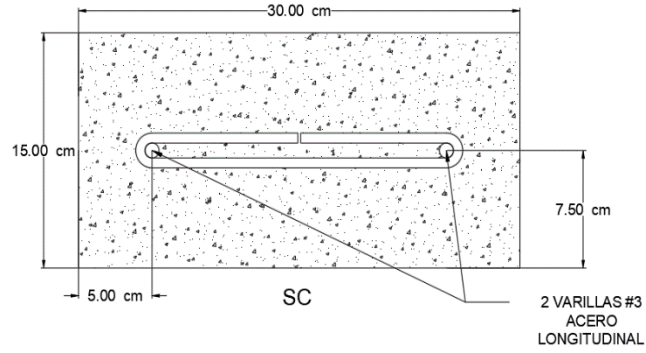


Figura 4.4-10 Acero de Refuerzo Longitudinal -SC- Modelo III

### 4.4.3.1 ACERO TRANSVERSAL



Figura 4.4-11 Áreas de Acero Transversal pared Frontal - Modelo III

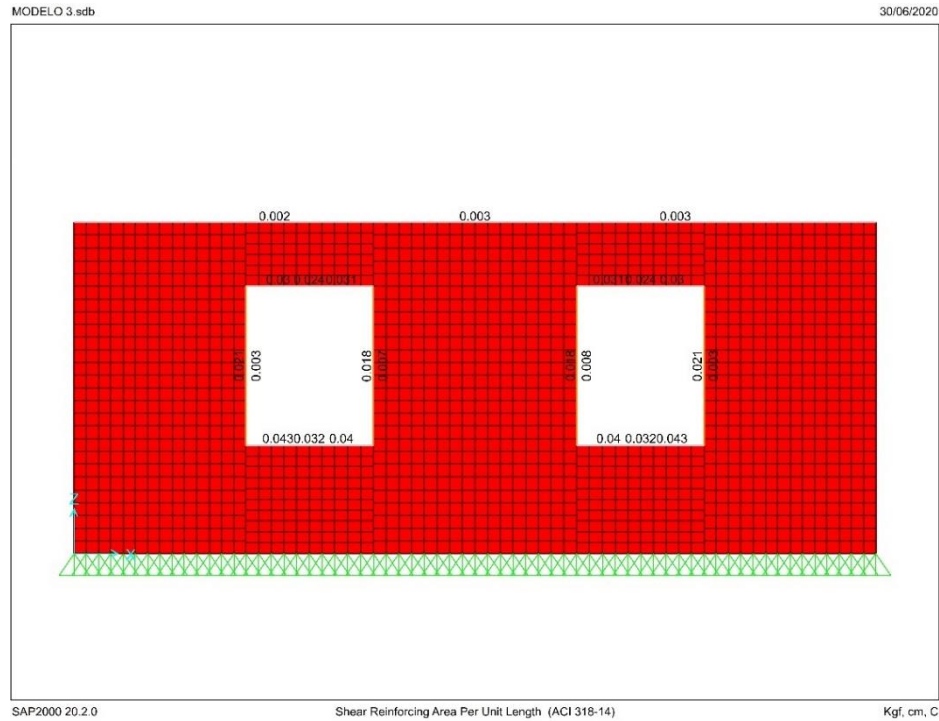


Figura 4.4-12 Áreas de Acero Transversal pared Posterior - Modelo III

❖ **ELEMENTO CONFINANTE VERTICAL**

Como podemos observar en las Figura 4.4-11 y Figura 4.4-12, el valor más alto de  $A_s/s$  alcanzado es de  $0.022 \frac{cm^2}{cm}$  ubicado en la pared trasera, en las demás paredes perimetrales el valor calculado es inferior a este, y es con el cual se calculará el área de acero a distribuir en todos los elementos verticales

$$\frac{A_s}{S} = 0.022 \frac{cm^2}{cm}$$

proponiendo Estribos rectangular #2 a cada 15 cm

$$A_s \#2 * 2 = 0.32 * 2 = 0.64 cm^2$$

$$A_s \text{ total} = 0.022 * 15 = 0.33 < 0.64 \text{ OK!!!!}$$

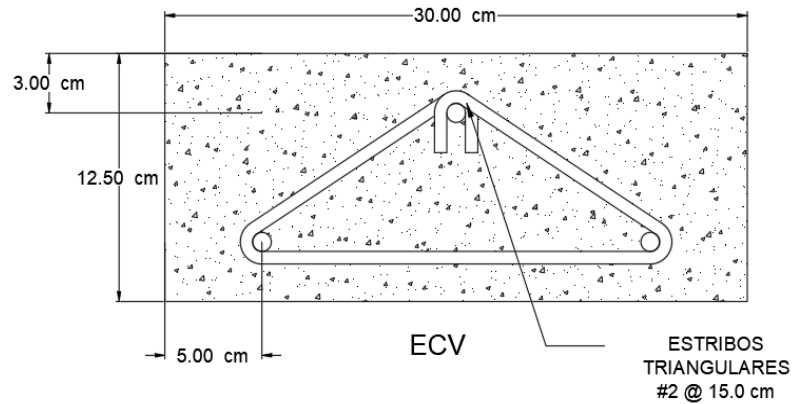


Figura 4.4-13 Sección Transversal elemento confinante Vertical – Acero Transversal– Modelo III

❖ **ELEMENTO CONFINANTE HORIZONTAL**

Tal cual se observar en las Figura 4.4-11 y Figura 4.4-12, el valor más alto de  $A_s/s$  alcanzado es de 0.043 ubicado en la pared frontal, en las demás paredes perimetrales el valor calculado es inferior a este, y es con el cual se estimó distribuir en todos los elementos verticales

$$\frac{A_s}{S} = 0.043 \frac{cm^2}{cm}$$

proponiendo Estribos rectangular #2 a cada 12.5 cm

$$A_s \#2 * 2 = 0.32 * 2 = 0.64 cm^2$$

$$A_s \text{ total} = 0.043 * 12.5 = 0.53 < 0.64 \text{ OK!!!!}$$

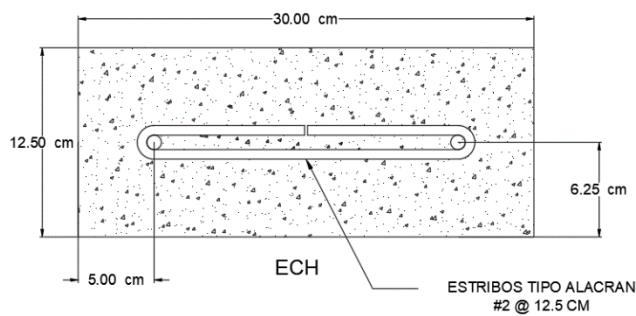


Figura 4.4-14 Sección Transversal elemento confinante Horizontal – Acero Transversal– Modelo III

### ❖ SOLERA DE CORONAMIENTO

Ya que el comportamiento de la solera respecto a la demanda de acero de refuerzo transversal fue inferior a la demanda del modelo II con un valor de  $A_s/s$  de  $0.004 \frac{cm^2}{cm}$ , se optó por dejar la misma propuesta del modelo anterior.

$$\frac{A_s}{S} = 0.004 \frac{cm^2}{cm}$$

proponiendo Estribos tipo alacran #2 a cada 20 cm

$$A_s \#2 = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ total} = 0.004 * 20 = 0.22 \text{ cm}^2 < 0.32 \text{ cm}^2 \text{ OK!!!!}$$

la propuesta cubre la demanda solicita de acero por tanto es aplicable.

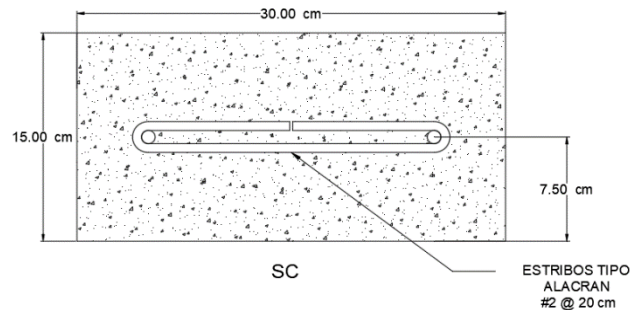


Figura 4.4-15 Sección Transversal Solera de Coronamiento – Acero Transversal– Modelo III

## CAPITULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 CONCLUSIONES

- La mejora estructural propuesta para las viviendas de adobe tradicional es efectiva, ya que los resultados obtenidos mediante el software de análisis estructural reflejan una reducción exitosa de los diferentes esfuerzos a los que están sometidos este tipo de viviendas.
- Los esfuerzos de tensión por flexión en el MODELO I alcanzan un máximo de  $2.39 \text{ kg/cm}^2$ , luego de incorporar los elementos de concreto este valor se redujo a  $0.29 \text{ kg/cm}^2$  en el MODELO III, lo cual es una reducción de aproximadamente 88% de su valor inicial.
- En las zonas de unión entre paredes los esfuerzos de tensión sufrieron un decremento del 76%, pasando de un valor de  $2.40 \text{ kg/cm}^2$  en el MODELO I a  $0.57 \text{ kg/cm}^2$  en el MODELO III, se ha logrado una reducción considerable que no puede ser despreciada, sobre todo considerando que las modelaciones en el programa se encuentran en el rango elástico, mientras que el ensayo en mesa inclinable se lleva al modelo hasta la condición de falla, es decir rango inelástico, por lo que el valor de resistencia máxima en esta zona puede ser mayor.
- En cuanto a los esfuerzos de corte, la reducción en el MODELO III alcanza el 78% respecto al MODELO I, partiendo de un valor de esfuerzo de  $3.56 \text{ kg/cm}^2$  y finalizando en  $0.77 \text{ kg/cm}^2$ , aunque es un valor relativamente alto sigue existiendo una reducción de esfuerzos que no puede ser ignorada, es importante mencionar que el esfuerzo máximo en el MODELO III se encuentra focalizado en una zona muy pequeña, por lo que podría ser despreciado.

- En la mayoría de los casos los esfuerzos de compresión en viviendas de adobe no representan un riesgo, aun así, fueron evaluados y se constató una reducción del 65%, obteniéndose una mejora considerable en estos esfuerzos.
- Con esta propuesta de mejora estructural se logra controlar las fallas por flexión, compresión y corte; mientras que para la falla por volteo los resultados pueden interpretarse como una presencia de agrietamiento en las esquinas superior de las paredes, pero debido al aporte de la solera de coronamiento se evita el colapso total de dichas paredes.
- La contribución de una solera de coronamiento de concreto reforzado a las viviendas de adobe tradicional es muy beneficiosa, según los resultados obtenidos en las modelaciones matemáticas, la inclusión de este elemento disminuye en gran medida los esfuerzos de tensión en las diferentes zonas críticas, de manera que la diferencia entre el MODELO II y MODELO III es mínima, debido a que dicho elemento limita los desplazamientos de paredes y por tanto sus esfuerzos. Por tanto, la solera cumple con la función de ligar paredes para evitar que funcionen como elementos independientes.
- Los elementos de confinamientos en las aberturas de puertas y ventanas, reducen los esfuerzos de corte y los distribuyen de una manera más uniforme, aunque aún existen esfuerzos elevados, estos se encuentran concentrados en zonas muy pequeñas, por lo que dichos elementos logran minimizar los daños que llegasen a producirse en las viviendas durante un evento sísmico.
- Analizando los Coeficientes sísmicos obtenidos en las tres modelaciones realizadas, y comparándolas con los resultados del proyecto TAISHIN y otras

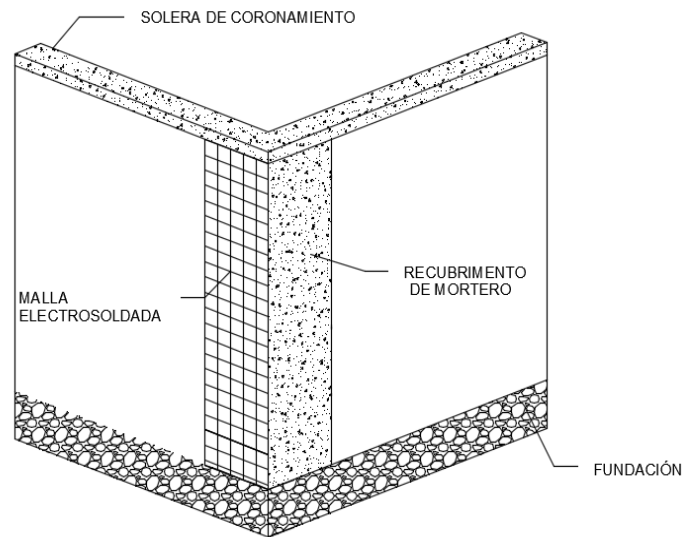
normativas, puede concluirse que la propuesta en estudio si cumple con su objetivo, incrementando la resistencia de las viviendas de adobe ante eventos sísmicos.

- Al analizar los resultados obtenidos en la modelación de la propuesta de mejora estructural en estudio, se concluye que dicha mejora es factible, al generar una reducción cuantiosa en los esfuerzos producidos ante fuerzas externas; no obstante, aún se encuentran zonas con alta concentración de esfuerzos, como algunas esquinas de aberturas y uniones entre paredes, zonas que deben ser evaluadas a través de modelos experimentales a ensayar en la mesa inclinable en futuras investigaciones, ya que es la mejor manera de disipar las dudas que generan estos puntos sobre la efectividad de la propuesta, puesto que, la modelación de estructuras de materiales como el adobe, carecen de exactitud a causa de las propiedades mecánicas del material, que por su enorme grado de variabilidad, no son sencillas de estandarizar y representar por medio de software especializado para su respectivo análisis. En términos generales, la propuesta es efectiva en el mejoramiento de las viviendas de mampostería de adobe.
- La propuesta de mejoramiento estructural se puede aplicar tanto a viviendas nuevas, así como a las ya existentes, logrando reducir los riesgos ante un sismo.

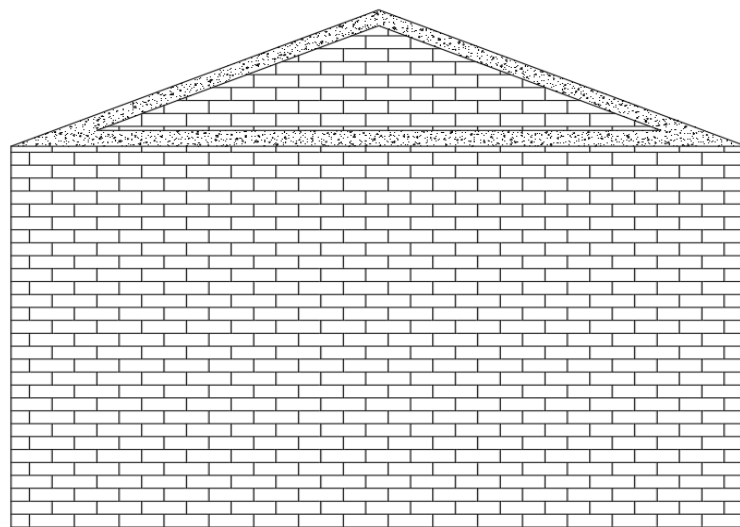
## 5.2 RECOMENDACIONES

- Se deben realizar investigaciones más extensas sobre las propiedades mecánicas de la mampostería de adobe para poder estandarizarlas.
- Se recomienda la continuidad de este trabajo de grado con la elaboración de otras investigaciones, que involucren ensayos a modelos de escala real en mesa inclinable, que reflejen las características de la propuesta de mejoramiento estructural plasmada en este estudio, con el fin validar los resultados obtenidos en la modelación matemática.
- Debido al comportamiento errático del adobe y a sus propiedades mecánicas, no es del todo acertado considerar el método de elementos finitos para el análisis de la mampostería de este material ya que al discretizar el elemento de adobe, debido a su fragilidad este no asegura que todas las partes se comporten de la misma forma, es por esto que para futuras investigaciones se recomienda aplicar el método de elementos discretos y comparar los resultados obtenidos para obtener respuestas más acertadas al comportamiento de la estructura, elementos y materiales del que fueron construidos.
- En el caso de comprobar experimentalmente que la propuesta no logra evitar la falla en las esquinas de paredes, se recomienda reforzar la zona con la técnica estudiada en la Fase II del proyecto TAISHIN, que consiste en la inclusión de una franja de malla electrosoldada sobre la pared de la vivienda anclada en la solera de coronamiento y fundación, ubicada en la unión de paredes que luego es recubierta con mortero como se observa en la Figura 5.2-1, para su posterior puesta a prueba mediante ensayos.
- Durante el análisis de resultados de las modelaciones matemáticas, se notó que existe concentración de esfuerzos de corte en las esquinas de los

mojinetes, aunque estos no tienen una función estructural, son muy susceptibles a sufrir daños, que podrían provocar el colapso de dichos elementos, afectando la integridad de la vivienda y poniendo en riesgo la vida de sus habitantes. Una alternativa para minimizar este riesgo, es confinar el elemento en todo su perímetro por medio de la solera de coronamiento, tal como se muestra en la Figura 5.2-2.

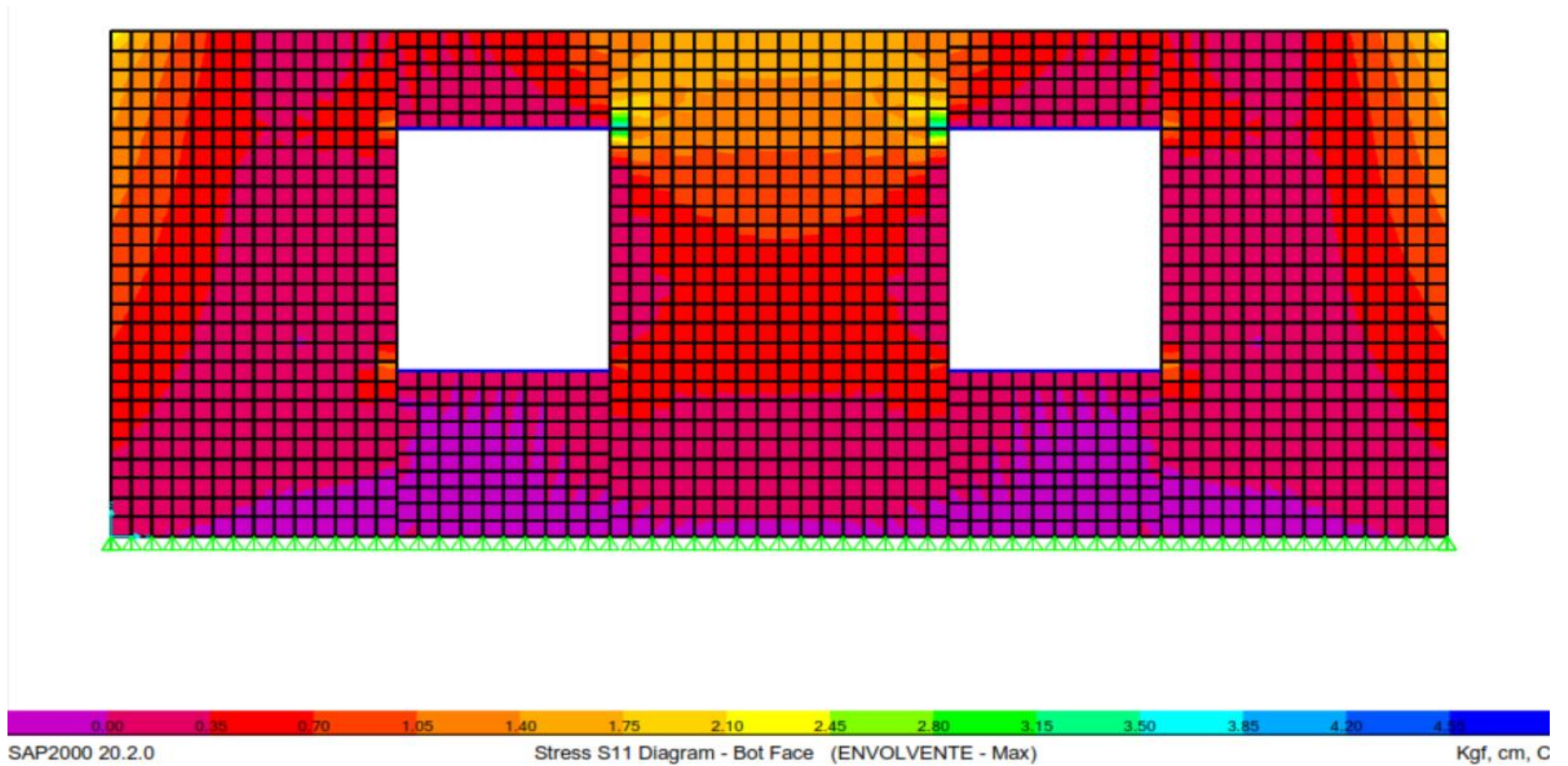


*Figura 5.2-1 Refuerzo de intersecciones de paredes (PROYECTO TAISHIN-FASE II,*

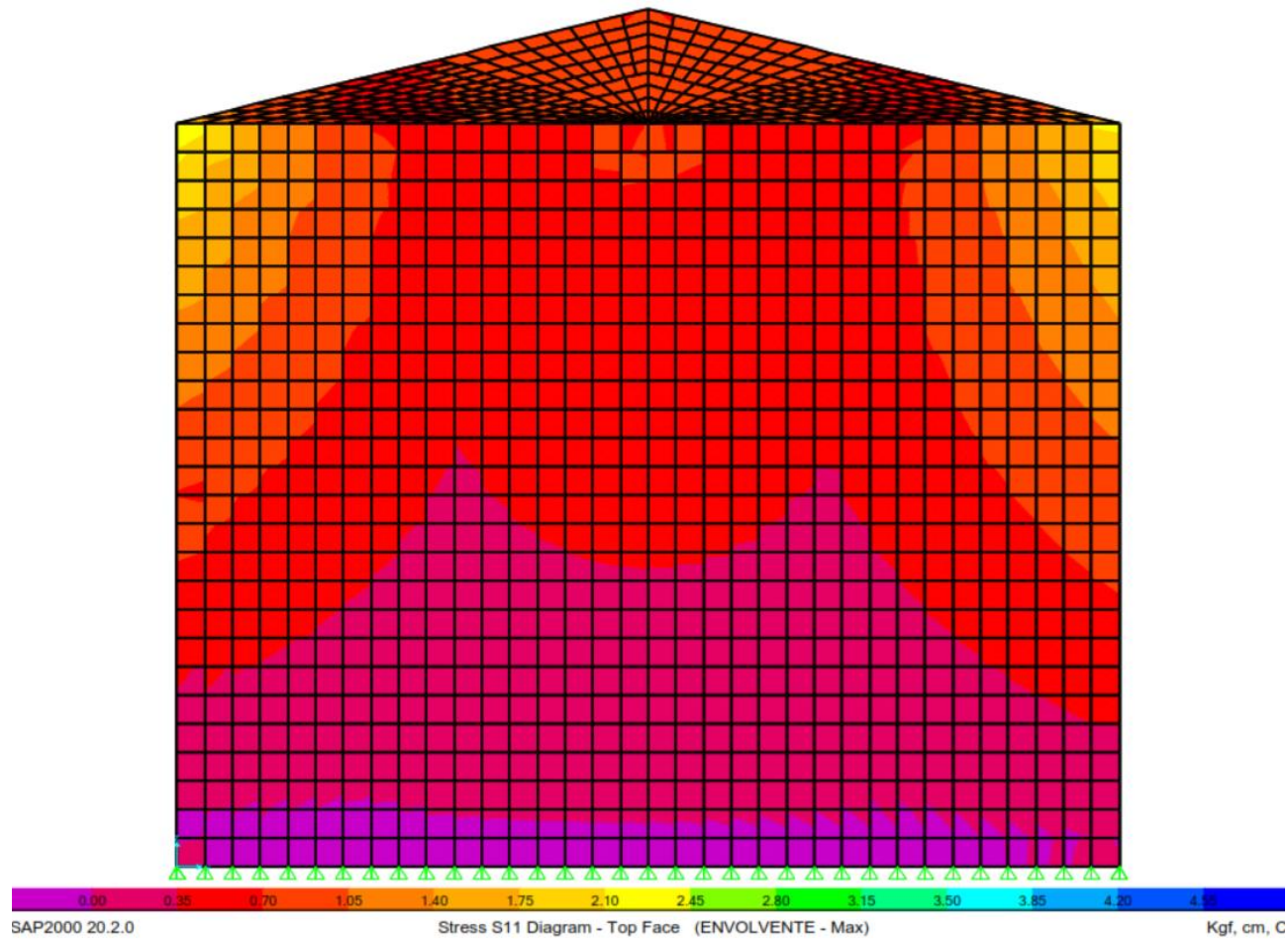


*Figura 5.2-2 Propuesta de confinamiento de mojinete mediante solera de coronamiento*

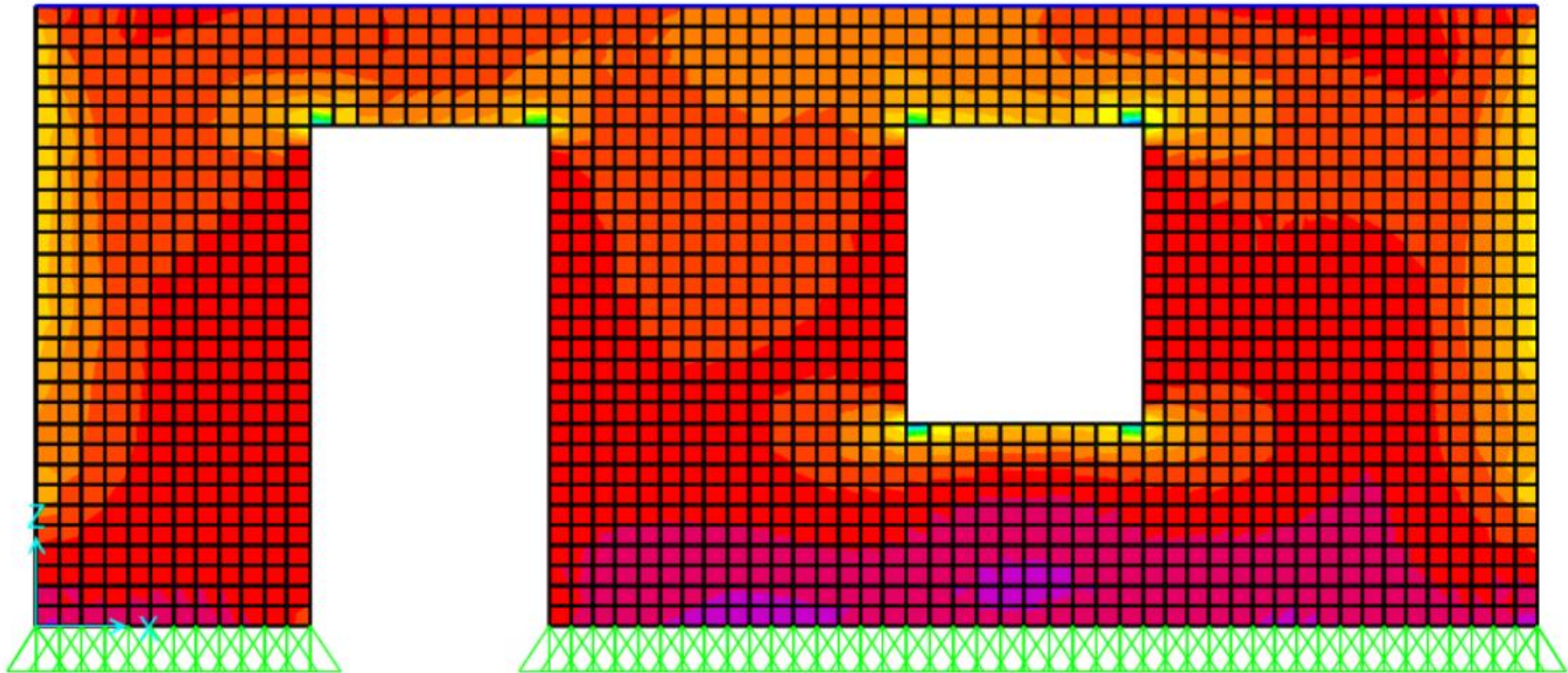
# ANEXOS



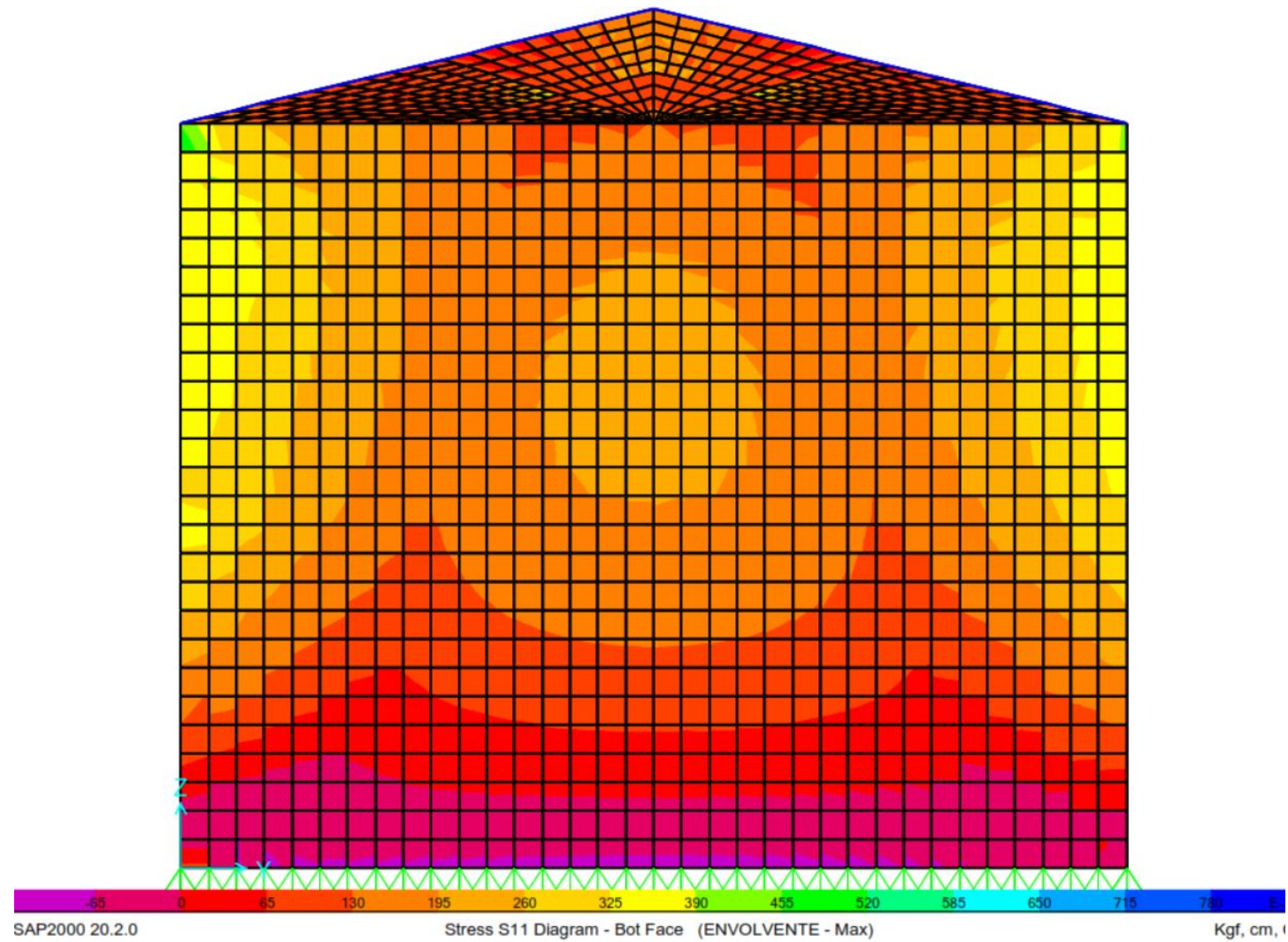
### MODELO I – DIAGRAMA DE PARED POSTERIOR – ESFUERZO DE TENSIÓN POR FLEXIÓN



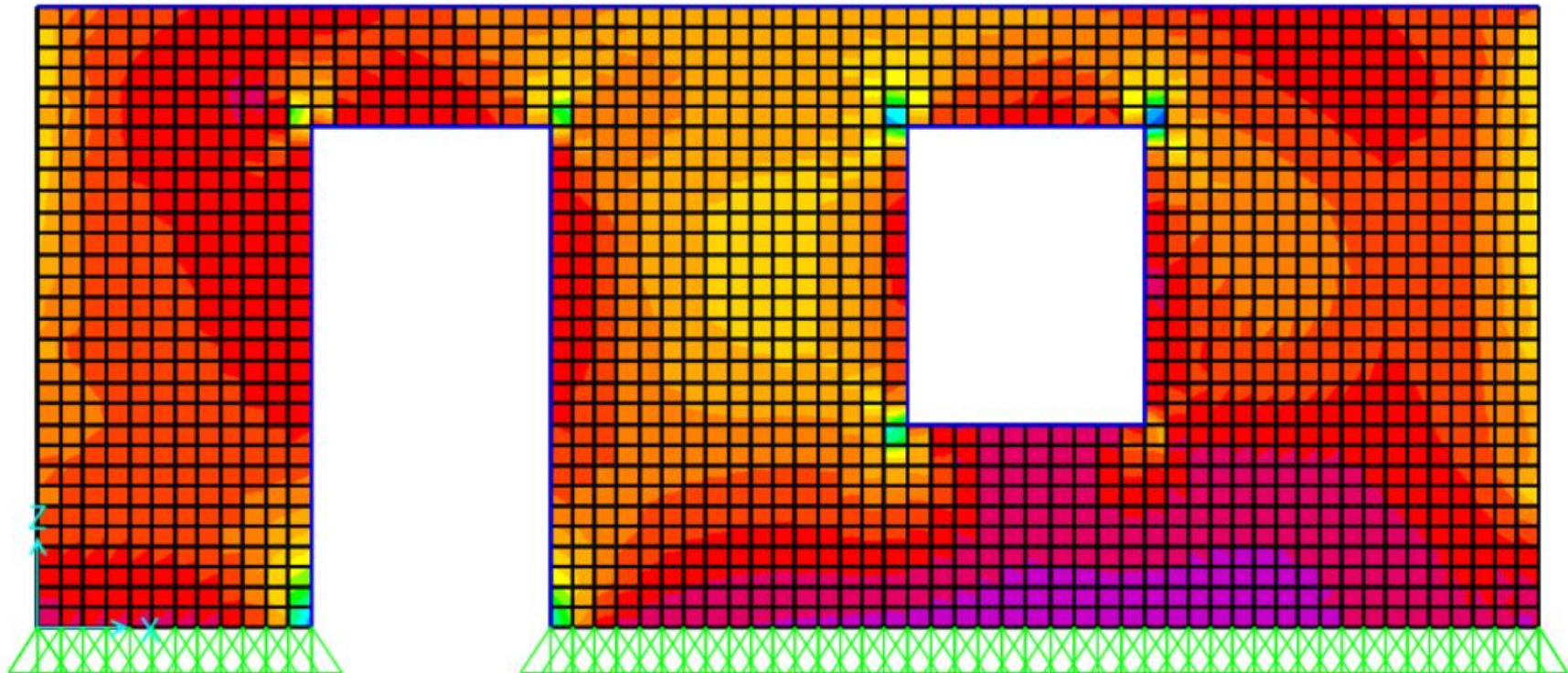
### MODELO I – DIAGRAMA DE PARED LATERAL – ESFUERZO DE TENSIÓN



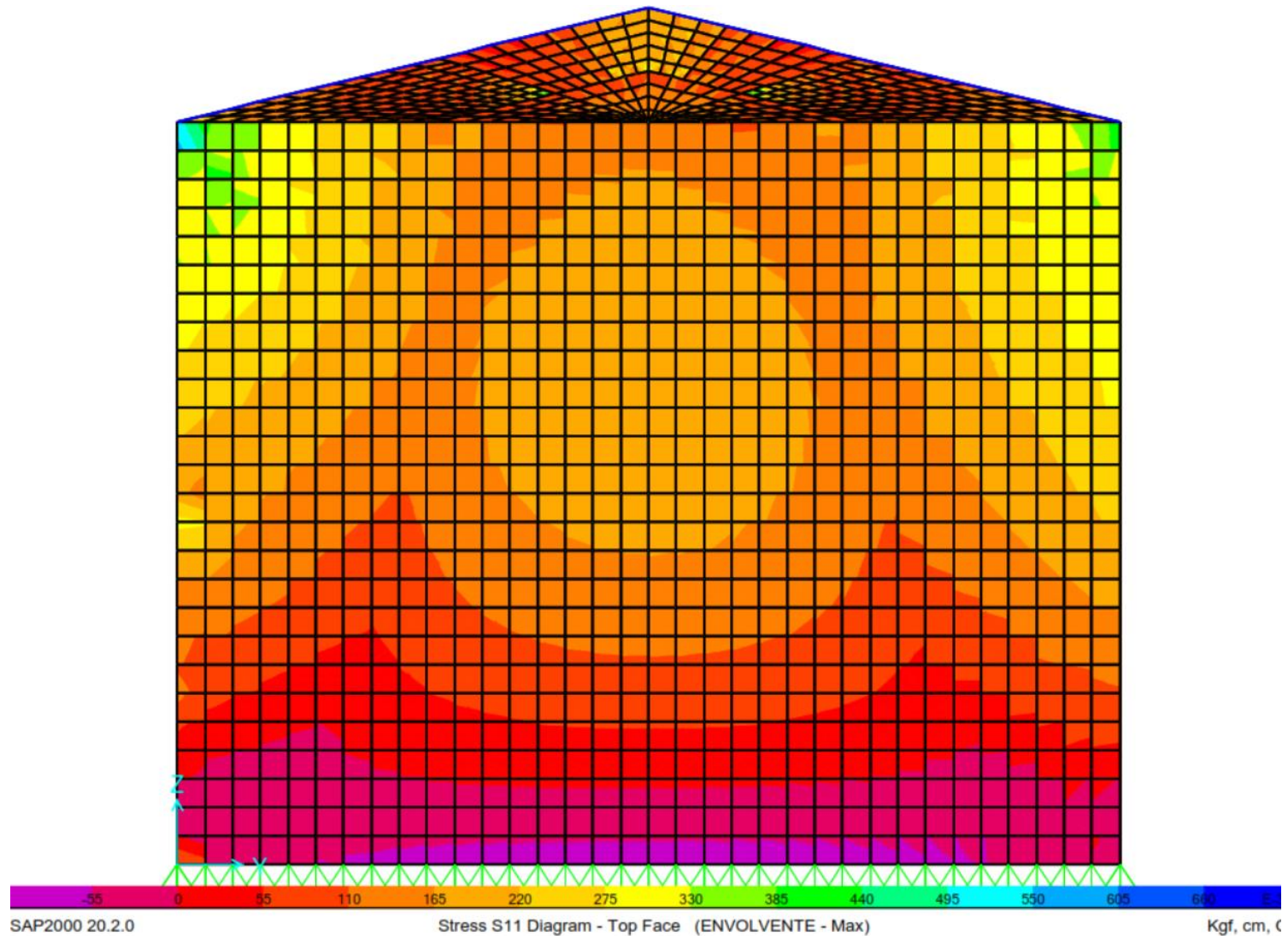
### MODELO II – DIAGRAMA DE PARED FRONTAL – ESFUERZO DE TENSIÓN POR FLEXIÓN



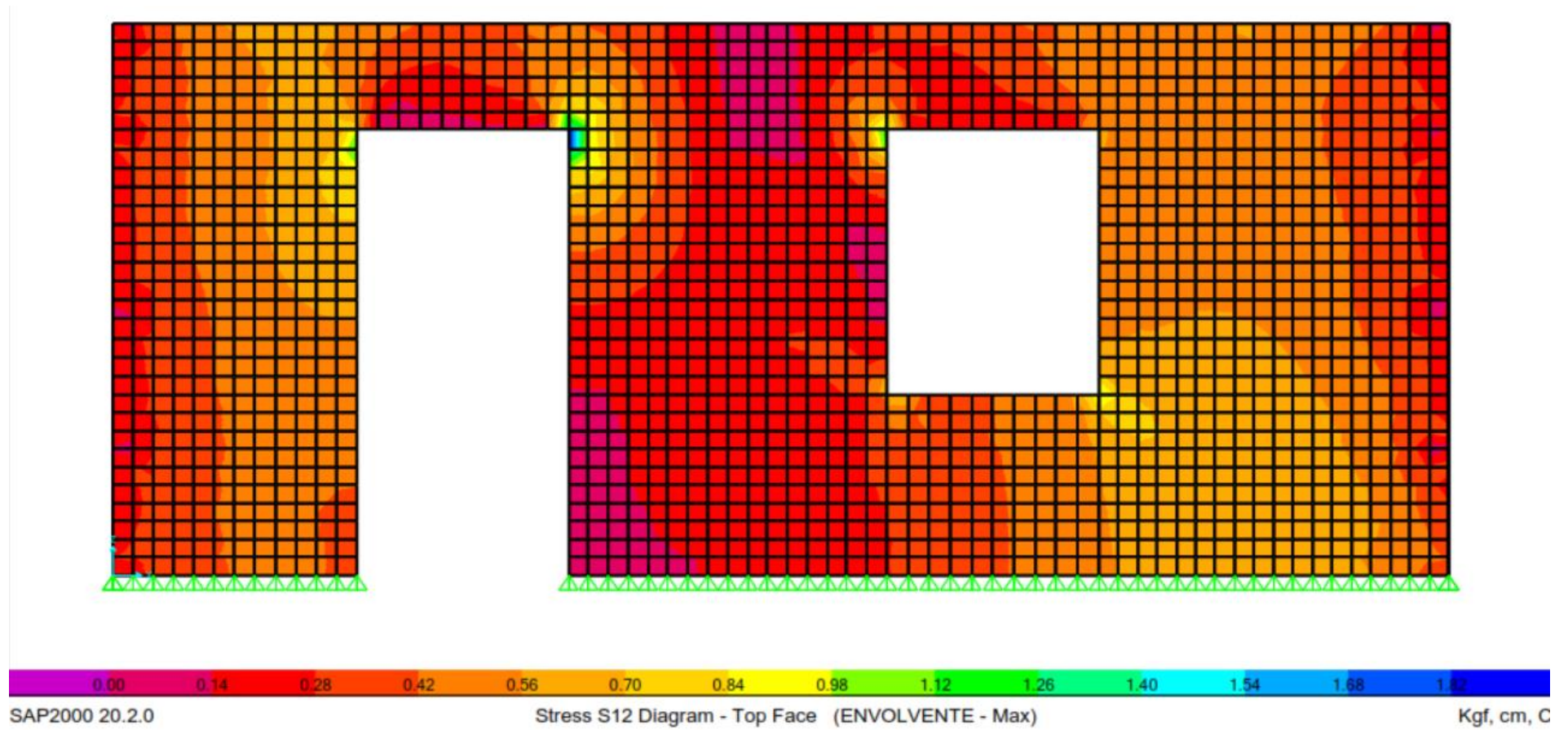
**MODELO II – DIAGRAMA DE PARED LATERAL – ESFUERZO DE TENSIÓN**



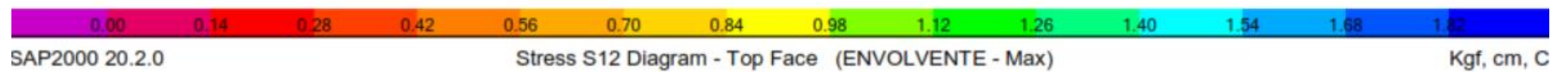
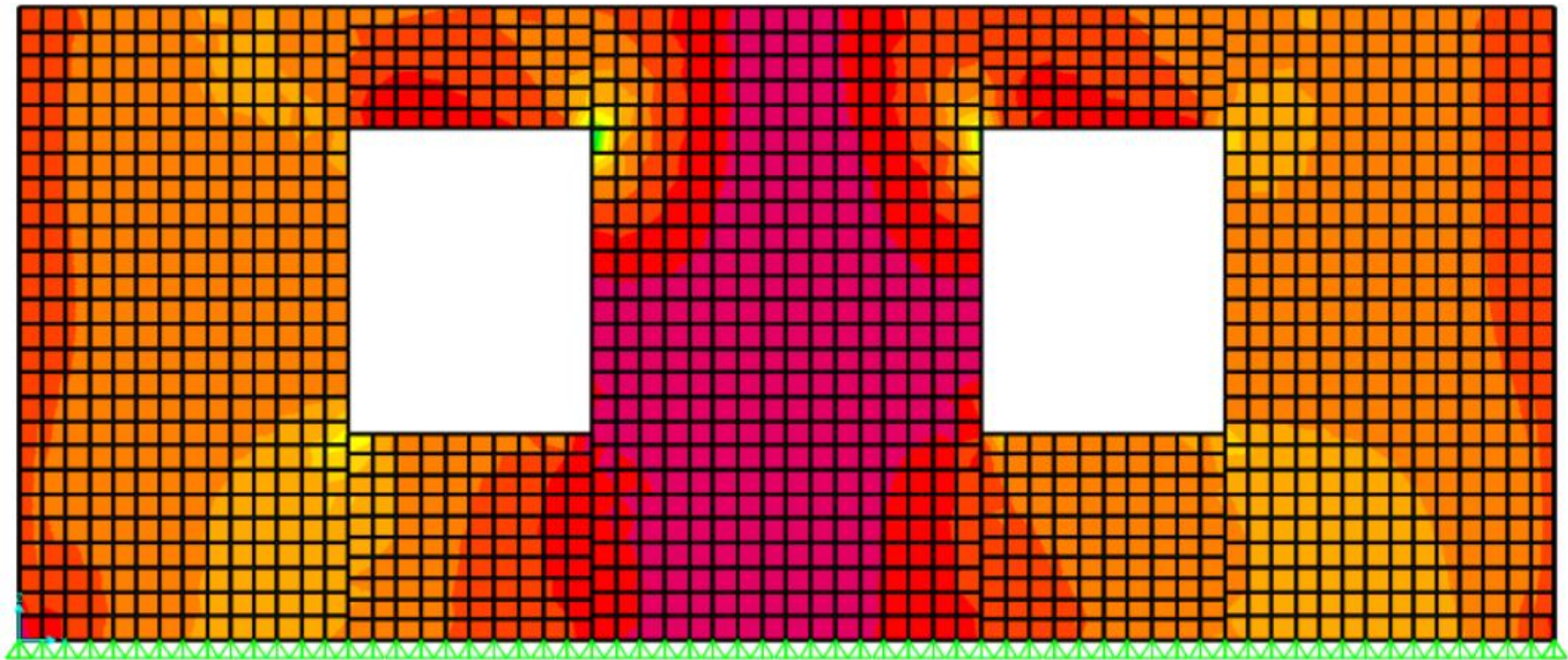
**MODELO III – DIAGRAMA DE PARED FRONTAL – ESFUERZO DE TENSION POR FLEXIÓN**



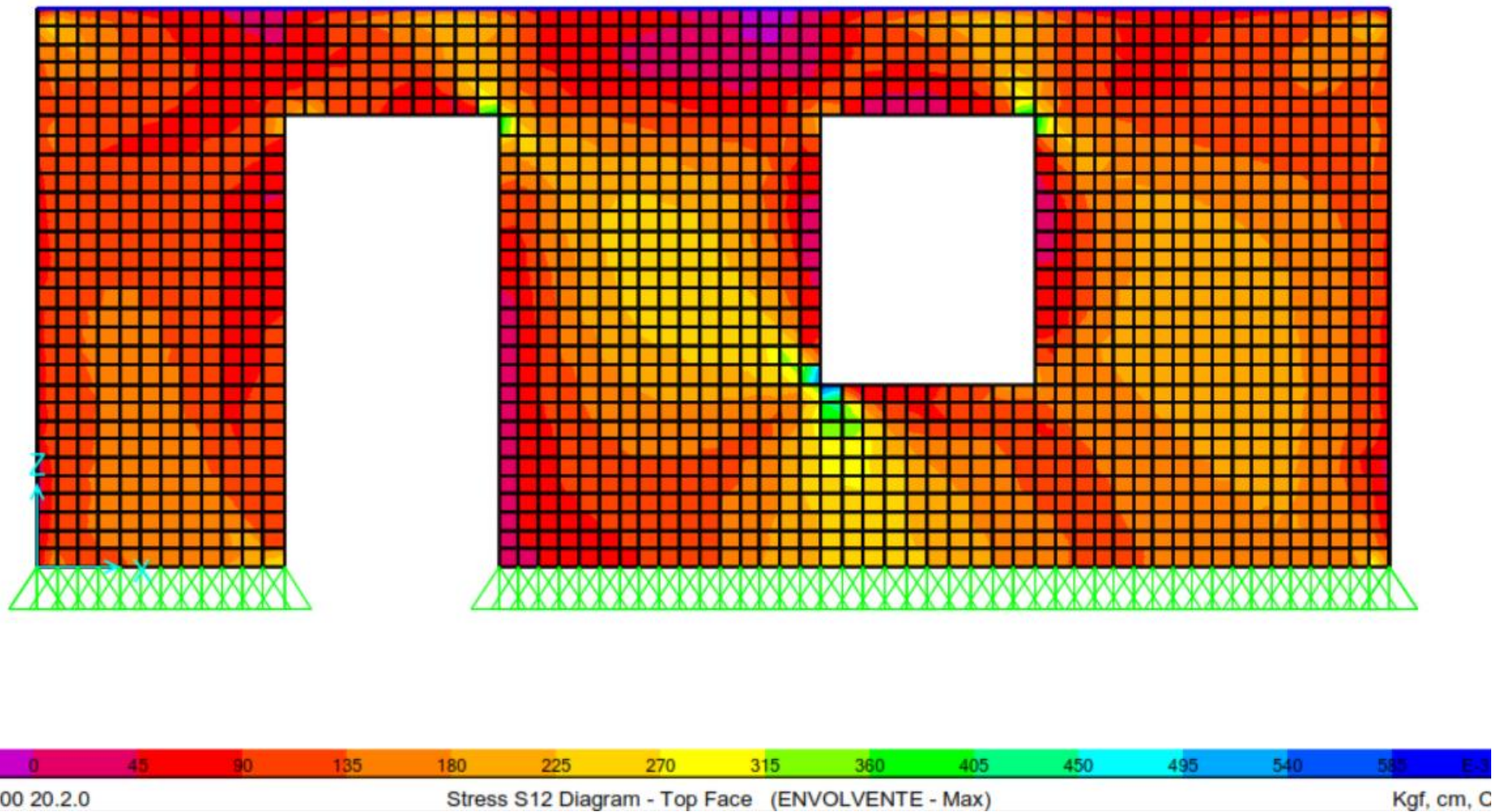
### MODELO III – DIAGRAMA DE PARED LATERAL – ESFUERZO DE TENSIÓN



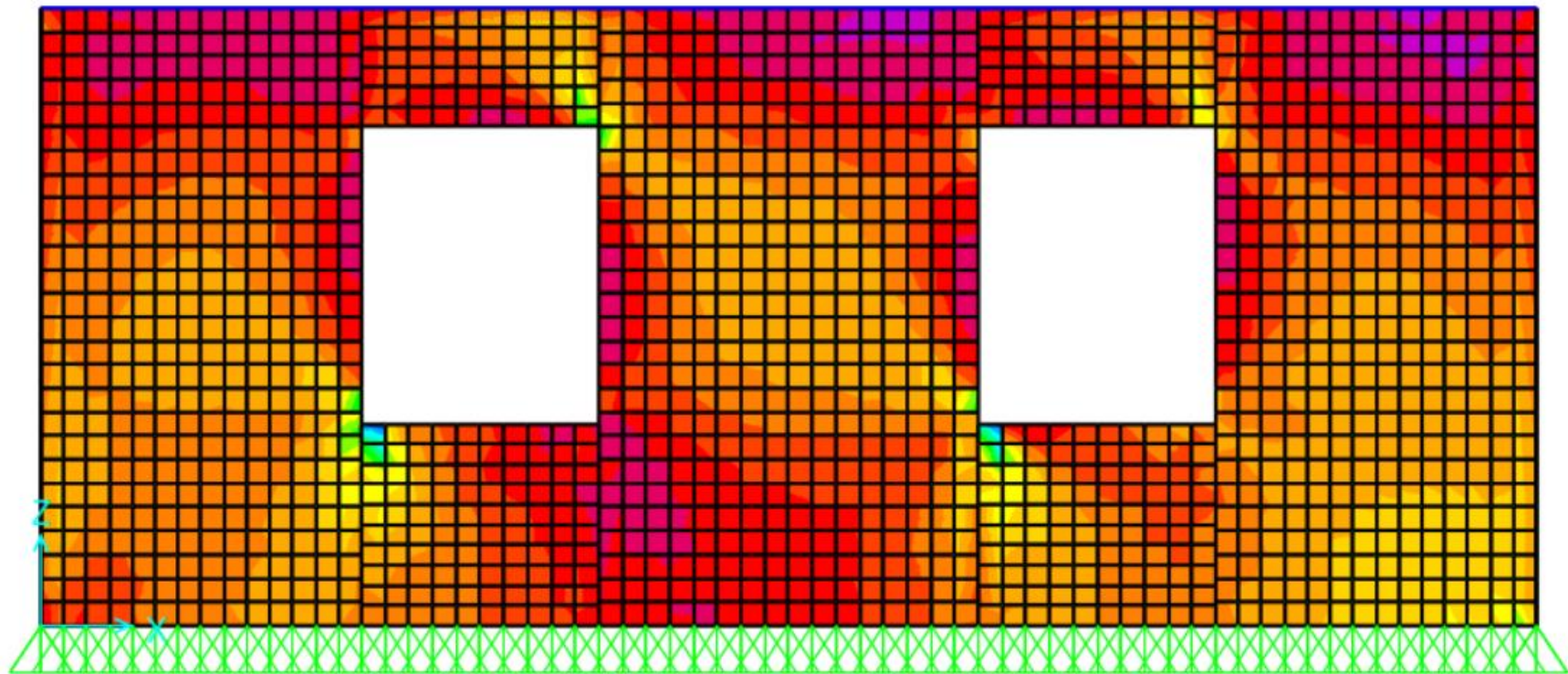
### MODELO I – DIAGRAMA DE ESFUERZOS DE CORTE – PARED FRONTAL



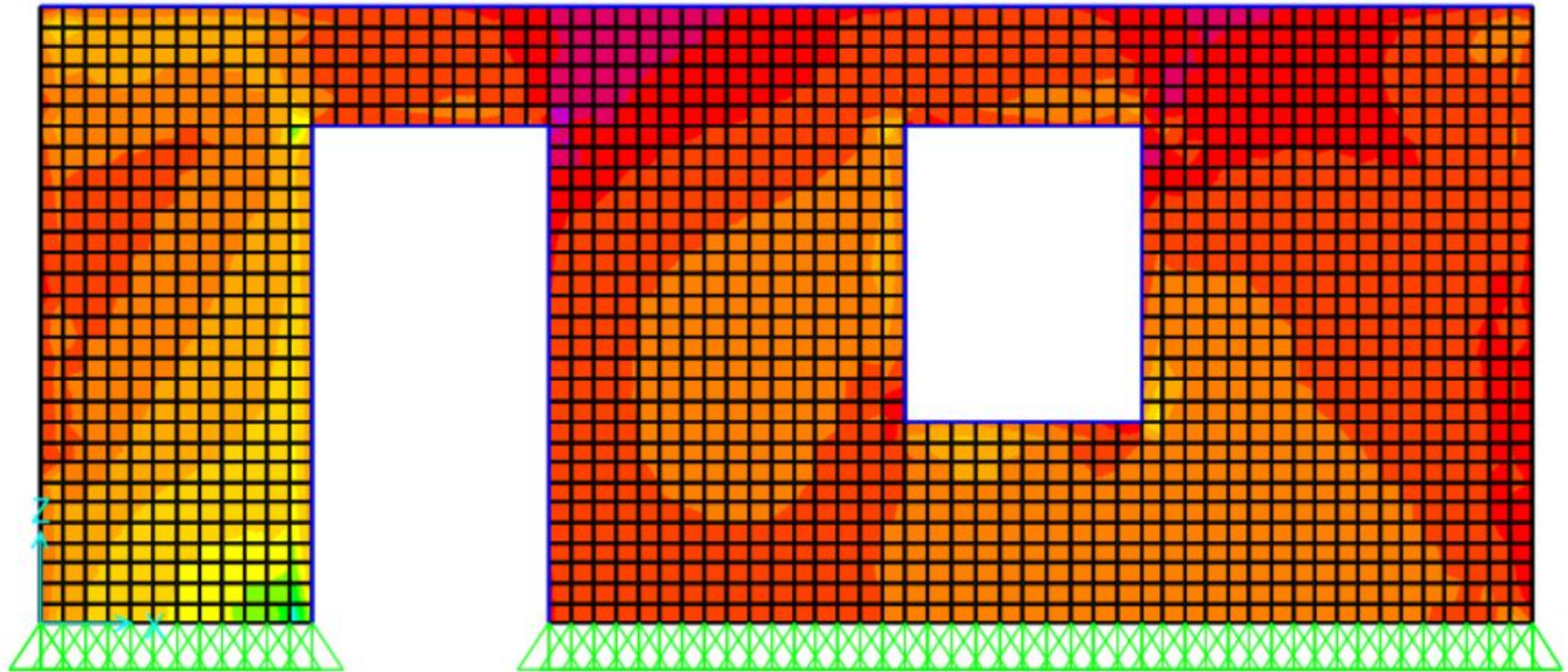
### MODELO I – DIAGRAMA DE ESFUERZOS DE CORTE – PARED POSTERIOR



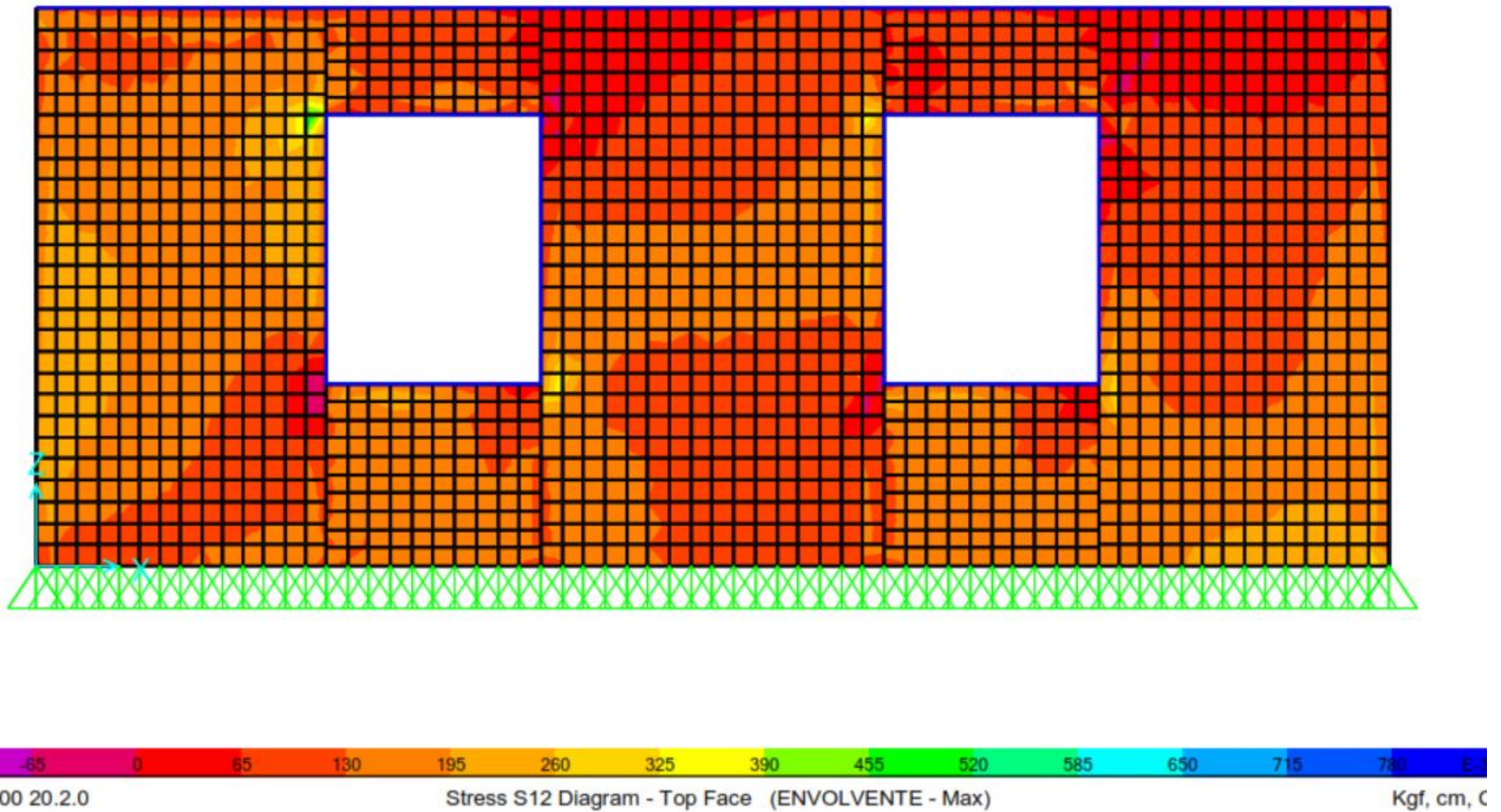
### MODELO II – DIAGRAMA DE ESFUERZOS DE CORTE – PARED FRONTAL



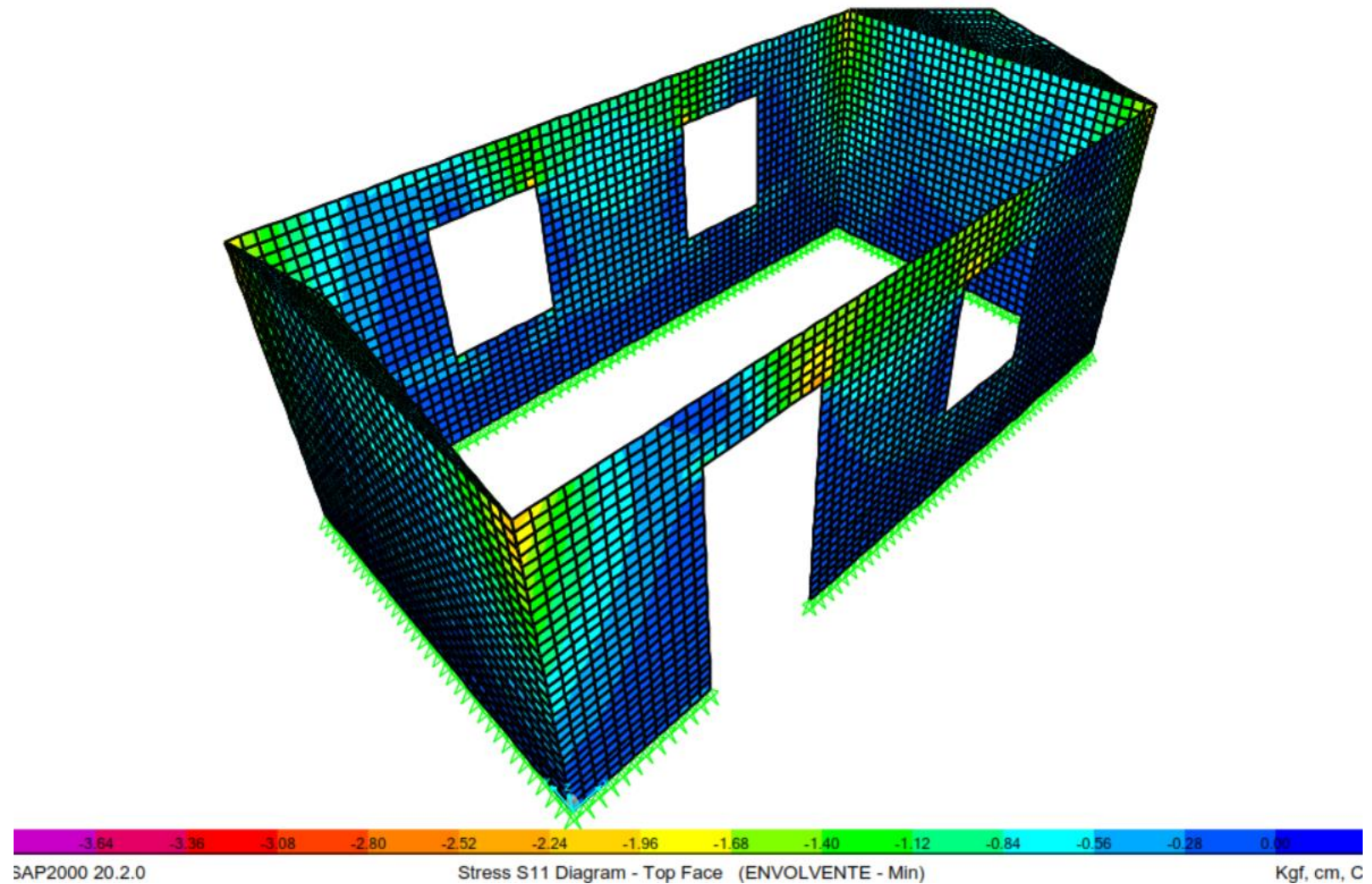
**MODELO II – DIAGRAMA DE ESFUERZOS DE CORTE – PARED POSTERIOR**



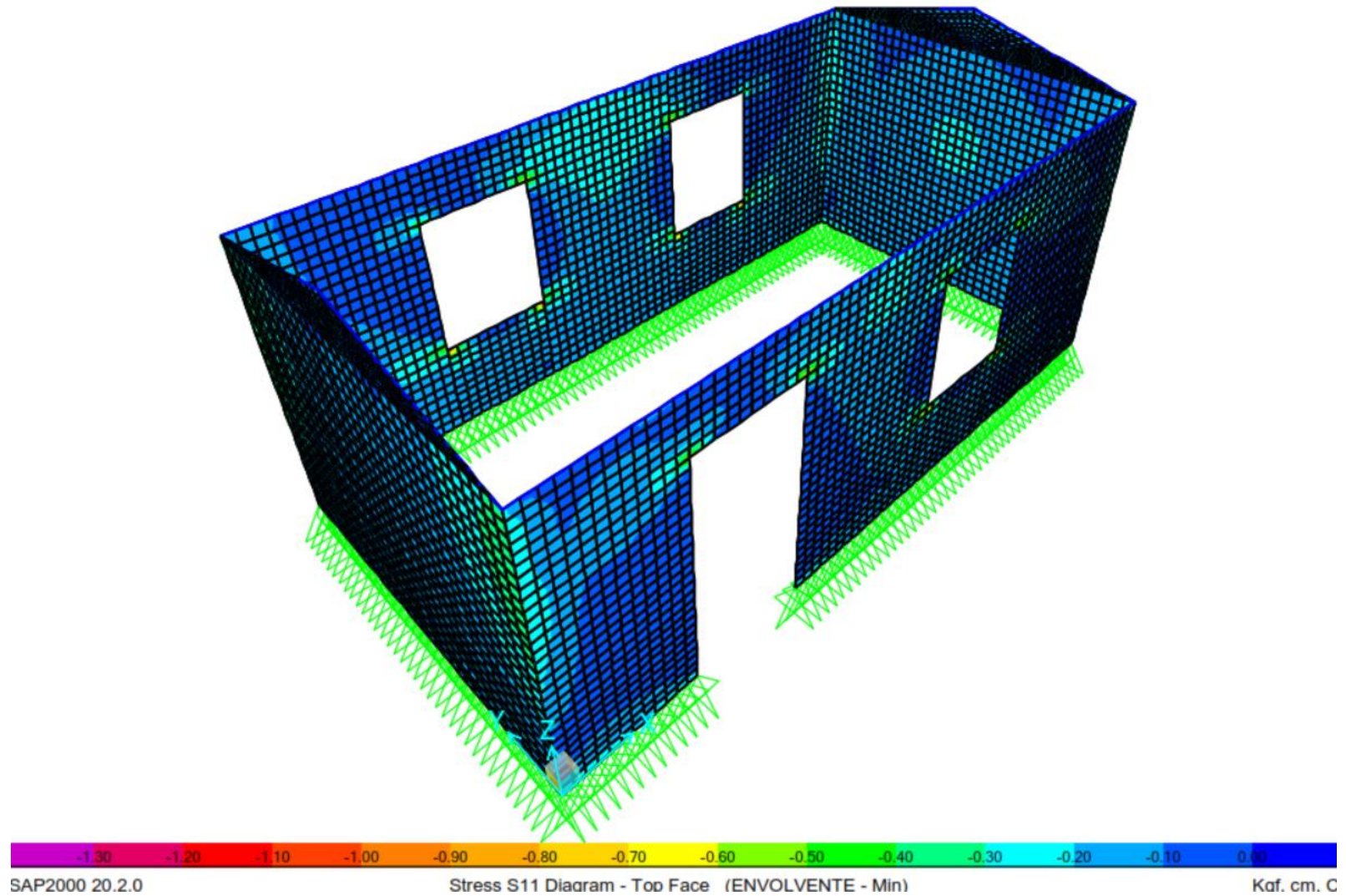
**MODELO III – DIAGRAMA DE ESFUERZOS DE CORTE – PARED FRONTAL**



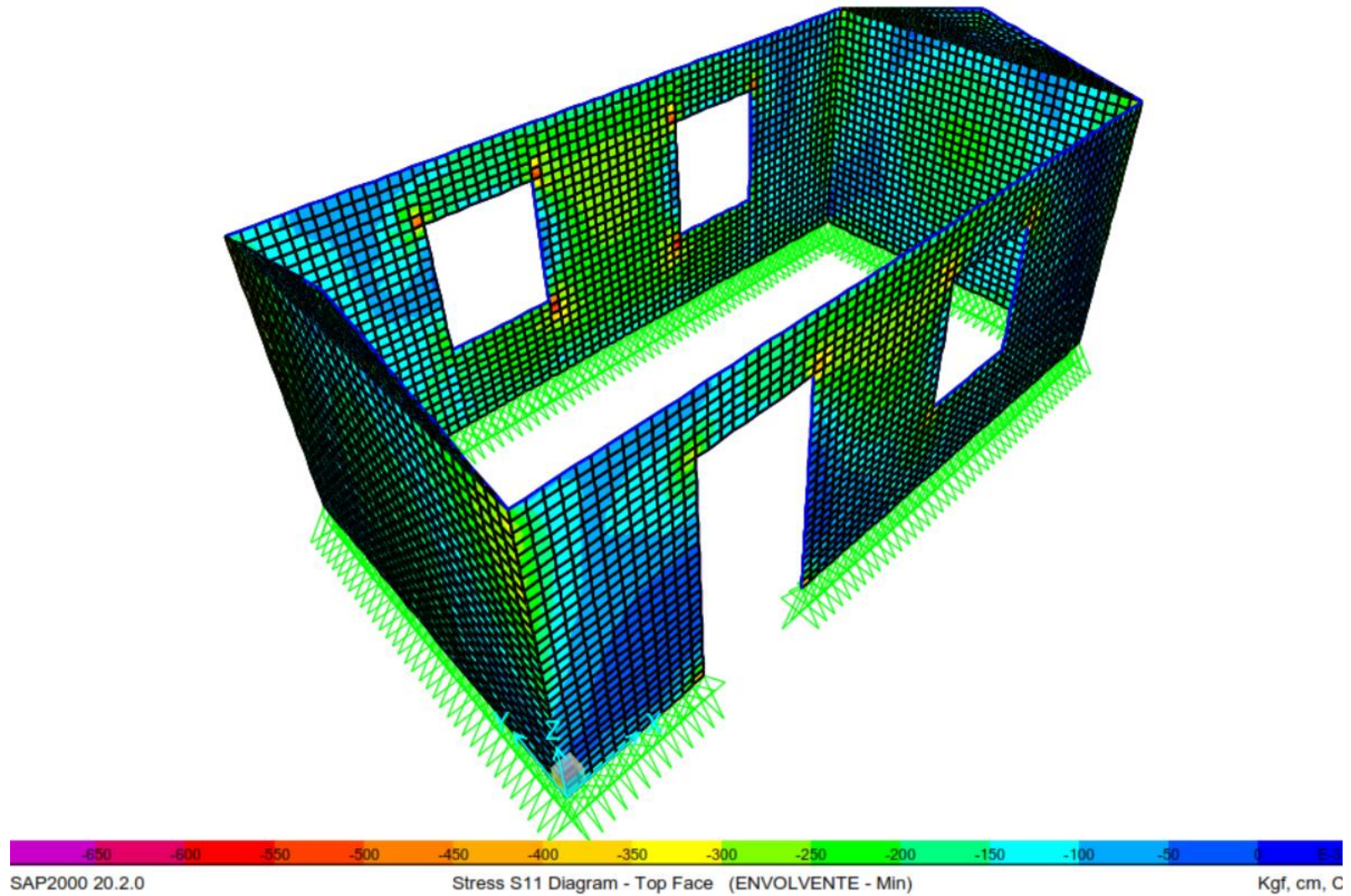
**MODELO III – DIAGRAMA DE ESFUERZOS DE CORTE – PARED POSTERIOR**



### MODELO I – DIAGRAMA DE ESFUERZOS DE COMPRESIÓN



## MODELO II – DIAGRAMA DE ESFUERZOS DE COMPRESIÓN



### MODELO III – DIAGRAMA DE ESFUERZOS DE COMPRESIÓN

## BIBLIOGRAFÍA

- Arce Cárdenas, R., & Arodriguez Yupanqui, V. R. (2014). *PROPUESTA DEL EMPLEO DEL ADOBE REFORZADO CON GEOMALLA EN LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS UNIFAMILIARES DE UN PISO EN EL PUEBLO JOVEN YANAMA-AYAUCHO*. Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica, Perú.
- Ardón García, E. P., Dardón Orellana, M. E., & Torres Turcios, Á. A. (2007). *GUIA PARA EL CONTROL DE CALIDAD DEL DISEÑO ESTRUCTURAL Y DE LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS DE UNA Y DOS PLANTAS DE MAMPOSTERIA DE BLOQUE DE CONCRETO*. Universidad de El Salvador, San Salvador, El Salvador.
- Blondet, M., Garcia M., G. V., & Brzev, S. (Abril de 2003). *enciclopedia Mundial de Vivienda del EERI/IAEE*. Recuperado el 25 de junio de 2020, de [www.world-housing.net](http://www.world-housing.net)
- Blondet, M., Villa García , G., & Brzev, S. (2003). *Construcciones de Adobe Resistente a los Terremotos*. Oakland, California: Earthquake Engineering Research Institute.
- CENAPRED. (2014). *Métodos de Refuerzo para la Vivienda Rural de Autoconstrucción*. Ciudad de México.
- Cortez Latorre, O. X., & Sotomayor Grijalva, M. V. (2007). *APLICACIÓN DEL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS Y PROGRAMAS COMPUTACIONALES EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN GALPÓN PARA EL TALLER DE LA EMPRESA PROCOPET S.A*. Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.
- Mantilla Calderón, J. C. (2018). *VARIACIÓN DE LAS PROPIEDADES FISICO MECANICAS DEL ADOBE AL INCORPORAR VIRUTA Y CAUCHO*. Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú.

- Ministerio de Economía, Dirección general de estadística y censos. (2007). *VI Censo de Población y V de Vivienda*. El Salvador.
- Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (31 de Octubre de 2016). Obtenido de Portal Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales : <https://www.marn.gob.sv/cronologia-de-sismos-destructivos/>
- Ministerio de obras publicas, Asociación salvadoreña de ingenieros y arquitectos. (1997). *Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas*. San Salvador.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento . (s.f.). *E80 - Adobe*. Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (s.f.). *NORMA E-080 ADOBE*. PERU.
- Molina Rdz, J. C. (1992). *ANALISIS ESTRUCTURAL CON ELEMENTOS FINITOS*. Universidad Autónoma de Nuevo León, San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México.
- Moraga, D., & Soletto, A. C. (agosto de 2006). *Academia.edu*. Recuperado el 25 de junio de 2020, de [https://www.academia.edu/7556741/SISTEMA\\_CONSTRUCTIVO\\_ORG%C3%81NICO\\_ADOBE](https://www.academia.edu/7556741/SISTEMA_CONSTRUCTIVO_ORG%C3%81NICO_ADOBE)
- MUENTES ALVARADO , J. L. (enero de 2016). *OPTIMIZACION EN EL USO DE ADOBE SISMO RESISTENTE, COMO MATERIAL CONSTRUCTIVO PARA VIVIENDAS FAMILIARES DE BAJO COSTO*. Obtenido de [http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/16708/1/MUENTES\\_JOSE\\_T\\_RABAJO\\_%20TITULACION\\_ESTRUCTURAS\\_DICIEMBRE\\_2016.pdf](http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/16708/1/MUENTES_JOSE_T_RABAJO_%20TITULACION_ESTRUCTURAS_DICIEMBRE_2016.pdf)
- PROYECTO TAISHIN. (2008). *Adobe sismo-resistente*. Resultados de investigación, UES, UCA, JICA, CENAPRED, FUNDASAL, El Salvador.

PROYECTO TAISHIN-FASE II. (2012). *Adobe Reforzado*. Informe de ensayos experimentales adobe reforzado, UES, UCA, JICA, CENAPRED, FUNDASAL, El Salvador.

Reglamento Técnico Salvadoreño RTS 91.02.01.14 Urbanismo y Construcción en lo Relativo al Uso del Sistema Constructivo de Adobe para Viviendas en Un Nivel. (24 de septiembre de 2014).