ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE TRES SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE BAJO COSTO

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCION DEL TITULO DE INGENIERO CIVIL

MILTON GUSTAVO SANTAFÉ MAZA

m.g.s.m_@hotmail.com

DIRECTOR: ING. MSC. PATRICIO PLACENCIA

pplacen@uio.satnet.net

QUITO, OCTUBRE 2009

DECLARATORIA

Yo, Milton Gustavo Santafé Maza, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría, que no ha sido previamente presentado por ningún grado o calificación profesional y que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad intelectual, por su reglamento y por la normatividad institucional vigente.

……

Milton Gustavo Santafé Maza

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Milton Gustavo Santafé Maza, bajo mi supervisión.

Ing. Msc. Patricio Placencia

DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTO

Mi sincero agradecimiento a Dios por la vida y salud que me otorga, así como también por permitir que mis objetivos se sigan cumpliendo.

A la Escuela Politécnica Nacional por fomentar una exigencia educativa de élite.

A la Carrera de Ingeniería Civil y Ambiental precedido por el Ing. Marcelo Hidalgo, Ing. Jorge Espinosa y el Dr. Marco Castro por aprobar el tema de tesis.

Al Centro de Investigación de la Vivienda dirigido por el Ing. Patricio Placencia por generar este proyecto y aprobar bajo su tutela que sea parte del mismo.

A mis tutores Ing. Felix Vaca, Ing. Eduardo Marquez, por concederme audiencias, guiando el desarrollo de la investigación.

A los profesores de la carrera de Ingeniería civil, por ser mi fuente principal de información sobre incontables temas. A todo el personal administrativo especialmente a la Sra. Sonia y Ligia, por su cordialidad y eficacia en la información de los requerimientos determinados por la Escuela Politécnica Nacional.

A los mejores padres que un hijo pudiera desear, Raúl Santafé y Paulina Maza por confiar en mi, gracias por todo.

A mis hermanos, Ing. Amparito Santafé por su ejemplo de superación, Gina Santafé por su entusiasmo y Esteban Santafé por su tenacidad.

A la familia Maza Guarnizo quienes han sido y serán un pilar en el desarrollo de toda mi vida.

A mis amigos Diego Hidalgo, Diana Jaramillo, Liliana Auz, Cristina Zhindon, Fernanda Jara y Sarita Nicolalde, por su apoyo incondicional en el transcurso de la carrera, a las estrellas de civil por esas buenas y malas experiencias vividas, a mis amigos de la infancia y ex enamoradas por sus criterios constructivos en el ámbito profesional.

DEDICATORIA

A mis padres, cuyo amor incondicional me ha inspirado a lo largo de toda mi vida. Quienes han sido mi alma e inspiración. Así como también, a mis hermanos nadie podría sentirse más orgulloso de tenerlos de lo que me siento yo. Gracias por su apoyo, las palabras no bastan para describir cuanto significan para mí, por lo tanto esto es para ustedes.

CONTENIDO

DECLARATORIA……..II

CERTIFICACIÓN……..…III

AGRADECIMIENTO……IV

DEDICATORIA……..…V

CONTENIDO……...VI

RESUMEN……..…VII

PRESENTACIÓN……VIII

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN……1

1.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS……..…1
1.1.1 INICIO DE LAS ESTRUCTURAS……1
1.1.1.1 MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL……..……1
1.1.1.2 LÁMINA DELGADA DE ACERO FORMADO EN FRIO……2
1.1.1.3 MADERA ESTRUCTURAL……..…….....3
1.1.1.4 CONCRETO ESTRUCTURAL…….……3
1.2 NECESIDAD DEL PROYECTO……..…….3
1.3 ALCANCES Y OBJETIVOS……..……3
1.3.1 ALCANCES…….……...…3
1.3.2 OBJETIVOS…….……..4

CAPITULO 2: MODELACIÓN……5

2.1 GENERALIDADES……...5
2.1.1 MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL……..……5
2.1.1.1 MAMPOSTERÍA REFORZADA…….……5
2.1.1.2 MAMPOSTERÍA PARCIALMENTE REFORZADA……..……5
2.1.1.3 MAMPOSTERÍA NO REFORZADA……5
2.1.1.4 MAMPOSTERÍA CONFINADA……..6
2.1.2 CONCRETO ESTRUCTURAL…….6
2.1.3 ACERO ESTRUCTURAL…….……6
2.1.4 MADERA ESTRUCTURAL……7
2.2 ANÁLISIS DE CARGAS……..7
2.2.1 CARGAS MUERTA…… ……7

2.2.1.1 CÁLCULO PARA ALTERNATIVA 1(CASA 6X6M). ……..……..…8
2.2.1.2 CÁLCULO PARA ALTERNATIVA 2(CASA 9X4.15M)……...….8
2.2.1.3 CÁLCULO PARA ALTERNATIVA 3 (CASA 6.06X6.01M)…..……9
2.2.2 CARGAS VIVAS…….…...11
2.2.3 CARGAS DE VIENTO……...11
2.2.4 CARGAS DE SISMO……..12
2.2.4.1 CÁLCULO DEL CORTE BASAL PARA ALTERNATIVA 1 Y ALTERNATIVA 2.…….……...12
2.2.4.2 CÁLCULO DEL CORTE BASAL PARA ALTERNATIVA 3…….12
2.3 MODELACION DE ESTRUCTURAS……...13
2.3.1 ESTRUCTURACIÓN……..……14
2.3.1.1 PANEL DE CORTE…….……...14
2.3.1.2 DIAGONAL EN COMPRESIÓN…….……..……14
2.3.2 CARACTERÍSTICA DEL MATERIAL…….14
2.3.2.1 MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL…….……..…14
2.3.2.1.1 *PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MAMPOSTERÍA*……...15
2.3.2.1.1.1 *RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN*……..……15
2.3.2.1.1.1.1 *DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL*……..……..15
2.3.2.1.1.1.2 *DETERMINACIÓN ESTADÍSTICA*…..……..….……15
2.3.2.1.1.1.3 *DETERMINACIÓN TEÓRICA*……..……..…….15
2.3.2.1.1.1.3.1 *EL VALOR DE f'm BASADO EN LA CALIDAD DE LOS MATERIALES*.……15
2.3.2.1.1.1.3.2 *VALOR DE f'm CUANDO HAY CELDAS CON MORTEROS DE INYECCIÓN, BASADO EN LA CALIDAD DE LOS MATERIALES*...……..16
2.3.2.1.2 *PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA*…..…16
2.3.2.1.2.1 *MÓDULO DE ELASTICIDAD*……..…….……..……...16
2.3.2.1.2.2 *MODULO DE CORTE*……..…….……..……17
2.3.2.2 MADERA ESTRUCTURAL……..…….17
2.3.2.2.1 *PROPIEDADES RESISTENTES DE LA MADERA*……...……..17
2.3.2.2.1.1 *RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN PARALELA*….……..18
2.3.2.2.1.2 *RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN PERPENDICULAR*……..18
2.3.2.2.1.3 *RESISTENCIA A LA TRACCIÓN*……..…….…..……...18
2.3.2.2.1.4 *RESISTENCIA AL CORTE*…….……19
2.3.2.2.1.5 *RESISTENCIA A LA FLEXIÓN PARALELA A SU PLANO*……19
2.3.2.2.2 *PROPIEDADES ELÁSTICAS DE LA MADERA*..……..….19
2.3.2.2.2.1 *MÓDULO DE CORTE O RIGIDEZ* …….……..19
2.3.2.2.2.2 *MÓDULO DE POISSÓN*…..….…….…..……..…….20
2.3.2.3 HORMIGÓN Y ACERO ESTRUCTURAL. …….….……20
2.3.3 VALORES UTILIZADOS EN LAS ESTRUCTURAS…….…….20
2.3.3.1 MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL. …….20
2.3.3.2 MADERA ESTRUCTURAL…….……..……..……..……21
2.3.3.3 HORMIGÓN……..……..……21
2.3.3.4 ACERO ESTRUCTURAL……..……..……..……21

2.3.4 CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN……..…..…….21
2.3.4.1 ALTERNATIVA 1 (CASA 6X6M). ……..……..…….22
2.3.4.2 ALTERNATIVA 2 (CASA 9.20X4.15M)…..…….……..……22
2.3.4.3 ALTERNATIVA 3 (CASA 6.06X6.01M)…….…..……..22
2.3.5 TIPO DE CARGA…….…….…….23
2.3.5.1 CARGA MUERTA……..…..……..23
2.3.5.2 CARGA VIVA…….……..…….23
2.3.5.3 CARGA DE VIENTO…….……24
2.3.5.4 CARGA DE SISMO……..……..…….……..24

CAPITULO 3: ANÁLISIS ESTRUCTURAL…….……25

3.1. GENERALIDADES……..…..…25
3.2. DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS DE CORTE…….27
3.2.1 ESFUERZOS PRINCIPALES Y ESFUERZO DE CORTE MÁXIMO……...28
3.2.2 CIRCULO DE MOHR…….……28
3.2.3 ESFUERZOS DE CORTE……..……30
3.2.3.1. ALTERNATIVA 1……..……31
3.2.3.1.1. DIRECCIÓN X.....31
3.2.3.1.2. DIRECCIÓN Y……..……..32
3.2.3.2. ALTERNATIVA 2…….……33
3.2.3.2.1. DIRECCIÓN X……..……..33
3.2.3.2.2. DIRECCIÓN Y……..……..34
3.3. DERIVA DE LOS TRES SISTEMAS ESTRUCTURALES……..…35
3.3.1 ALTERNATIVA 1……..…35
3.3.2 ALTERNATIVA 2……..……36
3.3.3 ALTERNATIVA 3 …….37
3.4. CARGA AXIAL, CORTE Y MOMENTO EN MAMPOSTERÍA CONFINADA…….……38
3.4.1 CARGA AXIAL Y MOMENTO EN ALTERNATIVA 1.....41
3.4.2 CARGA AXIAL Y MOMENTO EN ALTERNATIVA 2…….42

CAPITULO 4: DISEÑO ESTRUCTURAL…….43

4.1. GENERALIDADES…….....43
4.1.1. CONCEPTOS RELACIONADOS EN LA MAMPOSTERÍA EXTRUCTURAL ……..…..…43
4.1.1.1. ESTRUCTURACIÓN DE MAMPOSTERÍA CONFINADA……..……43
4.1.1.2. EXCENTRICIDAD LIMITE……..…….43
4.1.1.3. SECCIÓN NO AGRIETADA……..……..……..44
4.1.1.4. SECCIÓN AGRIETADA…….44
4.1.1.5. PANDEO ELÁSTICO…….…..……45

4.2. DISEÑO EN MAMPOSTERÍA POR EL MÉTODO DE ULTIMA RESISTENCIA ……..45
4.2.1. GENERALIDADES……45
4.2.1.1. HIPÓTESIS DE DISEÑO…….…….….46
4.2.2. FLEXO-COMPRESION DE MAMPOSTERÍA CONFINADA……48
4.2.2.1. REQUISITOS PARA MUROS DE MAMPOSTERÍA…….…..48
4.2.2.1.1. UNIDADES DE MAMPOSTERÍA PERMITIDAS……48
4.2.2.1.2. ESPESOR MÍNIMO DEL MURO……48
4.2.2.2. COLUMNAS DE CONFINAMIENTO……...49
4.2.2.2.1. DIMENSIONES MÍNIMAS……..……49
4.2.2.2.1.1. ESPESOR MÍNIMO…….……49
4.2.2.2.1.2. ÁREA MÍNIMA……..……...49
4.2.2.2.2. UBICACIÓN…….……..……49
4.2.2.2.3. REFUERZO MÍNIMO……49
4.2.2.2.4. REFUERZO TRANSVERSAL…….…….50
4.2.2.2.5. REFUERZO TRANSVERSAL DE CONFINAMIENTO……..……50
4.2.2.3. VIGAS DE CONFINAMIENTO……..……..50
4.2.2.3.1. DIMENSIONES MÍNIMAS…….50
4.2.2.3.1.1. ESPESOR MÍNIMO…….……..…….50
4.2.2.3.1.2. ÁREA MÍNIMA……..…..51
4.2.2.3.2. UBICACIÓN.....51
4.2.2.3.3. REFUERZO MÍNIMO……..51
4.2.2.4. DISEÑO A FLEXO-COMPRESIÓN DE MAMPOSTERÍA CONFINADA……..52
4.2.2.4.1. REQUISITOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO…….……52
4.2.2.4.1.1. VALORES DE Φ……..……52
4.2.2.4.1.2. DISEÑO PARA CARGA AXIAL DE COMPRESIÓN….…….52
4.2.2.4.1.3. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN TENIENDO EN CUENTA LA CONTRIBUCIÓN DE LA MAMPOSTERÍA……..53
4.2.2.4.1.4. DISEÑO A CORTANTE EN LA DIRECCIÓN PARALELA A SU PLANO……..…..54
4.2.2.5. ECUACIONES DE DISEÑO EN MAMPOSTERÍA CONFINADA....54
4.2.2.5.1. CONSIDERACIONES…….…….55
4.2.2.5.2. CALCULO DE LA CONDICIÓN BALANCEADA……..……55
4.2.2.5.3. FALLA A TENSIÓN Pu < Pb..……..……..56
4.2.2.5.4. FALLA A COMPRESIÓN Pu > Pb…….……57
4.2.2.5.5. INFLUENCIA DEL HORMIGÓN EN LA MAMPOSTERÍA CONFINADA……..58
4.2.2.6. PROCEDIMIENTO PARA LA OBTENCIÓN DEL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P VS M……..……....60
4.2.2.6.1. RESUMEN DE PROCEDIMIENTO DEL ACERO EN TENSIÓN…..…62
4.2.2.6.2. RESUMEN DEL PROCEDIMIENTO CUANDO EXISTE LA INFLUENCIA DEL ACERO EN COMPRESIÓN…..……..…..63

4.2.2.6.3. *RESUMEN DEL PROCEDIMIENTO CUANDO EXISTE LA INFLUENCIA DEL ACERO EN TENSIÓN, COMPRESIÓN Y EL APORTE DEL HORMIGÓN DE CONFINAMIENTO*……64
4.3. DISEÑO DE ELEMENTOS EN CONCRETO REFORZADO…….....64
4.3.1. DISEÑO DE VIGAS……...……...64
4.3.1.1. HIPÓTESIS DE DISEÑO……64
4.3.1.2. DISEÑO A FLEXIÓN……65
4.3.1.2.1. PROCEDIMIENTO……..……65
4.3.1.3. DISEÑO A CORTANTE……..……67
4.3.1.3.1. PROCEDIMIENTO……..……68
4.3.2. DISEÑO DE COLUMNAS…….……....69
4.3.2.1. DISEÑO A FLEXO-COMPRESIÓN……..……70
4.3.2.1.1. DETERMINACIÓN DE LAS ECUACIONES PARA DISEÑO…….…..70
4.3.2.1.2. PASOS PARA DETERMINAR EL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.…72
4.3.2.2. DISEÑO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS…….……72
4.3.2.2.1. PROCEDIMIENTO……72
4.3.3. DISEÑO DE ZAPATAS….……74
4.3.3.1. PROCEDIMIENTO DE ZAPATA AISLADA……..……74
4.3.3.2. PROCEDIMIENTO DE ZAPATA CORRIDA…….…….75
4.4. DISEÑO EN ACERO……76
4.4.1. PROCEDIMIENTO PARA DISEÑO EN CORREAS DE ACERO…..76
4.5. DISEÑO EN MADERA…….……80
4.5.1. CRITERIOS DE DISEÑO……...80
4.5.2. HIPÓTESIS DE DISEÑO……80
4.5.3. DISEÑO DE VIGAS……...81
4.5.3.1. DEFLEXIONES ADMISIBLES……..……81
4.5.3.2. FLEXIÓN…….82
4.5.3.3. CORTE…….83
4.5.3.4. ESTABILIDAD……..…….83
4.5.3.5. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO EN ELEMENTOS A FLEXIÓN.…84
4.5.4. DISEÑO DE ARMADURAS (CERCHAS)……85
4.5.4.1. DISEÑO DE ELEMENTOS A FLEXO-COMPRESIÓN…….…..85
4.5.4.2. LONGITUD EFECTIVA…….85
4.5.4.3. CUERDAS CON CARGA EN EL TRAMO……..….86
4.5.4.4. PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO…….……87
4.6. EJEMPLOS…….87
4.6.1. DISEÑO DE ALTERNATIVA 1……87
4.6.1.1 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN POR EL MÉTODO DE ÚLTIMA RESISTENCIA……87
4.6.1.2 DISEÑO DE CORREAS EN ACERO DE LA CUBIERTA……...88
4.6.1.3 DISEÑO DE UNA ZAPATA AISLADA EJE 1-A…….……92
4.6.1.4 DISEÑO DE ZAPATA EJE 1-A MEDIANTE UN PROGRAMA…....95
4.6.1.5 DISEÑO DE ZAPATA CORRIDA…….……..……..96

4.6.2. DISEÑO DE ALTERNATIVA 2……..……..…99
4.6.2.1 DISEÑO DE CERCHA EN MADERA……..……..…99
4.6.3. DISEÑO DE ALTERNATIVA 3……..……101
4.6.3.1 DISEÑO DE VIGAS EN MADERA…….....101
4.6.3.2 DISEÑO DE VIGAS EN HORMIGÓN..……..……104

CAPITULO 5: RESULTADOS…….…105

5.1. CARGA AXIAL Y MOMENTO DE LA MAMPOSTERÍA REPRESENTADO EN EL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN……..…105
5.1.1 ALTERNATIVA 1…….....105
5.1.2 ALTERNATIVA 2……110
5.2. CARGA AXIAL Y MOMENTO DE COLUMNAS REPRESENTADO EN EL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN……..……..…115
5.3. DISEÑO EN VIGAS, DIAGONALES Y COLUMNAS MEDIANTE UN PROGRAMA DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL……..……..….116
5.3.1 ALTERNATIVA 3……116
5.4. DISEÑO DE ZAPATAS MEDIANTE UN PROGRAMA DE ANALISIS ESTRUCTURAL……..……..……..122
5.4.1 ALTERNATIVA 1…….....122
5.4.2 ALTERNATIVA 2……..…..123
5.4.3 ALTERNATIVA 3……..…..124

CAPITULO 6: CONCLUSIONES…….……..125

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS…….…….129

ANEXOS……..….....131

ANEXO 1. DISTRIBUCIÓN DE CARGA…..…..…….....…132

ANEXO 1A. ALTERNATIVA 2……..…..……..…...…133

ANEXO 1B. ALTERNATIVA 3…..…..……..……..…..……140

ANEXO 2. ESFUERZOS DE CORTE…….…..……..…..….147

ANEXO 2A. ALTERNATIVA 1…….…..……..…148

ANEXO 2B. ALTERNATIVA 2…..…..……..……..…160

ANEXO 3. DIAGRAMAS DE CARGA AXIAL, CORTE Y MOMENTO DE LOS MATERIALES UTIIZADOS EN LAS TRES ALTERNATIVAS……172

ANEXO 3A. DIAGRAMAS DE CARGA AXIAL, CORTE Y MOMENTO EN LAS CORREAS DE ACERO…….…….……...173

ANEXO 3B. DIAGRAMAS DE CARGA AXIAL, CORTE Y MOMENTO EN CERCHA DE MADERA..……..…….....178

ANEXO 3C. DIAGRAMAS DE CORTE EN ALTERNATIVA 3..…….185

ANEXO 3D. DIAGRAMAS DE MOMENTO EN ALTERNATIVA 3..…..……190

ANEXO 4. PLANOS DE LA ESTRUCTURA 1...…….…..195

ANEXO 5. PLANOS DE LA ESTRUCTURA 1...…….…..199

ANEXO 6. PLANOS DE LA ESTRUCTURA 1...…….…..203

RESUMEN

En base a los planos propuestos por el FEPP al MIDUVI de tres alternativas, los cuales están compuestos de diferentes materiales de construcción como se detallan a continuación.

Alternativa 1.

Vivienda rural y urbano marginal de 6.00X6.00 m, área de construcción 36 m2 de un piso, esta compuesta de mampostería estructural confinada, en la parte superior se utiliza láminas de fibrocemento las cuales están soportadas por correas G de lámina delgada de acero formado en frío.

Alternativa 2.

Vivienda rural y urbano marginal de 9.00X4.15 m, área de construcción 38.18 m2 de un piso compuesta de mampostería estructural confinada, en la parte superior se utiliza láminas de fibrocemento y cerchas de madera.

Alternativa 3.

Vivienda rural y urbano marginal de 6.06X6.01 m, área de construcción 36.42 m2. La estructura se presenta con pórticos de hormigón armado de dos pisos, el primer piso contiene diagonales en sitios específicos en los cuales se pueda rigidizar la estructura, el entrepiso está conformado de tablas rusticas soportada con vigas de madera. En la parte superior utilizan láminas de fibrocemento soportadas por correas G de acero de lámina delgada formado en frío.

Los planos presentan diferentes tipos de arquitectura, los cuales dan lugar a restricciones que el ingeniero considera en la estructuración del modelo. Tal es el caso de la mampostería estructural la cual debe estar distribuida en forma simétrica para evitar la torsión en planta. En lo que respecta a la cubierta esta es armada en las dos direcciones sea el caso con elementos de acero o madera.

En el diseño de la mampostería se utiliza el método de última resistencia mientras que en el diseño del acero y madera se utilizará él método de esfuerzos admisibles.

En los elementos de hormigón armado tales como vigas, columnas y zapatas se diseñan empleando el método de última resistencia.

PRESENTACIÓN

El estudio integral de los materiales que forman parte de una estructura desarrolla un avance científico-tecnológico, con la finalidad de obtener técnicas que posibiliten utilizar un recurso económico para nuestra sociedad.

La preparación de esta tesis espera hacer posible que el ingeniero estructural considere como alternativa la utilización de este tipo de estructuras que se desglosa para un mejor entendimiento en los siguientes pasos.

Capitulo I: Se genera una visión resumida del problema.

Capitulo II: En este proceso se determina las propiedades de cada material, las cargas a los que están sometidos. Una vez realizado estos procedimientos las estructuras se pueden representar mediante la ayuda de un programa de análisis estructural, el cual nos permitirá tabular de mejor manera los resultados.

Capitulo III: El análisis prevalece en este contexto, debido a su estructuración, geometría, materiales.

Para visualizar los resultados se generan fuerzas de sismo que admite un mejor entendimiento de los resultados.

Capitulo IV: Se diseñan los materiales de cada estructura, planteando ejemplos para ser representados en planos.

Capitulo V: Se presentan los resultados, mediante gráficas y valores.

Capitulo VI: Se proponen conclusiones y recomendaciones de cada estructura.

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS.

1.1.1 INICIO DE LAS ESTRUCTURAS

La necesidad del hombre por buscar refugio ante los eventos climáticos ocasiona la creación de estructuras, es así que en las obras civiles pre-hispánicas utilizaron materiales como la tierra y la roca.

La tierra es el elemento más antiguo de los materiales de construcción la cual ha sido utilizada a través de las épocas. Desde que el hombre deja de ser nómade y recurre a la tierra para cultivarla, descubre que también puede modelarla y secarla al sol otorgándole una sencilla solución constructiva. Aún en nuestra era se encuentra testimonios impresionantes de edificaciones pre-hispánicas como Pachacamac, Cajamarquillas y Chan Chan considerada la ciudad de barro más grande del mundo antiguo[1].

Las principales obras construidas en roca por los antiguos Pre-hispánicos se encuentran emplazadas cerca de la ciudad del Cuzco, denominado el complejo arqueológico de MACCHU PICCHU. Estas estructuras mencionadas son muestras monumentales que han soportado los rigores del tiempo y los movimientos sísmicos. Esta reseña histórica involucra el uso de nuevos materiales los cuales mencionaremos a continuación.

1.1.1.1 Mampostería Estructural

El uso de la mampostería simple se inicio antes del tiempo de los romanos y griegos como la tumba de Mausolusla, King de Caria pirámide de Cheop en Egipto con elevación de 475ft (145 m), los faros de Alejandría que fueron las admiraciones de los faraones[2]. Mientras se evidenciaba el desarrollo de este material se generaban proyectos arquitectónicos, como el Domo de St. Sophia donde verdaderamente se ilustra la estética de la obra de mampostería de ladrillo en su condición más alta.

En la era pre-moderna la mampostería de ladrillo alcanzó su desarrollo en los países como Estados Unidos y Europa, permaneciendo igual 50 años. Es así que en 1813 un Ingeniero Británico Marc Brunel propone usar hierro forjado para el refuerzo en construcciones de mampostería pero el no puso en practica la concepción hasta 1825 en aquel entonces como una parte del proyecto Thames River Tunnel (Túnel bajo el Támesis).

En el año 1913 en Estados unidos por solicitud de los fabricantes de mampuestos de arcilla, se realizan ensayos y evaluaciones para generar bases para investigaciones en diversas partes del mundo. Permitiendo que en los últimos cuarenta años la mampostería llegue adoptar el nombre de Estructural[6].

1.1.1.2 Lámina delgada de acero formado en frio.

La lámina delgada de acero se uso por primera vez en la construcción de edificios, en los Estados unidos, aproximadamente en 1850, pero no evolucionó como material de construcción sino hasta 1930; en sus primeras utilizaciones, sólo se figuró en ciertos componentes de edificios[3]. En la actualidad tiene muchas aplicaciones en industrias de todos tipos, tales como la industria automotriz etc.

Los miembros de lámina delgada se usan ampliamente en estructuras sometidas a cargas ligeras y moderadas, o bien en claros cortos. Para tales estructuras a menudo es antieconómico la utilización de perfiles laminados convencionales, porque sería muy pequeño el esfuerzo que se desarrollaría en el perfil mínimo disponible.

La forma de los miembros de calibre delgado varía según su aplicación, y los ingenieros han aprendido a adaptar con ventaja esta versatilidad en el diseño de paneles de techo, piso, largueros y de otros miembros estructurales.

1.1.1.3 Madera Estructural.

Los bosques tropicales de la Subregión Andina cubren aproximadamente el 47% de su superficie (200 millones de hectáreas) constituyendo un ingente recurso para la obtención de la madera en la construcción[4]. Se estima que hay

alrededor de 2500 especies forestales en estos bosques, de las cuales 600 serían aptas para construir.

La práctica limitada en el diseño y construcción con madera ha estado basada en información provenientes de países consumidores de maderas coníferas, que por su distinta constitución anatómica a la de la madera latifoliada presentan propiedades y comportamientos diferentes.

1.1.1.4 Concreto Estructural

El concreto es un material de construcción universal, ha sido utilizado de diversas maneras por miles de años, probablemente se comenzó a usar en el antiguo Egipto y ha evolucionado hasta convertirse en uno de los materiales más utilizados en la industria de la construcción.

1.2 NECESIDAD DEL PROYECTO

El análisis de estas estructuras permite tener viviendas sísmicamente diseñadas a un costo reducible por lo tanto es de vital importancia el estudio de estas alternativas estructurales.

1.3 ALCANCES Y OBJETIVOS

1.3.1 ALCANCES

- En cada estructura se presentan diferentes materiales de construcción de los cuales se especificara su análisis y diseño.
- La estructuración se realizará lo más real posible y su comparación con los planos obtenidos determinará el aporte técnico.

1.3.2 OBJETIVOS

- El propósito fundamental en el análisis de estas estructuras, es lograr que cumpla con los requisitos sismo-resistentes, funcionalidad y serviciabilidad, dando lugar al aporte en nuevos tipos de estructuras y nuevas técnicas de construcción.

- Se utiliza programas computacionales para el análisis, permitiendo obtener un diseño óptimo de cada material.

- Como ayuda visual se presentará en anexos los esfuerzos de corte en cada pared estructural y los planos estructurales de las tres alternativas.

CAPITULO 2

MODELACIÓN

2.1 GENERALIDADES

2.1.1 CLASIFICACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

2.1.1.1 Mampostería Reforzada

Es la construcción realizada con base en piezas de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de mortero, reforzada internamente con barras y alambres de acero[5]. Este sistema estructural se clasifica para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico cuando todas sus celdas se inyectan con mortero de relleno, y como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía cuando solo se inyectan con mortero de relleno las celdas verticales que llevan refuerzo, como muestra la fig 2.1.

2.1.1.2 Mampostería parcialmente Reforzada

Es la construcción en base a piezas de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de mortero, reforzada internamente con barras y alambres de acero. Este sistema se clasifica para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas de capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico.

2.1.1.3 Mampostería No reforzada

Es la construcción en base a piezas de mampostería unidas por medio de mortero que no cumple con las cuantías mínimas de refuerzo establecidas para la mampostería parcialmente reforzada. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico.

2.1.1.4 Mampostería Confinada

Es la construcción con base en piezas de mampostería unidas por medio de mortero reforzado de manera principal con elementos de concreto reforzado construidos alrededor del muro confinándolo. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico fig 2.2.

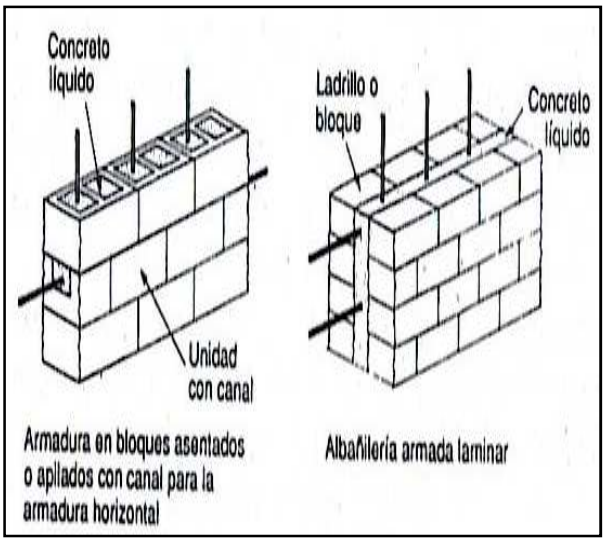


Fig.2.1 Mampostería reforzada

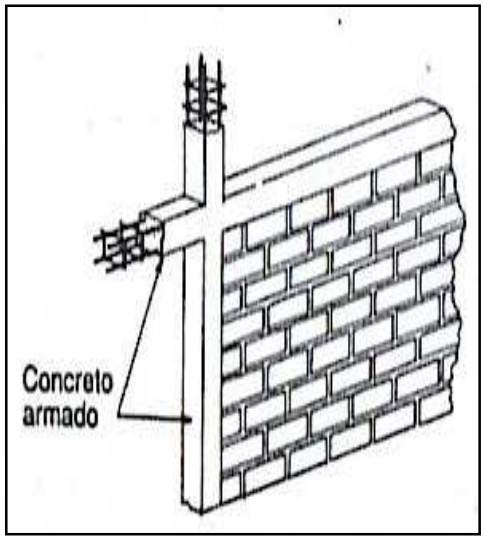


Fig. 2.2 Mampostería confinada

2.1.2 CONCRETO ESTRUCTURAL

El concreto es un material semejante a la piedra que se obtiene mediante una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena, grava y agua, después esta mezcla se endurece en formaletas con la forma y dimensiones deseadas.

2.1.3 ACERO ESTRUCTURAL

El acero es uno de los materiales estructurales más usados, produce ventajas como la alta resistencia por unidad de peso, es un material dúctil, con facilidades constructivas y un mejor control de calidad.

Este material como la mayoría tiene limitaciones tales como su alto costo, poca rigidez, necesita mantenimiento y se debe proteger contra el fuego.

2.1.4 MADERA ESTRUCTURAL

La madera es el único material con que puede construirse íntegramente una vivienda, este tipo de madera es utilizado para fines resistentes, principalmente es usado para entramados de muros, pisos elevados, techos y columnas que constituyen la estructura de la edificación.

La madera debe cumplir requisitos como: material clasificado de calidad estructural, provenir de las especies forestales consideradas como adecuadas para construir, es conveniente utilizar madera seca o al contenido de humedad de equilibrio y tener buena durabilidad natural o estar adecuadamente preservada.

Cualquier irregularidad o imperfección que afecte a las propiedades físicas, químicas y mecánicas de una pieza de madera se la puede considerar como un defecto. La finalidad de la clasificación por defectos es limitar la presencia, tipo, forma, tamaño y ubicación, para obtener piezas de madera con características mínimas garantizadas. Estos defectos son relativos a la constitución anatómica, al ataque de agentes biológicos, al origen durante el Apeo, transporte, almacenamiento, y el aserrío.

2.2 ANÁLISIS DE CARGAS

Las cargas que actúan sobre las estructuras se dividen en cuatro categorías.

2.2.1 CARGAS MUERTA

Las cargas muertas son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura. Generalmente la mayor parte de la carga muerta es el peso propio de la estructura. Esta puede calcularse con buena aproximación a partir de la configuración del diseño, de las dimensiones de la estructura y la densidad o peso específico del material.

2.2.1.1 Cálculo para Alternativa 1 (Casa 6X6m).

Cálculo de la carga muerta de la estructura.

1 Carga muerta de la cubierta

1,1 Cálculo de la carga muerta del techo

Peso propio de cubiertas		
Material	Peso	
Eternit	15 - 20	Kg / m2
Eternit	20.00	Kg / m2
Dc :	**0.0200**	**T / m2**

Area sección transversal		
A :	52.5	m2
Peso Total		
Dc :	1.0500	T

1,2 Cálculo de la carga muerta de los perfiles de acero

$$P = \gamma * A \quad (2.2)$$
$$Pt = P * L \quad (2.3)$$

Donde :

γ :	Peso específico
A :	Area sección transversal
P :	Peso por unidad de long
L :	Longitud
Pt :	Peso
nº :	número de perfiles
PT :	Peso Total

γ :	7.83	[T/m3]
A :	3.54	[cm2]
P :	0.02772	[Kg / cm]
L :	600.00	[cm]
Pt :	16.631	[Kg]
nº :	8	[u]
PT :	133.0474	[Kg]
DP: carga muerta de correas		
Dp :	0.1330	T
Dp :	**0.0025**	**T / m2**

1,3 Carga Muerta de cubierta

D = Dc+Dp :	**0.0225**	**T/m2**

2 Cálculo de carga muerta de mampostería estructural

Nivel	Area	e	Volumen	γ	W
	m^2	m	m3	T / m3	T
Mamposteria de 15	51.98	0.15	7.80	1.80	14.03
Mamposteria de 10	14.46	0.10	1.45	1.80	2.60
Carga muerta					**16.64**

3 Cálculo de la carga muerta de la estructura.

Peso total de la estructura	**W**	**16.77**	**T**
Area de la cubierta	**A**	**52.50**	**m2**
Peso total de la estructura	**W**	**0.32**	**T / m2**

2.2.1.2 Cálculo para Alternativa 2 (Casa 9.20X4.15m).

Cálculo de la carga muerta de la estructura.

1 Carga muerta de la cubierta

1.1 Cálculo de la carga muerta del techo

Peso propio de cubiertas		
Material	Peso	
Eternit	15 - 20	Kg / m2
Eternit	20.00	Kg / m2

Area de la sección transversal		
A :	38.222	m2
Peso Total		
PT :	764.43	Kg

D eternit :	**0.76**	**T**
D eternit :	**0.0200**	**T/m2**

1.2 Cálculo de la carga muerta de las secciones de madera

P = γ * A **(2.2)**
Pt = P * L **(2.3)**

Donde :

γ :	Peso específico del hormigón
A :	Area de la sección transversal
P :	Peso por unidad de longitud
L :	Longitud
Pt :	Peso
nº :	número de vigas
PT :	Peso Total

Vigas principales			Tensor			Alfajias		
γ :	0.9	T/m3	γ :	0.9	T/m3	γ :	0.9	T/m3
b :	0.06	m	b :	0.025	m	b :	0.05	m
h :	0.12	m	h :	0.1	m	h :	0.05	m
A :	0.0072	m2	A :	0.0025	m2	A :	0.0025	m2
P :	0.00648	T / m	P :	0.00225	T / m	P :	0.00225	T / m
Vigas principales			Tensor			Alfajias		
L :	2.40	m	L :	1.63	m	L :	9.52	m
Pt :	0.0156	T	Pt :	0.0037	T	Pt :	0.02142	T
nº :	18	u	nº :	9	u	nº :	8	u
PT :	0.2799	T	PT :	0.0330	T	PT :	0.1714	T

D madera :	**0.4843**	**T**
D madera :	**0.0127**	**T/m2**

1,3 Carga Muerta de cubierta

D :	**0.0327**	**T/m2**

2 Cálculo de carga muerta de mampostería estructural

Nivel	Area	e	Volumen	γ	W
	m^2	m	m3	T / m3	T
M.C.	44.48	0.15	6.67	1.80	12.01
M.E.	32.35	0.15	4.85	1.80	8.74
Carga muerta					**20.75**

3 Cálculo de la carga muerta de la estructura.

Peso total de la estructura	**W**	**21.99**	**T**
Area de la estructura	**A**	**38.22**	**m2**
Peso total de la estructura	**W**	**0.58**	**T / m2**

2.2.1.3 Cálculo para Alternativa 3 (Casa 6.06X6.01m).

Cálculo de la carga muerta de la estructura.

1 Carga muerta de la cubierta

1.1 Cálculo de la carga muerta del techo

Carga Muerta de cubierta	
D	
Peso propio de cubiertas	

Material	Peso	
Eternit	15 - 20	Kg / m2
Eternit	20.00	Kg / m2

Area de la sección transversal		
A :	52.5	m2
Peso Total		
PT :	1050	Kg

D :	1.0500	T

1.2 Cálculo de la carga muerta de los perfiles de acero

$$P = \gamma * A \quad (2.2)$$
$$Pt = P * L \quad (2.2)$$

Donde :

γ :	Peso específico del hormigón
A :	Area de la sección transversal
P :	Peso por unidad de longitud
L :	Longitud
Pt :	Peso
nº :	número de perfiles
PT :	Peso Total

γ :	7.83	T/m3
A :	3.54	cm2
P :	0.02772	Kg / cm
L :	600.00	cm
Pt :	16.63092	Kg
nº :	8	u
PT :	133.0474	Kg

D :	**0.1330**	**T**

1.3 Carga muerta total de cubierta

D :	**1.18**	**T**
D :	**0.023**	**T/m2**

2 Carga muerta del entrepiso

2.1 Cálculo de la carga muerta del entrepiso de madera

Area de entrepiso		
A :	36	m2

$$P = \gamma * A \quad (2.2)$$
$$Pt = P * L \quad (2.3)$$

Donde :

γ :	Peso específico del hormigón
A :	Area de la sección transversal
P :	Peso por unidad de longitud
L :	Longitud
Pt :	Peso
nº :	número de vigas
PT :	Peso Total

Vigas principales			Tabla rustica		
γ :	1.0	T/m3	γ :	1	T/m3
b :	0.06	m	b :	0.100	m
h :	0.1	m	h :	0.02	m
A :	0.006	m2	A :	0.002	m2
P :	0.00600	T / m	P :	0.00200	T / m
Vigas principales			Tabla rustica		
L :	6.00	m	L :	6.00	m
Pt :	0.036	T	Pt :	0.012	T
nº :	10	u	nº :	60	u
PT :	0.3600	T	PT :	0.7200	T
PT :	0.0100	T / m2	PT :	0.0200	T / m2

D madera :	**1.0800**	**T**
D madera :	**0.0300**	**T/m2**

D Total :	**0.0300**	**T/m2**

2.2.2 CARGAS VIVAS.

Las cargas vivas consisten principalmente en cargas de ocupación en edificios y cargas de tráfico en puentes. Estas pueden estar total o parcialmente en un sitio hasta no estar presentes y pueden cambiar de ubicación. Su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado y sus máximas intensidades a lo largo de la vida de la estructura no se conocen con precisión.

Se presentan en la tabla 2.1 y tabla 2.2. Los valores obtenidos para aplicar a las estructuras son los que están sombreados.

Tabla 2.1 Cargas mínimas para cubiertas [Kg / m2]

Inclinación	Área [m2]		
	< 20	21 - 60	> 60
Plana (pendiente < 0,33)	**100**	**80**	60
0,33 < pendiente < 1	80	70	60
1 < pendiente	60	60	60
Marquesinas	25	25	25
Invernaderos	50	50	50

Fuente: C.E.C, Código ecuatoriano de la construcción

Tabla 2.2. Cargas en entrepisos		
Residencias	**200**	[Kg / m2]

Fuente: N.S.R98, Normas colombianas de diseño y construcción.

2.2.3 CARGAS DE VIENTO

Al igual que las cargas vivas, estas cargas son inciertas tanto en magnitud como en distribución. Se considerará en cada caso la dirección o direcciones que produzcan las acciones más desfavorables[19].

Ecuación de las Presiones de diseño del viento.

$$P = Ce * Cq * qs * I \qquad \text{Ec. 2.4}$$

Donde:

- C_e = altura combinada, coeficiente de expansión y de factor de ráfaga como se indica en la tabla 16-G.
- C_q = coeficiente de presión para la estructura o la parte de la misma bajo consideración como se indica en la tabla 16-H.
- I_w = factor de importancia como se establece en la tabla 16-K.
- P = Presión de diseño de viento.
- q_s = presión de remanso del viento a la altura estándar de 10m como se establece en la tabla 16-F.

1 Cálculo de q_s

qs = 0,0637 * v ^2 **Ec. 2.5**

v =	20.000	m/s
qs =	25.484	Kg/m2

2 Cálculo de Ce

Ce =	0.62

3 Cálculo de Cq

Estructura o parte de la misma

Coeficiente de presión horizontal		
cqh =	1.3	adimensional
Coeficiente de presión vertical		
cqv =	-0.7	adimensional

4 Fuerza del viento W		
Wx	**20.540**	**Kg/m2**
Wz	**-11.060**	**Kg/m2**

Fuerza del viento W		
Wx	**0.021**	**T/m2**
Wz	**-0.011**	**T/m2**

2.2.4 CARGAS DE SISMO

El código presenta dos metodologías para determinar la fuerza sísmica. El primero es análisis estático de fuerzas, que es el cortante de diseño en la base el cual se distribuye en la altura de la estructura. El segundo es el método análisis dinámico este se recomienda para estructuras altas o irregulares, este método se utiliza después de haber hecho el análisis estático por lo tanto se utilizará el análisis estático[5].

Aplicando las ecuaciones del Código Ecuatoriano de Construcción, obtenemos las fuerzas horizontales equivalentes las cuales se especifican de acuerdo a su estructura.

2.2.4.1 Cálculo para Alternativa 1 y Alternativa 2

Este corte basal es aplicable cuando en la estructura se presenta la ductilidad, de lo contrario el porcentaje varia de forma ascendente como se explica en el capítulo IV de la presente tesis.

Cálculo sísmico estático de fuerzas según CEC - 2000		
hn =	2.9	[m]
Ct =	0.06	[a]
T =	0.137	[s]
S =	1.200	[a]
Cm =	3.000	[a]
Z =	0.400	[a]
I =	1.000	[a]
R =	3.500	[a]
C =	3.000	[s]
Φ p , Φe	1.000	[s]
V =	0.343	

$$C = \frac{1.25\ S^{s}}{T}$$

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

$$V = \frac{Z\,I\,C}{R\,\phi_P\,\phi_E} W$$

2.2.4.2 Cálculo Alternativa 3 (Casa 6X6m)

Cálculo sísmico estático de fuerzas según CEC - 2000		
hn =	5.79	[m]
Ct =	0.06	[a]
T =	0.224	[s]
S =	1.200	[a]
Cm =	3.000	[a]
Z =	0.400	[a]
I =	1.000	[a]
R =	10.000	[a]
C =	6.947	[s]
C =	3.000	[s]
Φ p , Φe	1.000	[s]
V =	0.120	

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

$$C = \frac{1.25\ S^{S}}{T}$$

$$V = \frac{Z\,I\,C}{R\,\phi_P\,\phi_E} W$$

Donde:

[hn] : Altura máxima de la estructura.

[Ct] : Coeficiente del tipo de estructura.

[T] : Período de vibración.

[S, Cm] : Coeficiente del suelo.

[Z] : Factor de zona.

[I] : Coeficiente de tipo de uso.

[R]: Coeficiente de reducción de respuesta estructural.

[Φ p , Φe]: Coeficiente de configuración en planta y elevación

2.3 MODELACION DE ESTRUCTURAS

Para generar una estructura en los programas computacionales se debe permitir una secuencia de procedimientos tales como estructuración, características del material, características de la sección y el tipo de carga.

2.3.1 ESTRUCTURACIÓN.

La mampostería estructural genera observaciones que se resumen a continuación.

- Las paredes estructurales ubicadas en sitios que permiten rigidizar la estructura proporcionan un sistema resistente a la fuerza lateral. Estas deben estar sujetas de una distribución simétrica y uniforme o tratar de llegar a una configuración geométrica ideal, de lo contrario la pared no contribuirá a los momentos de volteo, fuerzas de corte y torsión en planta[6].
- En edificaciones se debe evitar las irregularidades en elevación, por ejemplo una planta baja flexible y pisos superiores rígidos.

Se puede idealizar la mampostería estructural utilizando diferentes comportamientos entre los cuales se tiene:

2.3.1.1 Panel de corte

El panel es considerado como un muro de corte no contraventeado, y su comportamiento está regido por la relación h/d.

2.3.1.2 Diagonal en compresión

El panel es modelado como un pórtico arriostrado con diagonales a compresión los cuales se forman entre los puntos de contacto el panel y el pórtico.

2.3.2 CARACTERÍSTICA DEL MATERIAL

Se presentan diferentes materiales de construcción los cuales se detallan a continuación.

2.3.2.1 Mampostería Estructural.

La mampostería estructural posee propiedades mecánicas intrínsecas y de deformación[5], las cuales se citan a continuación.

2.3.2.1.1 Propiedades mecánicas de la mampostería.

2.3.2.1.1.1 Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión de la mampostería se define como el máximo esfuerzo al cual puede ser sometido, cuando se aplica una carga normal creciente. El valor especificado para la resistencia a la compresión de la mampostería **f'm** se debe determinar de acuerdo con uno de los siguientes procedimientos.

- Experimental.
- Estadística.
- Teórica.

2.3.2.1.1.1.1 Determinación Experimental

La resistencia especificada a la compresión de la mampostería f`m se determina realizando ensayos sobre muretes de acuerdo a la norma NTC 3495 (ASTM E447).

2.3.2.1.1.1.2 Determinación estadística.

Cuando existen registros históricos confiables y suficientes de resultados, de ensayos de muestras de muretes de construcciones anteriores realizadas con los materiales especificados para la obra, llevado a cabo con similares procesos técnicos y de supervisión, en caso de que el coeficiente de variación de los resultados sea inferior o igual al 30%, se permite seleccionar el valor de f'm con base en estos registros.

2.3.2.1.1.1.3 Determinación teórica.

2.3.2.1.1.1.3.1 El valor de f 'm Basado en la calidad de los materiales.

Se puede determinar mediante la siguiente expresión[5].

$$R_m = \left(\frac{2h}{7.5+3h}\right) f'_{cu} + \left(\frac{5k_p}{7.5+3h}\right) f'_{cp} \leq 0.8\, f'_{cu} \qquad (2.6)$$

$$f'm = 0.75R_m$$

2.3.2.1.1.1.3.2 Valor de f ’m cuando hay celdas con morteros de inyección, basado en la calidad de los materiales.

En la mampostería de cavidad reforzada o de perforación vertical, inyectada con mortero de relleno, se puede obtener el valor de f’m con la siguiente ecuación.

$$f'm = 0.75\left[rR_m + 0.9(1-r)f'_{cr}\right] \leq 0.94R_m \qquad (2.7)$$

Donde:

k_p es el factor de corrección por absorción de la unidad, adimensional.

$k_p = 0.80$ Para unidades de arcilla o sílico-calcáreas.

$k_p = 0.80$ Para unidades de concreto.

f'_{cu} Es la resistencia especificada a la compresión de la unidad de la mampostería unida sobre el área neta, en Kg/cm^2

f'_{cp} Es la resistencia especificada a la compresión del mortero de pega Kg/cm^2.

H: Es la unidad de la unidad de mampostería, en cm

r: índice de macizo, adimensional.

2.3.2.1.2 Propiedades de deformación de la mampostería.

2.3.2.1.2.1 Módulo de Elasticidad

El módulo de elasticidad secante instantáneo, **E**, de una mampostería se determinará mediante ensayos según la norma respectiva con la carga de servicio, por ejemplo con un tercio de la carga máxima.

Si no se tiene un valor determinado experimentalmente, se pueden escoger los siguientes valores.

Mampostería de arcilla

$$Em = 500 \ f'm \leq 100000 \ Kg/cm^2 \quad (2.8)$$

Mampostería de concreto

$$Em = 750 \ f'm \leq 140000 \ kg/cm^2 \quad (2.9)$$

Mortero de relleno

$$Er = 12772 \sqrt{f'_{cr}} \leq 200000 \ Kg/cm^2 \quad (2.10)$$

f'_{cr} : Resistencia a la compresión del mortero de relleno.

Acero

$$2000000 \ Kg/cm^2$$

2.3.2.1.2.2 Modulo de corte

Si no se obtienen valores de G más precisos, se pueden optar por los siguientes valores.

Mampostería

$$Gm = 0.4 \ Em \quad (2.11)$$

Mortero de relleno

$$Gr = 0.5 \ Er \quad (2.12)$$

2.3.2.2 Madera Estructural

2.3.2.2.1 Propiedades resistentes de la madera

En la madera se pueden reconocer tres direcciones principales que pueden considerarse ortogonales entre sí[4]. Estas direcciones son longitudinal, tangencial y radial en la Fig 2.3, se puede observar que la dirección tangencial y radial son perpendiculares al plano. En la práctica se consideran dos direcciones: La dirección longitudinal o paralela a la fibra y la dirección transversal o perpendicular al plano.

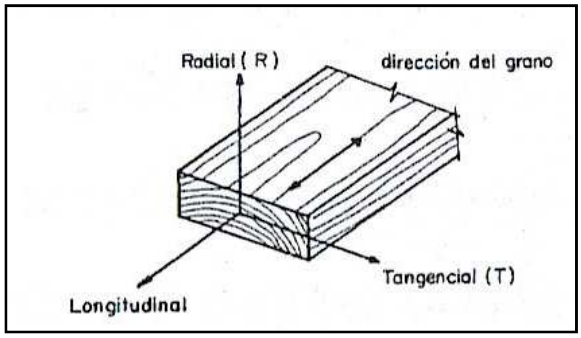


Fig.2.3. Direcciones ortogonales de la madera.

2.3.2.2.1.1 Resistencia a la compresión Paralela

La madera presenta gran resistencia a los esfuerzos de compresión paralela a sus fibras, esto proviene del hecho de que sus fibras están orientadas con su eje longitudinal en esa dirección. Los valores de esfuerzo de rotura en compresión paralela a las fibras para ensayos con probetas varían entre 100 y 90 Kg/cm2, para maderas tropicales esta variación es función de la densidad. El esfuerzo en el límite proporcional es aproximadamente el 75% del esfuerzo máximo y la deformación es del orden del 60% de la máxima.

2.3.2.2.1.2 Resistencia a la compresión Perpendicular

Las fibras están sometidas a un esfuerzo perpendicular a su eje y que tiende a comprimir las pequeñas cavidades contenidas en ellas. La resistencia está caracterizada por el esfuerzo al límite proporcional en compresión paralela.

2.3.2.2.1.3 Resistencia a la tracción

La resistencia a la tracción paralela en especímenes pequeños libres de los defectos es aproximadamente 2 veces la resistencia a la compresión paralela. El valor típico que caracteriza este ensayo es el esfuerzo de rotura que varía entre 500 y 1500 kg/cm2.

2.3.2.2.1.4 Resistencia al corte

En elementos constructivos el esfuerzo por corte o cizallamiento se presenta cuando las piezas están sometidas a flexión (corte por flexión). El esfuerzo de rotura en probetas sometidas a corte paralelo varían entre 25 y 200 Kg/cm2

en promedio. Es mayor en la dirección radial que en la tangencial. Aumenta con la densidad aunque en menor proporción que la resistencia a la compresión.

2.3.2.2.1.5 Resistencia a la flexión paralela a su plano

La diferencia entre la resistencia a la tracción y a la compresión paralela resulta en un comportamiento característico en las vigas de madera en flexión. Como la resistencia a la compresión es menor que a la tracción, la madera falla primero en la zona de compresión. Con ello se incrementa las deformaciones en la zona comprimida, el eje neutro se desplaza hacia la zona de tracción lo que a su vez hace aumentar rápidamente las deformaciones totales; finalmente la pieza se rompe por tracción. En vigas secas, sin embargo no se presenta primeramente una falla visible en la zona comprimida sino que ocurre directamente la falla por tracción. En ensayos de probetas pequeñas libres de defectos los valores promedios de la resistencia a la flexión varía entre 200 y 1700 kg /cm2, dependiendo de la densidad de la especie y el contenido de humedad.

2.3.2.2.2 Propiedades elásticas de la madera.

El módulo de elasticidad de la madera puede ser obtenido directamente de una curva esfuerzo deformación. Puede ser hallado también por métodos indirectos como en los ensayos a flexión.

2.3.2.2.2.1 Módulo de corte o rigidez

El módulo de corte relaciona las deformaciones o distorsiones con los esfuerzos de corte o cizallamiento que les dan origen. Existen diferentes valores para este módulo en cada una de las direcciones de la madera. Sin embargo el más usual es el que sigue la dirección de las fibras. Los valores reportados para esta propiedad varían entre 1/16 y 1/25 del módulo de elasticidad lineal.

2.3.2.2.2.2 Módulo de Poissón

Se conoce como el módulo de poisson a la relación que existe entre la deformación lateral y deformación longitudinal. Para el caso de la madera existen en general 6 módulos de poisson ya que se relaciona las deformaciones en las direcciones longitudinal, radial y tangencial. Las maderas presentan diferentes valores según las direcciones que se consideren, se han reportado para maderas coníferas valores del orden de 0.325 a 0.40 para densidades de 0.5 gr/cm3.

2.3.2.3 Hormigón y Acero estructural.

Como se mencionó anteriormente el hormigón y el acero estructural son los materiales más utilizados en el mundo, por lo tanto las propiedades mecánicas se las especifica en numerosas bibliografías. En lugar de teoría se presentarán los valores planteados por el CEC.

2.3.3 VALORES UTILIZADOS EN LAS ESTRUCTURAS.

Los valores de cada material se investigaron de acuerdo a la información planteada por los planos y los códigos de construcción sismo resistente.

2.3.3.1 Mampostería Estructural.

f'm = 20 kg/cm2.

Peso por unidad de volumen [γ]: 1.8 T/m3

Modulo de elasticidad [Em.] = 150000 T/m2

Módulo de corte [G]: 60000 T / m2.

2.3.3.2 Madera Estructural

Propiedades	Grupo		
kg / cm2	A	B	C
$E_{0,05}$ o $E_{mín}$	95000	75000	55000
$E_{promedio}$	130000	100000	90000
fm	210	150	100
fc	145	110	80
fcL	40	28	15
fv	15	12	8
ft	145	108	75

2.3.3.3 Hormigón

Material isótropo

Peso por unidad de volumen [γ] : 2.4 T/m3

Modulo de elasticidad [E] : 2101249.6 T / m2.

Relación de Poisson [v] : 0.2

Módulo de corte [G] : 875520 T / m2.

Resistencia a la compresión del concreto [f'c] : 2100 T / m2.

Resistencia a la fluencia del acero [f'y]: 42000 T / m2.

2.3.3.4 Acero Estructural

Material isótropo

Peso por unidad de volumen [γ] : 7.849 T/m3

Modulo de elasticidad [E] : 20740554 T / m2.

Relación de Poisson [v] : 0.3

Módulo de corte [G] : 7961000 T / m2.

Resistencia a la fluencia del acero [f'y]: 42000 T / m2.

Resistencia última del acero [f'c] : 25400 T / m2.

2.3.4 CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

- El marco que conforma la mampostería se asigna como elemento Shell.
- Las columnas y vigas que conforman el marco exterior son de hormigón y se asignan como elemento frame.
- Las correas de la estructura son de lámina delgada de acero formada en frío, se asigna como elemento frame con sus respectivas propiedades.
- La cercha presenta elementos de madera los cuales son elementos frame.
- El entrepiso conformado por vigas de madera se asigna como elemento frame.
- Las diagonales están asignadas como elemento frame.

- Las zapatas son de hormigón armado y se calcula con otro programa de análisis estructural por lo tanto se asigna como elemento footing.

En los siguientes gráficos se presentan las estructuras utilizadas para el análisis.

2.3.4.1 Alternativa 1 (Casa 6.00X6.00m)

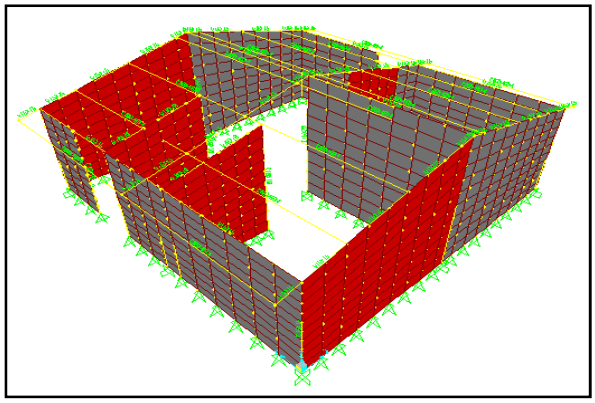


Fig. 2.4. Estructura

2.3.4.2 Alternativa 2 (Casa 9.20X4.15m)

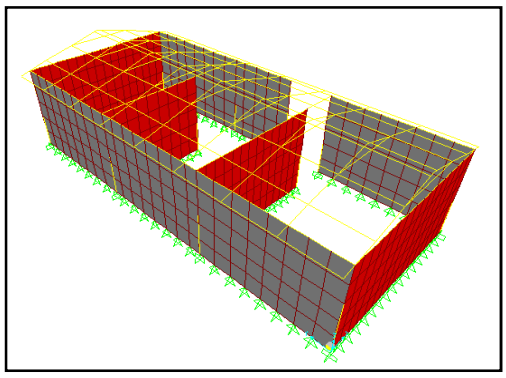


Fig.2.5. Estructura

2.3.4.3 Alternativa 3 (Casa 6.06X6.01m)

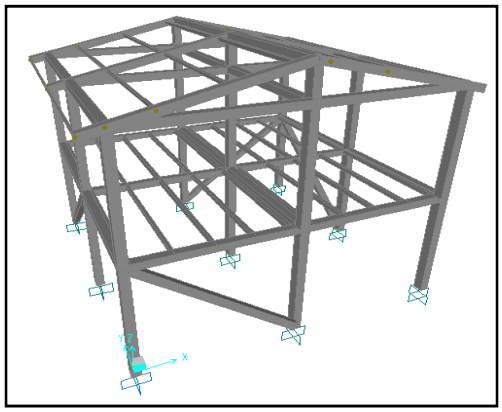


Fig. 2.6. Estructura

2.3.5 TIPO DE CARGA

La forma como se representan las cargas esta especificado en los siguientes subtítulos y para visualizar esta interpretación de forma generalizada se componen gráficas ubicadas en anexos Nº1.

2.3.5.1 Carga Muerta.

La carga muerta (Peso propio de la estructura más la cubierta), está aplicada en forma trapezoidal.

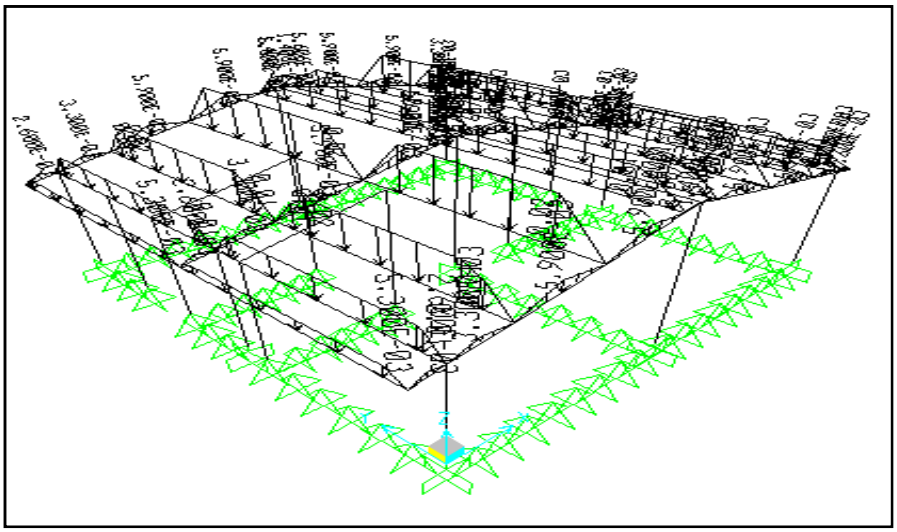


Fig. 2.7. Carga Muerta de Alternativa 1

2.3.5.2 Carga Viva.

La carga viva para las correas y vigas se distribuye similar a la anterior carga.

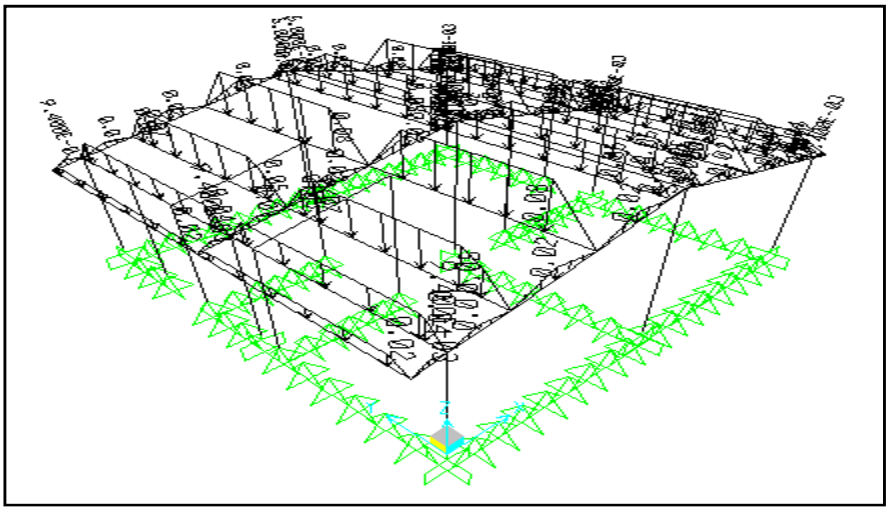


Fig. 2.8. Carga Viva de Alternativa 1

2.3.5.3 Carga de viento.

La carga de viento esta aplicada en dos direcciones, en la dirección X (horizontal) se aplica en las uniones de los elementos frame, en la dirección Z se distribuye en sentido de la gravedad para el tramo izquierdo de la cubierta y en sentido contrario a la gravedad en el tramo derecho de la misma.

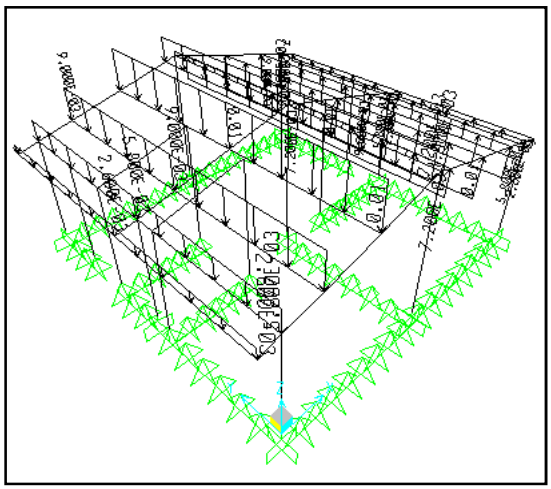


Fig. 2.9. Carga de viento en dirección Z

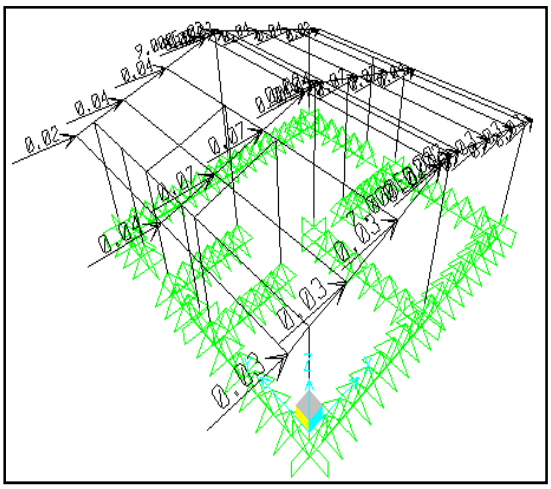


Fig. 2.10. Carga viento en dirección X

2.3.5.4 Carga de sismo.

La carga de sismo es aplicada en el nudo en que actúa la mampostería estructural y en el caso de la alternativa tres, se plantea un corte basal, el cual se presenta en el programa o se puede impartir en el centro de rigidez de cada planta. En las tres alternativas la fuerza estática se aplica en las dos direcciones X e Y.

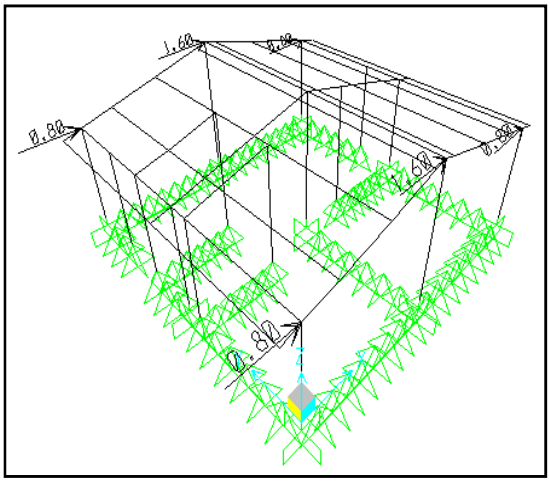


Fig. 2.11. Carga de sismo en dirección X

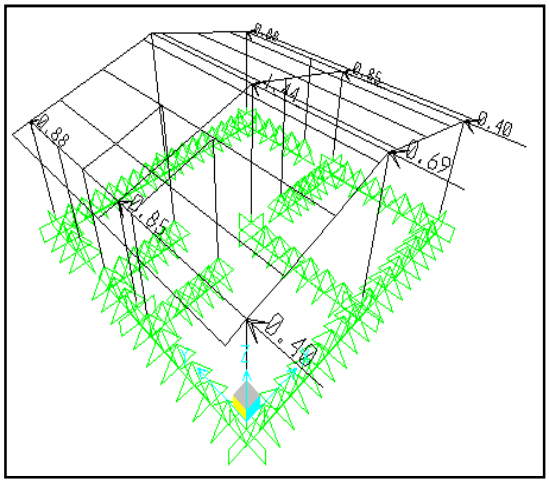


Fig. 2.12. Carga de sismo en dirección Y

CAPITULO 3

ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS

3.1. GENERALIDADES

Para determinar el comportamiento de este tipo de estructuras se debe chequear la relación h/L.

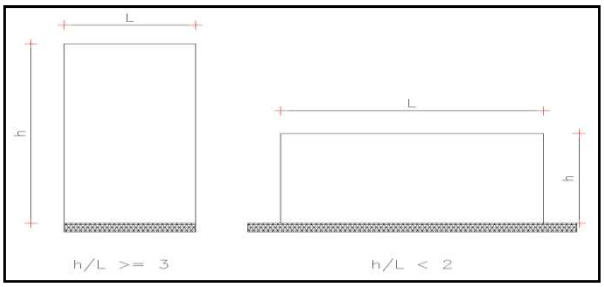


Fig. 3.1 Relación h/L

Cuando la relación h/L > 3 la estructura se agota a flexión y en este caso las fuerzas típicas que se obtienen del código están alrededor del 0.1 ó 10% del peso del edificio, esto quiere decir que para estas fuerzas la estructura se comporta y resiste elásticamente[7]. En este rango se genera una resistencia de los elementos mayor o igual de acuerdo a su geometría, materiales y refuerzo.

Para fuerzas laterales mayores a la resistencia de la estructura se debe enfrentar mediante la disipación de energía por deformación inelástica, esto se logra al agotar la resistencia o capacidad de las vigas, esto quiere decir que las vigas fluyen agotándose a flexión antes de presentarse otro tipo de falla y se forman las rotulas plásticas, liberando energía necesaria para evitar el colapso de la estructura. Es por tal razón que se presenta un factor R denominado como el

coeficiente de reducción de la fuerza sísmica que en realidad es un coeficiente de capacidad de disipación de energía, este factor también se puede explicar como la relación que existe entre las fuerzas que puede llegar a desarrollar un sistema estructural bajo la animación de movimientos sísmicos si el sistema se mantuviese elástico, y las fuerzas de diseño para esfuerzos y deformaciones de fluencia. Este factor de reducción de resistencia depende de la resistencia de los materiales, la ductilidad y al amortiguamiento. Es necesario aclarar que el C.E.C. nos permite determinar este valor mediante tablas las cuales están conformadas por diferentes sistemas estructurales.

Cuando h/L < 2 la estructura no se agota a flexión sino en corte; como la tensión diagonal que implica un agotamiento súbito, adicionalmente si esta estructura estuviera reforzada por malla electro soldada tampoco se puede tener ductilidad.

Si la ductilidad fuera mínima, nula o no tiene un comportamiento inelástico, no se pueden reducir las fuerzas correspondientes al sismo de diseño y se debe calcular con fuerzas cercanas a 4 veces del peso de la estructura, en nuestro caso se utilizará el 0.4W.

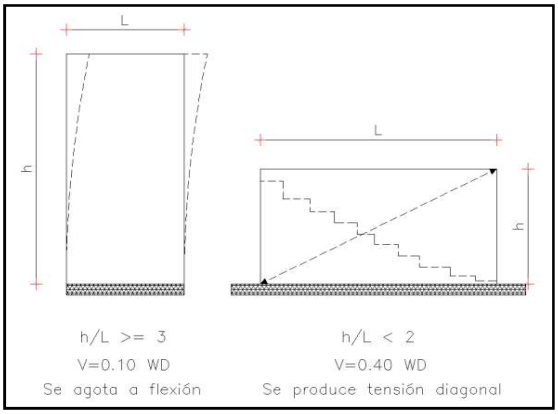


Fig. 3.2 Relación h/L

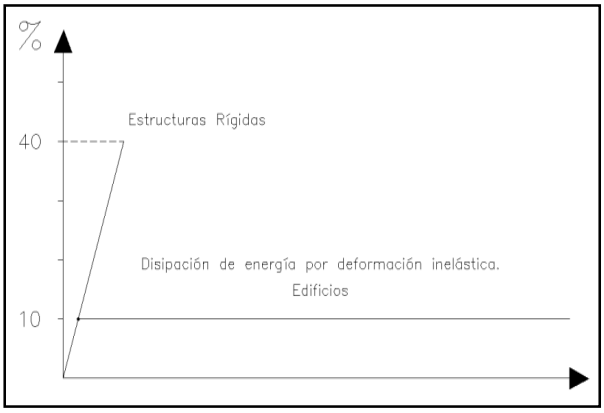


Fig. 3.3 Diagrama de diseño sismo resistente.

Se proponen tres fuerzas para analizar como varia la estructura. La primera fuerza de: 0.24W obtenido en el capitulo II, suponiendo ductilidad en la estructura. La segunda fuerza de: 0.30W proponiendo una estructura rígida y la tercera de: 0.40W que es el fuerza de diseño en la presente tesis. En este análisis se propone una pequeña introducción para un mejor entendimiento en los resultados que proporciona el programa de análisis estructural.

3.2. DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS DE CORTE.

Para determinar el comportamiento de la mampostería se debe revisar los esfuerzos, por lo tanto se explica de forma general su origen utilizando una viga[3].

Los esfuerzos normales y cortantes en vigas pueden tratarse por diversos métodos. Por ejemplo, los esfuerzos en vigas pueden calcularse a partir de las formulas a flexión y cortante[8] ($\sigma=M*y/I$ y $\tau=V*Q/I*b$), y se debe notar que estos esfuerzos actúan sobre las secciones transversales, pero en este caso se debe calcular los esfuerzos en secciones inclinadas. Por lo tanto las ecuaciones utilizadas para determinar los esfuerzos que actúan en el elemento son las siguientes:

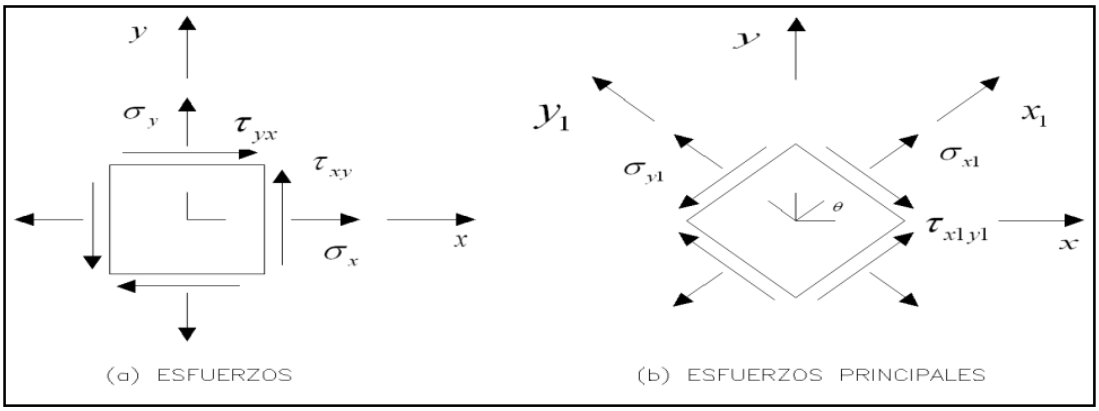


Fig. 3.4 Esfuerzos de una viga

$$\sigma_{x1} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\cos 2\theta + \tau_{xy} sen\, 2\theta \qquad (3.01)$$

$$\tau_{x1y1} = -\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} sen\, 2\theta + \tau_{xy}\cos 2\theta \qquad (3.02)$$

$$\sigma_{y1} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\cos 2\theta - \tau_{xy}\, sen\, 2\theta \qquad (3.03)$$

3.2.1 ESFUERZOS PRINCIPALES Y ESFUERZOS CORTANTES MÁXIMOS.

Para el diseño de la mampostería es necesario encontrar los esfuerzos normales máximos y mínimos denominados esfuerzos principales, en cambio Los esfuerzos cortantes máximos dependen del ángulo de inclinación y este se encuentra a 45º de los esfuerzos principales[8]. Las ecuaciones que se han planteado para determinar estos esfuerzos son los siguientes:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2{}_{xy}} \qquad (3.04)$$

$$\tau_{máx} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2{}_{xy}} \qquad (3.05)$$

3.2.2 CIRCULO DE MOHR

Las ecuaciones mencionadas anteriormente se representan mediante una gráfica conocido como el circulo de Mohr, que representa las relaciones entre esfuerzo normal y cortante que actúan sobre ciertos planos inclinados. Adicionalmente se presenta las ecuaciones del radio (R) y el centro que es el esfuerzo medio (σ_{med}).

$$R = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2_{xy}} \tag{3.06}$$

$$\sigma_{med} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \tag{3.07}$$

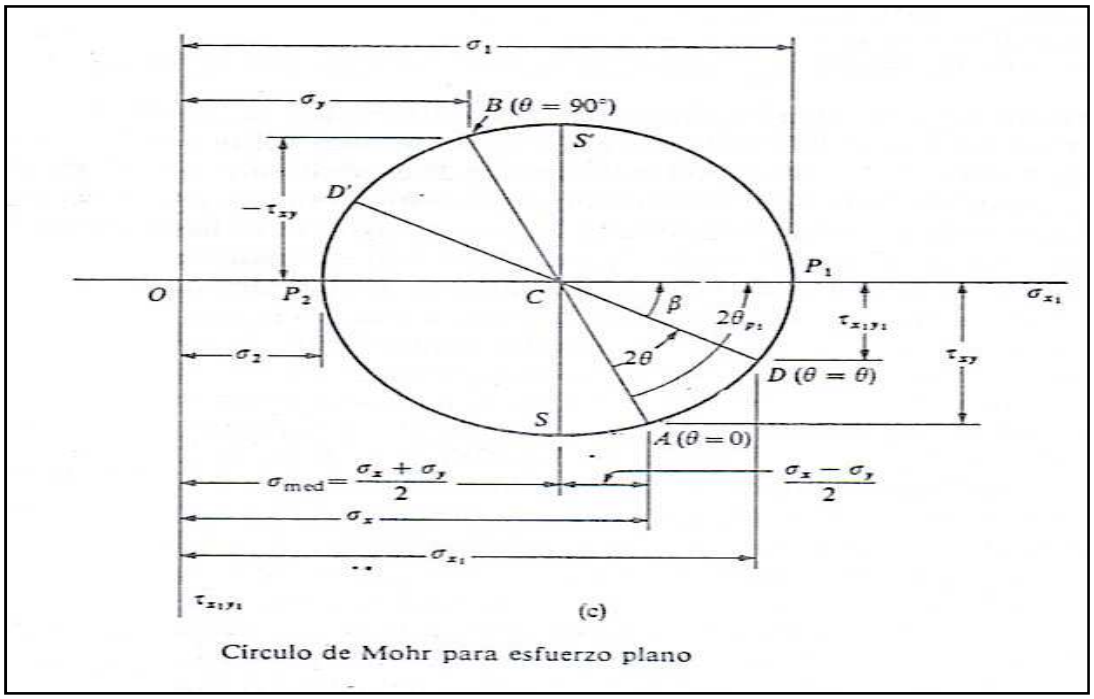


Fig. 3.5 Circulo de Mohr.

Al utilizar el programa de análisis estructural se representan directamente los esfuerzos de corte con la nomenclatura S12 de elementos Shell y de acuerdo a los tres sismos planteados anteriormente se utiliza las combinaciones más representativas de las cuales tenemos:

COMB14: 1.0D+0.9SX; COMB15: 1.0D-0.9SX

COMB16: 1.0D+0.9SY; COMB17: 1.0D-0.9SY

3.2.3 ESFUERZOS DE CORTE

Se debe señalar que los esfuerzos de corte se analizan en estructuras de un piso como se muestra en la fig 3.6 y 3.7 respectivamente. En anexo Nº 2 se enseña los esfuerzos originados por las combinaciones de carga de cada alternativa.

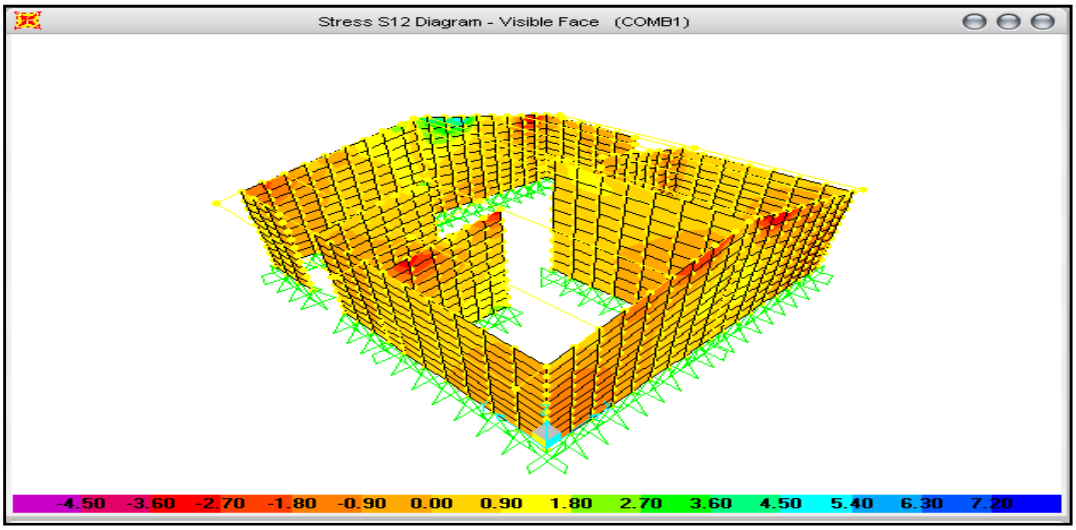


Fig. 3.6 Alternativa 1: Casa 6.00X6.00.

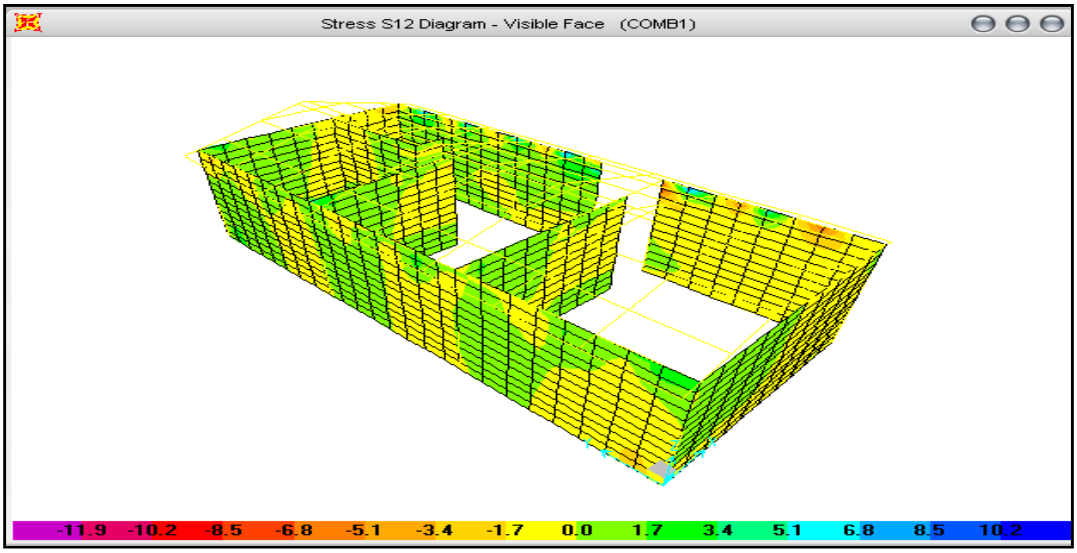


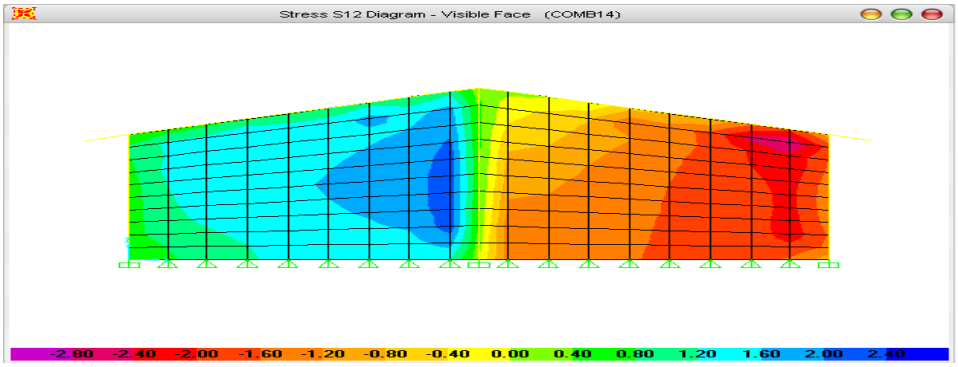
Fig. 3.7 Alternativa 2: Casa 9.20X4.15.

Resumiendo se presenta la variación del comportamiento del esfuerzo dependiendo de la fuerza sísmica.

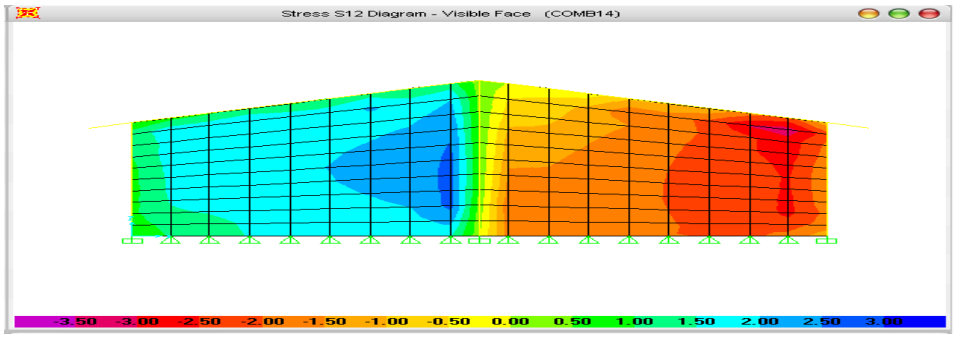
3.2.3.1. **Alternativa 1**

3.2.3.1.1. ***Dirección X***

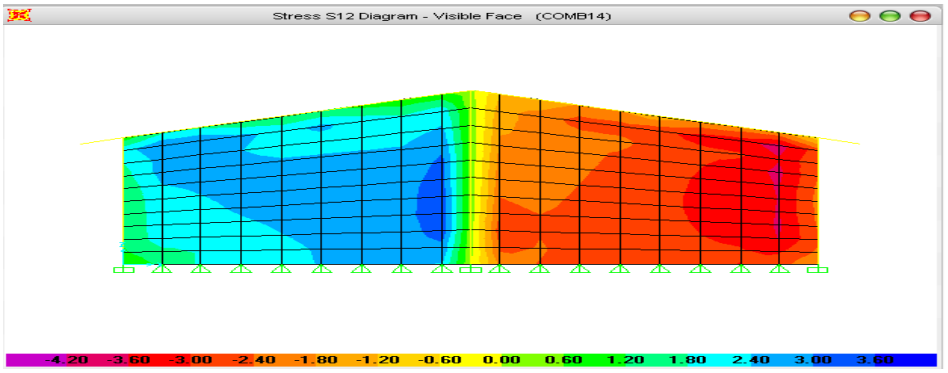
V=0.24W



V=0.3W

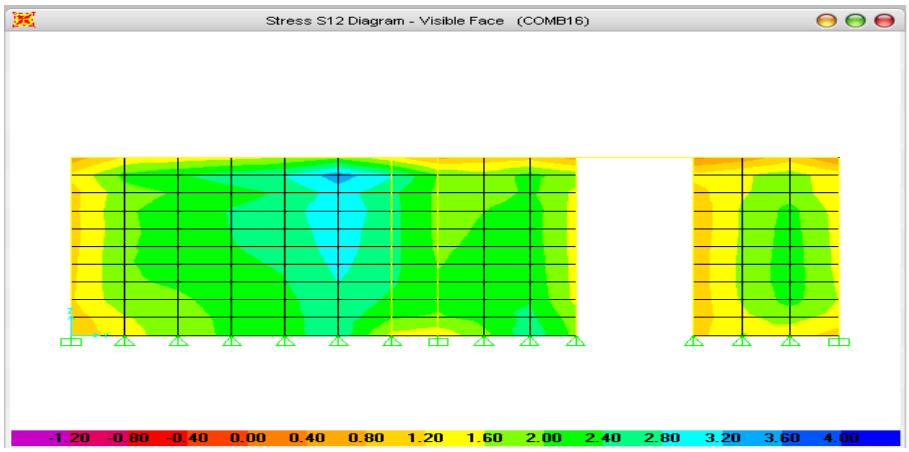


V=0.4W

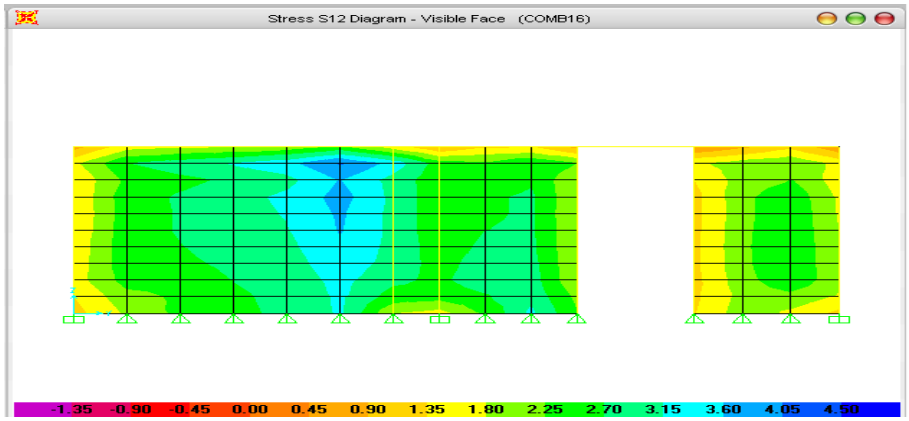


3.2.3.1.2. ***Dirección Y***

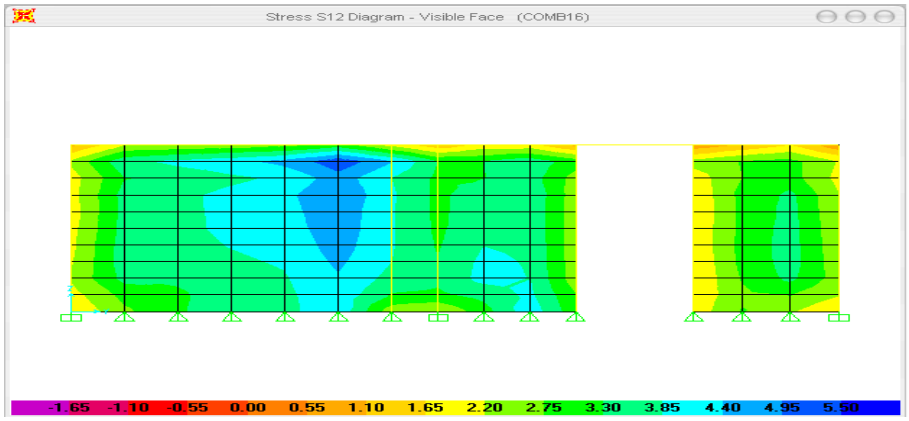
V= 0.24W



V= 0.30W



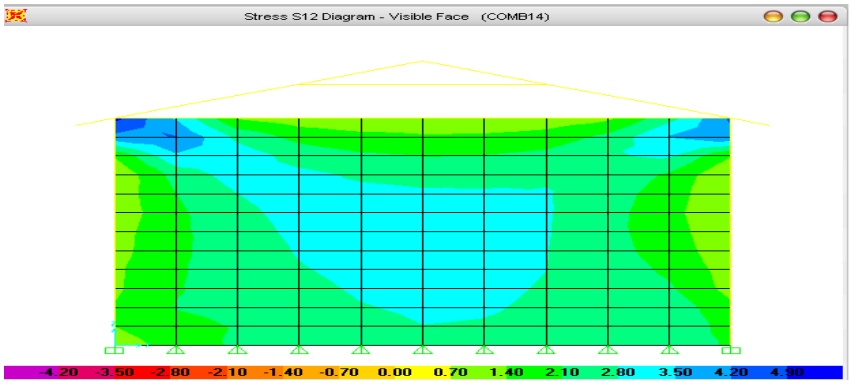
V= 0.40W



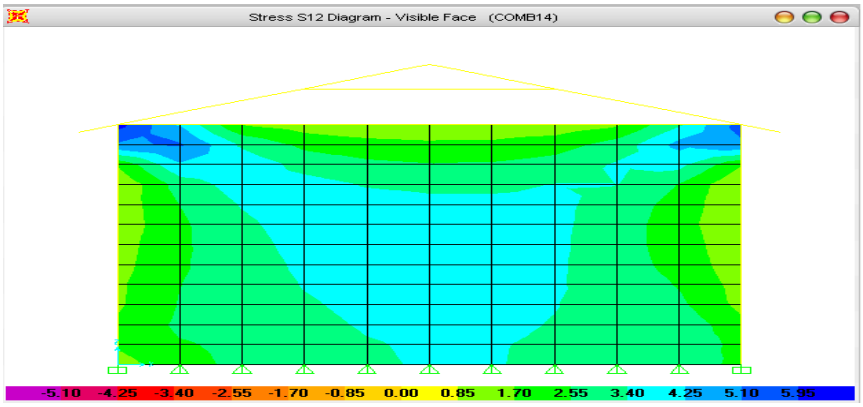
3.2.3.2. **Alternativa 2**

3.2.3.2.1. ***Dirección X***

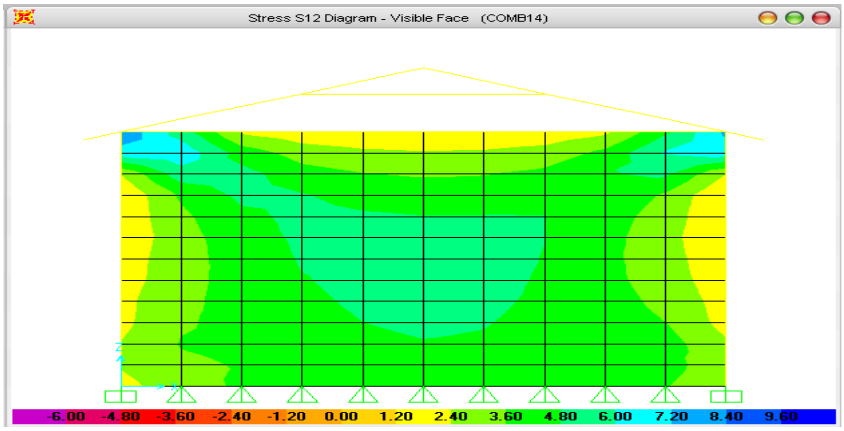
V=0.24W



V= 0.30W

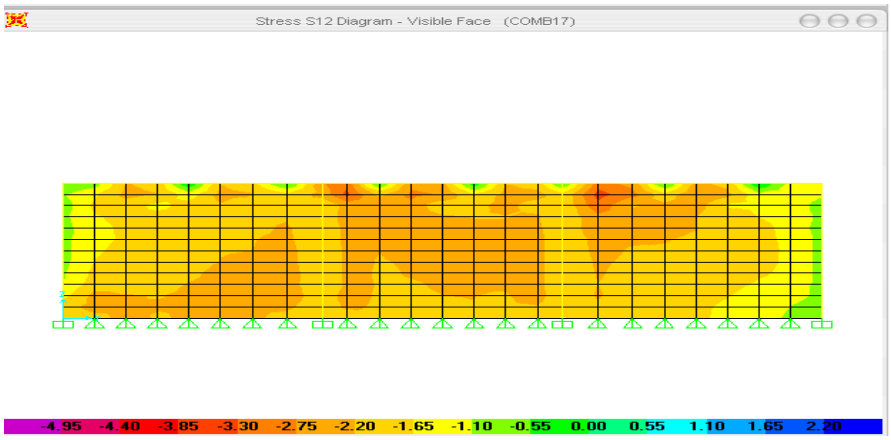


V = 0.40W

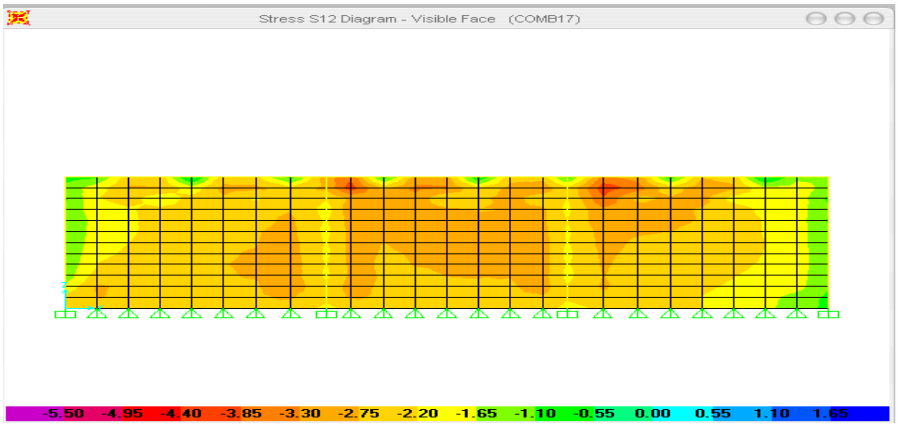


3.2.3.2.2. ***Dirección Y***

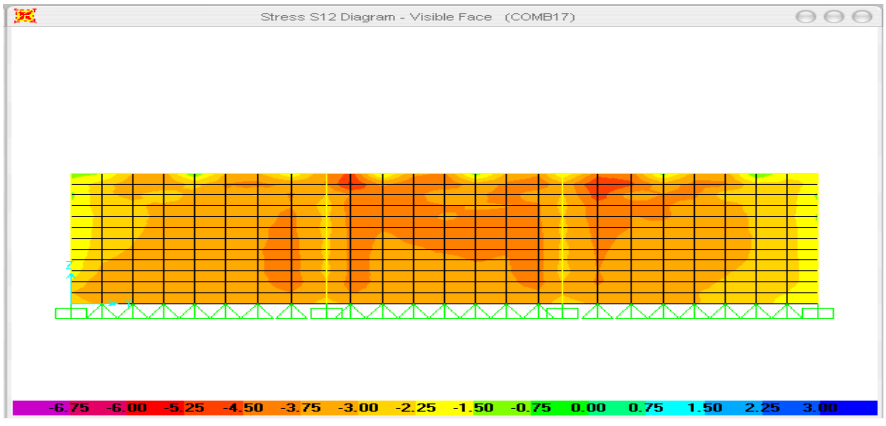
V= 0.24W



V= 0.30W



V= 0.40W



Los esfuerzos de corte obtenidos son menores que 1.0 Kg/cm2 ó 10T/m2, esto es aceptable debido a que el agrietamiento en la mampostería estructural confinada se produce con valores mayores a este rango[7].

3.3. **DERIVA EN LOS TRES SISTEMAS ESTRUCTURALES.**

La deriva es el desplazamiento relativo entre dos puntos de la estructura usualmente en pisos y su importancia se basa en el control del daño de los elementos estructurales.

El límite de la deriva esta dado por la siguiente ecuación:

$\Delta_E \leq \frac{0.01}{R}$ *ó* 0.003 Donde: R=3.5 para mampostería.

3.3.1 ALTERNATIVA 1.

Cálculo de las derivas de piso
Desplazamientos de los nudos en las plantas del N+2.75 en las direcciones X e Y debido al sismo.

$Sismo\ en\ X: \quad \Delta ij = \sqrt{(\delta\, ij_X - \delta\, i, j-1_X)^2 + (\delta\, ij_Y - \delta\, i, j-1_Y)^2}$

$Sismo\ en\ Y: \quad \Delta ij = \sqrt{(\delta\, ij_X - \delta\, i, j-1_X)^2 + (\delta\, ij_Y - \delta\, i, j-1_Y)^2}$

Donde :	i :	nudo
	j :	piso

Datos Obtenidos del sap

	Nivel + 0.00			
	SX		SY	
	[m]		[m]	
Nudo	δx1	δy1	δx1	δy1
2	0.000	0.000	0.000	0.000
3	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000
32	0.000	0.000	0.000	0.000
33	0.000	0.000	0.000	0.000
34	0.000	0.000	0.000	0.000

Datos Obtenidos del sap

	Nivel + 2.75			
	SX		SY	
	[m]		[m]	
Nudo	δx1	δy1	δx1	δy1
2	0.000106	-5.05E-07	6.86E-07	1.35E-04
3	0.000106	-2.17E-06	6.86E-07	1.34E-04
4	0.000106	1.16E-06	6.86E-07	1.36E-04
13	0.000104	-5.05E-07	-4.52E-07	1.35E-04
14	0.000104	-2.17E-06	-4.52E-07	1.34E-04
15	0.000104	1.16E-06	-4.52E-07	1.36E-04
32	0.000102	-5.05E-07	-1.70E-06	1.35E-04
33	0.000102	-2.17E-06	-1.70E-06	1.34E-04
34	0.000102	1.16E-06	-1.70E-06	1.36E-04

	Nivel + 0.00			
	SX		SY	
	[mm]		[mm]	
Nudo	δx1	δy1	δx1	δy1
2	0.000	0.000	0.000	0.000
3	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000
32	0.000	0.000	0.000	0.000
33	0.000	0.000	0.000	0.000
34	0.000	0.000	0.000	0.000

	Nivel + 2.75			
	SX		SY	
	[mm]		[mm]	
Nudo	δx1	δy1	δx1	δy1
2	0.106	-0.0005051	0.0006861	0.135
3	0.106	-0.002169	0.0006861	0.134
4	0.106	0.001159	0.0006861	0.136
13	0.104	-0.0005051	-0.0004515	0.135
14	0.104	-0.002169	-0.0004515	0.134
15	0.104	0.001159	-0.0004515	0.136
32	0.102	-0.0005051	-0.001695	0.135
33	0.102	-0.002169	-0.001695	0.134
34	0.102	0.001159	-0.001695	0.136

	Nivel + 2.75			
	SX		SY	
	[mm]		[mm]	
Nudo	δx1-δx0	δy1-δy0	δx1-δx0	δy1-δy0
2	0.106	-0.001	0.001	0.135
3	0.106	-0.002	0.001	0.134
4	0.106	0.001	0.001	0.136
13	0.104	-0.001	0.000	0.135
14	0.104	-0.002	0.000	0.134
15	0.104	0.001	0.000	0.136
32	0.102	-0.001	-0.002	0.135
33	0.102	-0.002	-0.002	0.134
34	0.102	0.001	-0.002	0.136

	Nivel + 2.75			
	SX		SY	
	[mm]		[mm]	
Nudo	(δx1-δx0)^2	(δy1-δy0)^2	(δx1-δx0)^2	(δy1-δy0)^2
2	0.0112	0.0000003	0.0000005	0.0182
3	0.0112	0.0000047	0.0000005	0.0180
4	0.0112	0.0000013	0.0000005	0.0185
13	0.0108	0.0000003	0.0000002	0.0182
14	0.0108	0.0000047	0.0000002	0.0180
15	0.0108	0.0000013	0.0000002	0.0185
32	0.0104	0.0000003	0.0000029	0.0182
33	0.0104	0.0000047	0.0000029	0.0180
34	0.0104	0.0000013	0.0000029	0.0185

R =	3.5

	Δ		h (piso)	ΔE/h		ΔM = R*ΔE/h < 3%			
	[mm]		[mm]	[mm]		[mm]		Análisis	
Nudo	Δx1	Δy1		Δex/h	Δey/h	ΔMx	ΔMy	Δmáx	0.003
2	0.106	0.135	2750	0.000039	0.000049	0.00013	0.00017	OK	OK
3	0.106	0.134	2000	0.000053	0.000067	0.00019	0.00023	OK	OK
4	0.106	0.136	2000	0.000053	0.000068	0.00019	0.00024	OK	OK
13	0.104	0.135	2750	0.000038	0.000049	0.00013	0.00017	OK	OK
14	0.104	0.134	2000	0.000052	0.000067	0.00018	0.00023	OK	OK
15	0.104	0.136	2000	0.000052	0.000068	0.00018	0.00024	OK	OK
32	0.102	0.135	2750	0.000037	0.000049	0.00013	0.00017	OK	OK
33	0.102	0.134	2000	0.000051	0.000067	0.00018	0.00023	OK	OK
34	0.102	0.136	2000	0.000051	0.000068	0.00018	0.00024	OK	OK

3.3.2 ALTERNATIVA 2.

Cálculo de las derivas de piso
Desplazamientos de los nudos en la plantas de los niveles N+0.00 y N+2.40 en las direcciones X e Y debido al sismo

$$Sismo\ en\ X: \quad \Delta ij = \sqrt{(\delta\, ij_X - \delta\, i, j-1_X)^2 + (\delta\, ij_Y - \delta\, i, j-1_Y)^2}$$

$$Sismo\ en\ Y: \quad \Delta ij = \sqrt{(\delta\, ij_X - \delta\, i, j-1_X)^2 + (\delta\, ij_Y - \delta\, i, j-1_Y)^2}$$

Donde :	i :	nudo
	j :	piso

Datos Obtenidos del sap

	Nivel + 0.00			
	SX		SY	
	[m]		[m]	
Nudo	δx1	δy1	δx1	δy1
4	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000

Datos Obtenidos del sap

	Nivel+2.40			
	SX		SY	
	[m]		[m]	
Nudo	δx1	δy1	δx1	δy1
3	2.200E-05	8.458E-08	0.0000015	0.0000110
7	2.200E-05	-3.292E-08	0.0000015	0.0000120
9	2.200E-05	8.458E-08	0.0000005	0.0000110
11	2.200E-05	-3.292E-08	0.0000005	0.0000120
13	2.200E-05	8.458E-08	-0.0000005	0.0000110
15	2.200E-05	-3.292E-08	-0.0000005	0.0000120
17	2.200E-05	8.458E-08	-0.0000015	0.0000110
19	2.200E-05	-3.292E-08	-0.0000015	0.0000120

R =	3.5

	Δ		h (piso)	ΔE/h		ΔM = R*ΔE/h < 3%			
	[mm]		[mm]	[mm]		[mm]		Análisis	
Nudo	Δx1	Δy1		Δex/h	Δey/h	ΔMx	ΔMy	Δmáx	0.003
3	0.022	0.011	2400	0.000009	0.000005	0.000032	0.000016	OK	OK
7	0.022	0.012	2400	0.000009	0.000005	0.000032	0.000018	OK	OK
9	0.022	0.011	2400	0.000009	0.000005	0.000032	0.000016	OK	OK
11	0.022	0.012	2400	0.000009	0.000005	0.000032	0.000018	OK	OK
13	0.022	0.011	2400	0.000009	0.000005	0.000032	0.000016	OK	OK
15	0.022	0.012	2400	0.000009	0.000005	0.000032	0.000018	OK	OK
17	0.022	0.011	2400	0.000009	0.000005	0.000032	0.000016	OK	OK
19	0.022	0.012	2400	0.000009	0.000005	0.000032	0.000018	OK	OK

3.3.3 ALTERNATIVA 3.

3.3.3.1. **Derivas en cada nivel**

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 4

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
N+5.79	0.006662	0.000065	0.000037	0.000007
N+5.04	0.006634	0.000059	0.002430	0.000018
N+2.52	0.000511	0.000015	0.000203	0.000006

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 4

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
N+5.79	0.006096	0.000064	0.000037	0.000007
N+5.04	0.006068	0.000059	0.002222	0.000017
N+2.52	0.000469	0.000015	0.000186	0.000006

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 5

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
N+5.79	0.000075	0.003876	0.000013	0.000343
N+5.04	0.000065	0.003618	0.000016	0.001250
N+2.52	0.000024	0.000468	0.000010	0.000186

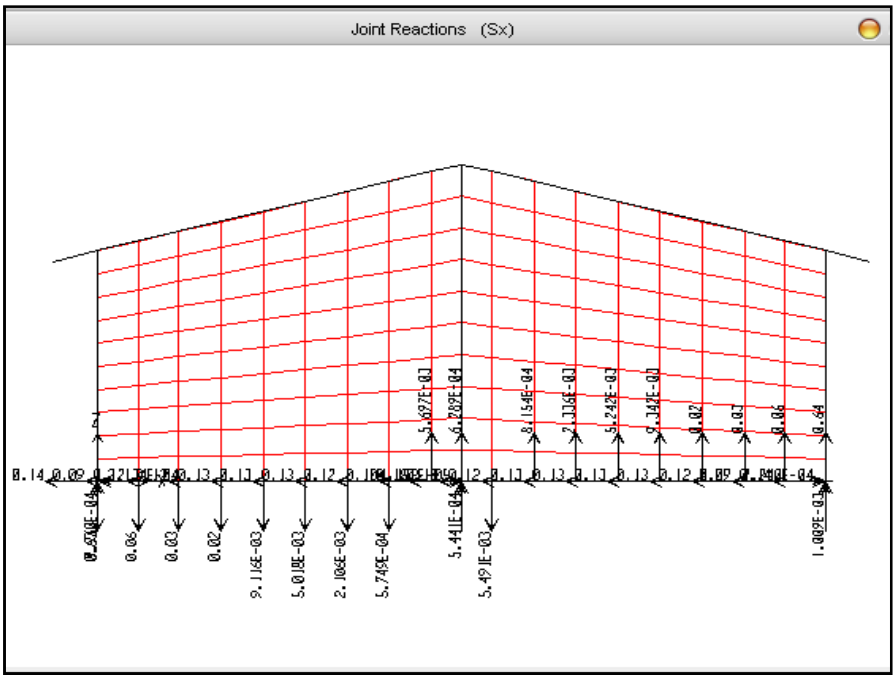
3.4. CARGA AXIAL, CORTE Y MOMENTO EN MAMPOSTERÍA CONFINADA.

Para determinar la carga axial y cortante de cada mampostería, se suma las reacciones en sentido vertical y horizontal respectivamente.

Los momentos de cada mampostería se calculan ubicando el centro de rigidez de toda la estructura y se realiza la sumatoria de momentos con respecto al mismo punto.

El análisis estructural de los materiales utilizados en las tres alternativas a excepción de la mampostería confinada se presenta en anexo Nº3

En el siguiente ejemplo se presenta el gráfico con los resultados, los cuales fueron elaborados en una tabla de datos con la numeración de los apoyos, seguido de sus fuerzas con su respectiva sumatoria para determinar el momento y carga axial.



Momento P1									
6	37	8	75	90	18	110	121	27	1
-0.634	-0.0573	-0.0293	-0.0172	-0.0091	-0.005	-0.0021	-0.0005749	0.0057	0.0006289
P	-0.7482	T							
-2.956	-2.6293	-2.3026	-1.9636	-1.621	-1.2854	-0.947	-0.6073	-0.2672	0
1.8741	0.1507	0.0675	0.0338	0.0148	0.0064	0.0020	0.0003	-0.0015	0.0000
M	2.1480	T*m							

$$\sum F^{\uparrow}_{Vertical} = (-0.634) + (-0.0573) + (-0.0293) + (-0.0172) + (-0.0091) + (-0.005) + (-0.0021) + (-0.0006) + (0.0057) + (0.00063) = -0.748T$$

$$\sum M_{CR} = (-0.634 * -2.96) + (-0.0573 * -2.63) + (-0.0293 * -2.30) + (-0.0172 * -1.96) + (-0.0091 * 0.015) + (-0.005 * -1.29) + (-0.0021 * -0.947) + (-0.00057 * -0.61) + (0.0057 * -0.2672) = 2.148\ T * m$$

Corte P1									
6	37	8	75	90	18	110	121	27	1
-0.142	-0.094	-0.1167	-0.125	-0.1284	-0.1293	-0.1279	-0.1242	-0.095	-0.1846
V	-1.2674	T							

$$\sum F^{+\rightarrow}_{Horizontal} = (0.14) + (0.09) + (0.12) + (0.13) + (0.13) + (0.13) + (0.13) + (0.1) + (0.18) = = 1.28\ T$$

Para comprobar el corte, se debe hacer la sumatoria de fuerzas en sentido horizontal de todas las mamposterías y el resultado debe ser igual a la fuerza del sismo.

De las siguientes combinaciones en el diseño se utilizan las más representativas

COMB1: 1.4D+1.7L

COMB2: 1.05D+1.28L+WX; COMB3: 1.05D+1.28L-WX;

COMB 4: 1.05D+1.28L+WZ; COMB 5: 1.05D+1.28L-WZ.

COMB 6: 0.9D+1.3 WX; COMB 7: 0.9D-1.3 WX;

COMB 8: 0.9D+1.3 WZ; COMB 9: 0.9D-1.3 WZ;

COMB10: 1.05D+1.28L+1.40SX; COMB11: 1.05D+1.28L-1.40SX

COMB12: 1.05D+1.28L+1.40SY; COMB13: 1.05D+1.28L-1.40SY

COMB14: 1.0D+0.9SX; COMB15: 1.0D-0.9SX

COMB16: 1.0D+0.9SY; COMB17: 1.0D-0.9SY

Se enumera los muros de mampostería confinada como se muestra en las figuras, esto permite observar la representación de la carga axial y momento compuesto en una tabla debajo de los subtítulos.

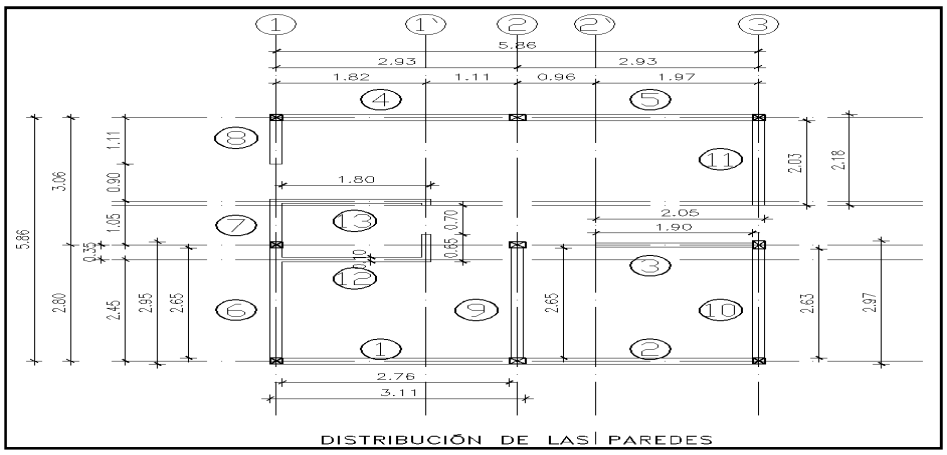


Fig 3.6. Alternativa 1: Casa 6.00X6.00

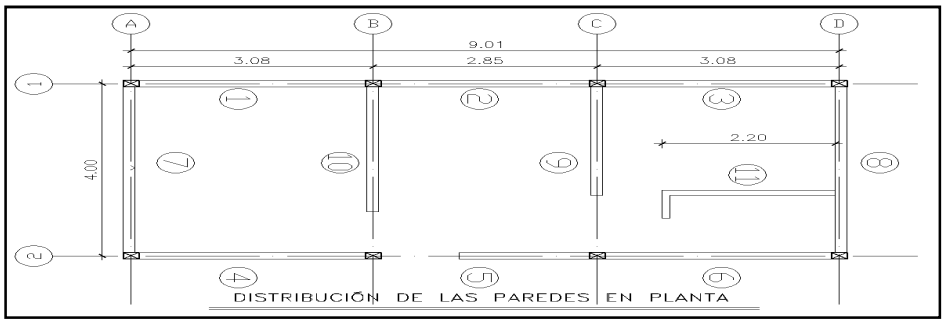


Fig 3.7. Alternativa 1: Casa 9.20X4.15

3.4.1 RESULTADOS DE CARGA AXIAL Y MOMENTO EN ALTERNATIVA 1.

Tabla 3.4.1 Carga Axial y Momento de cada pared estructural

	COMB1		COMB2		COMB3		COMB10		COMB11		COMB12		COMB13		COMB14		COMB15		COMB16		COMB17	
PARED	P	MC1	P	MC2	P	MC3	P	MC10	P	MC11	P	MC12	P	MC13	P	MC14	P	MC15	P	MC16	P	MC17
P1	-0.75	2.15	-1.80	2.98	5.27	-6.78	3.20	-2.98	4.70	-7.28	2.15	-2.15	5.75	-8.11	2.30	-1.81	3.80	-6.10	1.25	-0.98	4.85	-6.94
P2	0.75	2.12	-1.79	-2.89	5.30	6.83	4.73	7.17	3.23	2.94	2.19	2.17	5.77	7.94	3.81	5.97	2.30	1.74	1.26	0.97	4.85	6.74
P3	-0.04	1.15	1.02	2.74	3.70	7.86	2.74	6.98	2.81	4.68	3.80	8.57	1.75	3.08	1.82	5.10	1.89	2.79	2.88	6.69	0.83	1.20
P4	-0.74	2.12	0.86	-2.29	4.77	-6.32	2.84	-2.69	4.32	-6.92	4.43	-7.09	2.72	-2.51	1.98	-1.57	3.46	-5.81	3.58	-5.98	1.87	-1.40
P5	0.74	2.09	0.98	2.60	4.98	6.87	4.48	7.17	3.00	3.00	4.72	7.68	2.76	2.49	3.54	5.88	2.06	1.71	3.78	6.39	1.82	1.20
P6	-1.52	0.40	-0.86	0.35	4.75	-2.28	2.05	-1.31	5.08	-2.11	2.70	-1.36	4.43	-2.06	1.20	-0.95	4.24	-1.75	1.86	-0.99	3.58	-1.70
P7	-0.12	-0.07	0.12	0.07	0.41	0.21	0.19	0.09	0.42	0.23	0.43	0.23	0.18	0.09	0.11	0.06	0.35	0.19	0.35	0.19	0.11	0.05
P8	-0.09	-0.34	-0.08	-1.52	0.39	1.90	0.21	1.08	0.38	1.77	0.22	-0.09	0.37	2.95	0.14	0.76	0.32	1.45	0.15	-0.41	0.31	2.63
P9	-0.05	-0.01	0.91	1.83	3.66	-7.88	2.69	-5.90	2.79	-5.93	3.65	-4.09	1.84	-7.74	2.02	-4.61	2.12	-4.63	2.97	-2.79	1.16	-6.44
P10	0.25	-0.31	-0.03	0.05	1.74	-2.43	1.56	-2.14	1.05	-1.52	1.27	-1.78	1.34	-1.87	1.26	-1.73	0.76	-1.11	0.97	-1.37	1.04	-1.46
P11	0.77	0.30	-0.16	-0.90	2.95	2.78	2.98	2.39	1.45	1.78	2.05	1.18	2.38	2.99	2.45	1.93	0.91	1.32	1.52	0.72	1.84	2.53
P12	0.32	0.13	-0.03	0.07	2.55	-5.42	2.23	-3.99	1.60	-4.25	1.88	-4.04	1.95	-4.19	1.65	-2.80	1.01	-3.06	1.30	-2.85	1.36	-3.00
P13	0.18	0.49	0.91	-2.44	2.40	-5.07	1.98	-3.36	1.62	-4.35	2.70	-6.29	0.89	-1.42	1.44	-2.24	1.08	-3.22	2.16	-5.17	0.35	-0.30

Elaborado por : Milton Santafé

3.4.2 RESULTADOS DE CARGA AXIAL Y MOMENTO EN ALTERNATIVA 2.

3.4.2 **Carga Axial y Momento en cada pared estructural**

	COMB1		COMB2		COMB3		COMB10		COMB11		COMB12		COMB13		COMB14		COMB15		COMB16		COMB17	
MURO	P	MC1	P	MC2	P	MC3	P	MC10	P	MC11	P	MC12	P	MC13	P	MC14	P	MC15	P	MC16	P	MC17
P1	-2.27	6.76	-1.01	2.62	6.83	-23.75	2.85	-11.06	7.40	-24.58	4.12	-15.20	6.13	-20.44	1.43	-6.04	5.98	-19.57	2.70	-10.19	4.71	-15.43
P2	-2.17	1.47	0.00	0.02	7.02	-6.53	3.10	-3.42	7.44	-6.37	5.27	-4.88	5.27	-4.92	1.58	-1.99	5.92	-4.93	3.75	-3.44	3.76	-3.48
P3	-2.30	-1.78	1.01	1.04	6.94	6.84	2.91	3.35	7.50	6.92	6.21	6.18	4.20	4.09	1.41	1.85	6.01	5.42	4.72	4.68	2.70	2.59
P4	1.25	-3.41	0.54	-2.61	6.74	-23.83	6.31	-21.30	3.81	-14.47	5.60	-20.49	4.52	-15.28	4.77	-15.76	2.27	-8.94	4.06	-14.96	2.97	-9.74
P5	0.05	-0.03	-1.35	1.73	4.44	-3.68	3.38	-2.79	3.29	-2.74	1.98	-1.03	4.69	-4.50	2.29	-1.88	2.20	-1.82	0.89	-0.12	3.60	-3.58
P6	1.24	1.37	0.70	0.86	6.79	6.98	6.33	6.61	3.86	3.86	5.79	6.10	4.40	4.38	4.81	5.07	2.34	2.32	4.27	4.56	2.88	2.83
P7	-0.30	3.17	-0.30	-0.01	1.15	0.67	0.57	3.68	1.16	-2.67	0.56	0.49	1.16	0.52	0.38	3.58	0.98	-2.76	0.38	0.39	0.98	0.42
P8	-0.30	3.22	0.30	0.04	1.24	0.41	0.64	3.53	1.23	-2.91	1.24	0.35	0.63	0.26	0.42	3.49	1.01	-2.95	1.02	0.31	0.41	0.22
P9	1.56	0.56	-0.03	-0.02	3.38	-1.82	4.09	-0.81	0.98	-1.92	2.51	-1.38	2.56	-1.35	3.62	-0.48	0.50	-1.60	2.03	-1.05	2.09	-1.02
P10	0.49	1.19	0.01	0.03	3.27	-1.24	2.94	0.26	1.96	-2.12	2.46	-0.90	2.44	-0.96	2.46	0.53	1.48	-1.85	1.98	-0.63	1.96	-0.69
P11	-0.27	-0.41	0.11	0.09	3.84	4.93	2.61	3.28	3.15	4.11	2.99	3.79	2.77	3.60	2.15	2.71	2.69	3.53	2.53	3.21	2.31	3.03

Elaborado por: Milton Santafé

CAPITULO 4

DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1. GENERALIDADES.

En el diseño se hará hincapié en la mampostería estructural, de tal forma que las teorías utilizadas se basan en las Normas del Código Ecuatoriano de Construcción y si en algún caso se necesitara de otra norma se utilizará El Código Colombiano de diseño y construcción Sismo Resistente. En los materiales utilizados se planteará el procedimiento y realizará los ejercicios.

Para el diseño sismo resistente en mampostería confinada se generan diagramas de interacción utilizando el método de última resistencia, que se detalla en este capitulo.

4.1.1 CONCEPTOS RELACIONADOS EN LA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL.

4.1.1.1. Estructuración de Mampostería confinada.

En la mampostería confinada aparecen columnas que actúan en forma monolítica, este conjunto es diseñado para soportar cargas axiales, aplicado a lo largo de su eje longitudinal y ubicado en el centroide de la sección transversal. De lo contrario actúan con una excentricidad lo cual da origen a esfuerzos adicionales a los de compresión.

4.1.1.2. Excentricidad Límite.

La excentricidad límite es el punto donde la sección no agrietada se convierte en sección agrietada[9].

Para determinar el límite de la excentricidad se asume que los esfuerzos de compresión por carga axial y los esfuerzos de compresión por flexión son iguales por lo tanto se obtiene lo siguiente:

Si $fa = fb \Rightarrow \frac{P}{b*t} = \frac{6*M}{L^2*t}$ y $e = \frac{M}{P}$

Resulta:

$$e = e_{\lim} = \frac{L}{6} \qquad (4.01)$$

4.1.1.3. Sección No Agrietada

Se produce cuando el esfuerzo de compresión por carga axial es mayor o igual que el esfuerzo por flexión dando una excentricidad menor o igual que L/6.

$$e = \frac{M}{P} \le e_{\lim} \qquad fa \ge fb \rightarrow \frac{P}{A} \ge \frac{M*c}{I}$$

4.1.1.4. Sección Agrietada

La seccion trabaja como agrietada cuando el esfuerzo causado por compresion axial es menor que el esfuerzo por flexión generando una excentricidad mayor que L/6.

$$e = \frac{M}{P} > e_{\lim} \qquad fa < fb \rightarrow \frac{P}{A} < \frac{M*c}{I}$$

En la figura 4.01 se muestra el proceso de agrietamiento.

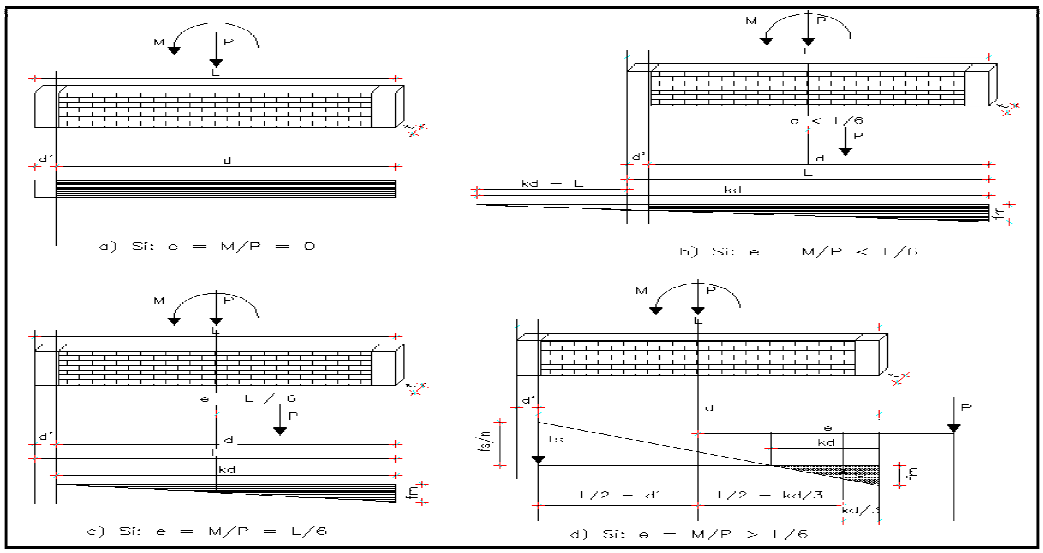


Fig. 4.01 Proceso de agrietamiento.

Como se puede observar en el proceso de agrietamiento del literal (d), La mampostería produce esfuerzos de tensión por lo que no es cierto y de acuerdo a las hipótesis los esfuerzos a tracción son nulos, por lo tanto se debe colocar acero.

4.1.1.5. Pandeo elástico

El Pandeo elástico se representa mediante la curva de Euler la cual define la falla en columnas sin alcanzar el límite proporcional de esfuerzos por causa de columnas largas o esbeltas, estas se determinan mediante la ecuación de Euler[6]:

$$\left(\frac{P}{A}\right)_{cr} = \frac{\Pi^2 E}{\left(\frac{k*h}{r}\right)^2} \qquad (4.02)$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad.

h : Longitud efectiva (Distancia entre los puntos de inflexión de la deformada).

$\frac{k*h}{r}$: Relación de esbeltez. (4.03)

4.2. DISEÑO EN MAMPOSTERÍA POR EL METODO DE ÚLTIMA RESISTENCIA.

4.2.1. GENERALIDADES

La teoría de última resistencia es el método más utilizado en los últimos años, no obstante aparece otro método de esfuerzos admisibles que es un proceso alternativo de diseño el mismo que se evita señalar en la presente tesis.

La resistencia requerida de los elementos de mampostería estructural se obtiene como el valor máximo de las solicitaciones resultantes de la aplicación de las diferentes cargas tales como muertas, vivas, viento, sísmicas, desplazamientos,

retracción de fraguado, flujo plástico, variaciones de temperatura y empujes de tierra o líquidos.

La resistencia de diseño en mampostería estructural se genera en el momento flector, carga axial, cortante y torsión que son representaciones de resistencia nominal multiplicada por (Φ), denominado como coeficiente de reducción de resistencia.

Resistencia de diseño = Φ x Resistencia nominal ≥ Resistencia requerida.

4.2.1.1. Hipótesis de diseño

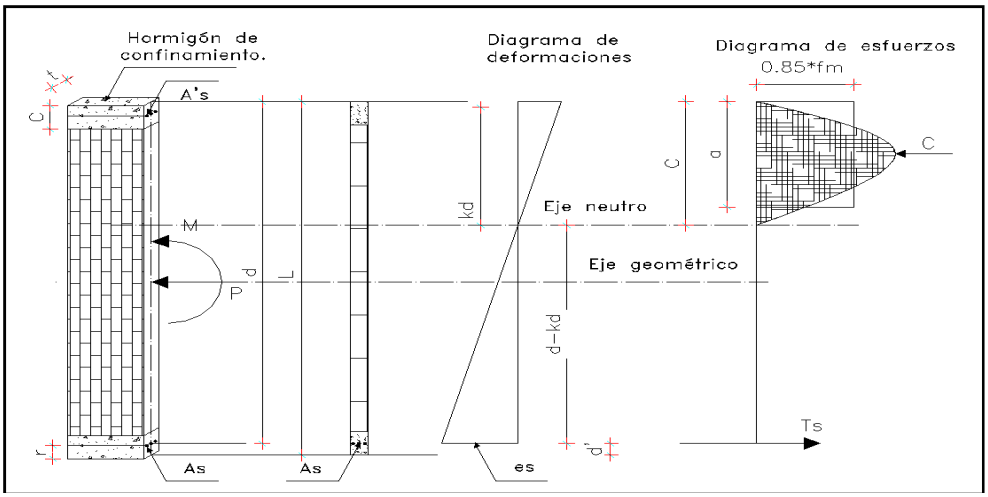


Fig.4.02 Diagrama esfuerzo deformación de una mampostería.

El diseño de la mampostería estructural por el método del estado límite de resistencia se basa en las siguientes suposiciones[9].

- **Resistencia a la tracción de la mampostería.-** La mampostería no resiste esfuerzos a tracción.

- **Las secciones planas permanecen planas.-** Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en la mampostería deben suponerse proporcionales a la distancia del eje neutro de la sección. La resistencia nominal en secciones de muros en mampostería para las condiciones de flexo-compresión se deben obtener de la aplicación de los principios de equilibrio y compatibilidad de deformaciones.

- **Relación esfuerzo deformación para el acero de refuerzo.-** Los esfuerzos en el acero, para valores menores que el esfuerzo de fluencia fy deben considerarse linealmente proporcionales a la deformación unitaria por Es.

$$fs = Es * \varepsilon_s \qquad (4.04a)$$

- Para valores superiores de deformación unitaria correspondiente al esfuerzo de fluencia fy se denota la ecuación:

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{Es} \qquad (4.04b)$$

Adicionalmente el esfuerzo del acero se debe considerar independiente de la deformación e igual a fy.

- **Deformación unitaria máxima en la mampostería.-** La máxima deformación unitaria en la fibra extrema en compresión de la mampostería, ε_{mu} debería ser 0.003.

- **Relación de deformación en mampostería.-** En el diseño de método por resistencia puede considerarse una distribución rectangular de esfuerzos de compresión en la mampostería definida de la siguiente forma:

a) Se puede suponer un esfuerzo uniforme de compresión en la mampostería con intensidad de 0.85f'm sobre una zona equivalente limitada por los bordes de la sección efectiva y una línea recta paralela al eje neutro de la sección.

b) La dimensión de la zona equivalente de compresión, (a), medida en dirección perpendicular al eje neutro a partir de la fibra de máxima compresión, debe ser el 85% de la dimensión comprimida, (c), de la sección en esa dirección (a=0.85*c).

- **El muro es un elemento homogéneo** que incluye la porción de mampostería y los elementos de confinamiento.

4.2.2. FLEXO-COMPRESION DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

Se clasifica como mampostería confinada aquella que se construye utilizando muros de mampostería rodeados con elementos de concreto reforzado, vaciados posteriormente a la ejecución del muro y que actúan monolíticamente[5]. La mampostería confinada debe cumplir las normas de diseño sismo resistente las cuales se especifican en el subtitulo mencionado.

4.3.3.1. Requisitos para muros de mampostería

Un muro confinado se considera como muro estructural cuando este es continuo desde la cimentación hasta su nivel superior y no puede tener ningún tipo de aberturas.

4.3.3.1.1. Unidades de mampostería permitidas

La mampostería de muros confinados se debe construir utilizando unidades de concreto, de arcilla cocida o sillico-calcáreas, las cuales pueden ser de perforación vertical, horizontal y macizas.

4.3.3.1.2. Espesor mínimo del muro

Los muros de mampostería en ningún caso pueden tener una relación entre la altura libre del muro y su espesor mayor de 25 y deben tener un espesor nominal no menor de 110mm. En viviendas de uno y dos pisos se utiliza los siguientes espesores mínimos.

Tabla. 4.01. Espesores mínimos nominales para muros estructurales en casas de uno y dos pisos.

Zona de amenaza sísmica.	NÚMERO DE NIVELES DE		
	UN PISO	DOS PISOS	
		1º NIVEL	2º NIVEL
ALTA	110	110	100
INTERMEDIA	100	110	95
BAJA	95	110	95

Fuente: Normas Colombianas de diseño y construcción sismo resistentes.

4.3.3.2. Columnas de confinamiento

Se especifican como columnas de confinamiento los elementos de concreto reforzado que se colocan en los dos bordes del muro que confinan y en puntos intermedios dentro del muro.

Las columnas de confinamiento deben ser continuas desde la cimentación hasta la parte superior del muro.

4.3.3.2.1. Dimensiones mínimas

4.3.3.2.1.1. Espesor mínimo - El espesor mínimo de los elementos de confinamiento debe ser el mismo del muro confinado.

4.3.3.2.1.2. Área Mínima - El área mínima de la sección transversal de los elementos de confinamiento es 200cm2.

4.3.3.2.2. Ubicación

Las columnas de confinamiento deben ubicarse en distintos sitios:

En los extremos de todos los muros estructurales.

En las intersecciones con otros muros estructurales.

En lugares intermedios a distancias no mayores de 35 veces el espesor efectivo del muro, 1.5 veces la distancia vertical entre elementos horizontales de confinamiento o 4m.

4.3.3.2.3. Refuerzo mínimo

Refuerzo longitudinal- No debe ser menor de tres barras Nº3 (3/8”) ó 10mm. El área de refuerzo longitudinal debe ser mayor o igual a 0.0075 veces él área de la sección bruta del elemento, pero el refuerzo longitudinal no puede ser menor al

requerido para atender los esfuerzos de diseño como se especifico en las hipótesis.

4.3.3.2.4. Refuerzo Transversal

Debe utilizarse refuerzo transversal consistente en estribos cerrados mínimo de diámetro Nº2 (1/4) ó (6mm), espaciados a una separación no mayor de 1.5 veces la menor dimensión del elemento, ó 200mm. En ningún caso, el refuerzo transversal puede ser menos que el requerido para atender los esfuerzos de diseño.

4.3.3.2.5. Refuerzo transversal de confinamiento

En zonas de amenaza sísmica alta e intermedia se deben utilizar estribos cerrados de confinamiento mínimo Nº2 (1/4”) ó (6mm), espaciados a 100mm y cuyas ramas no pueden estar separadas a distancias mayores a 150mm. La distancia en cada extremo del elemento, medida a partir del elemento transversal de confinamiento, en la cual se deben colocar los estribos de confinamiento debe ser la mayor entre 450mm, tres veces la mayor dimensión de la sección del elemento o la sexta parte de la luz.

4.3.3.3. vigas de confinamiento

Son elementos de concreto reforzado que se colocan en la parte superior e inferior de los muros confinados. Las vigas de amarre se vacían directamente sobre los muros estructurales que confinan. Se debe aclarar que la viga de cimentación se considera como una viga de amarre.

4.3.3.3.1. Dimensiones mínimas

4.3.3.3.1.1. Espesor mínimo- El espesor mínimo de las vigas de confinamiento debe ser el mismo del muro confinado.

4.3.3.3.1.2. Área mínima- El área mínima de la sección transversal de los elementos de confinamiento es 200cm2. En caso de utilizarse una losa de entrepiso maciza de espesor superior o igual a 100mm, se puede prescindir de las vigas de amarre en la zona ocupada por este tipo de losa.

4.3.3.3.2. Ubicación

Deben ubicarse vigas horizontales de confinamiento en el arranque y en el remate del muro, en los entrepisos y a distancias libres verticales, no mayores de 25 veces el espesor del muro. Las vigas deben disponerse formando anillos cerrados en un plano horizontal, entrelazando los muros estructurales en las dos direcciones principales para conformar diafragmas con ayuda del entrepiso o cubierta. Su ubicación se resume en los siguientes sitios:

a) **A nivel de cimentación -** El sistema de cimentación constituye el primer nivel de amarre horizontal.

b) **A nivel del sistema de entrepiso –** Las vigas de amarre deben ser parte del sistema de entrepiso.

c) **A nivel del enrase de cubierta –** Se presentan dos opciones para la ubicación de vigas de amarre y la configuración del diafragma.

- Vigas horizontales a nivel de dinteles más cintas de amarre con remate de las culatas.
- Vigas de amarre horizontales en los muros sin culatas, combinadas con vigas de amarre inclinadas, configurando los remates de las culatas.

4.3.3.3.3. Refuerzo mínimo

El refuerzo mínimo es igual al de las columnas de confinamiento.

4.3.3.4. Diseño a flexo-compresión de mampostería confinada

4.3.3.4.1. Requisitos de análisis y diseño

4.3.3.4.1.1. Valores de Φ

Los valores de Φ (Factores de reducción) que se emplean en este diseño son los siguientes:

Carga axial de compresión, con o sin flexión……Φ = 0.70

Carga axial de tracción……Φ = 0.90

Flexión sin carga axial……Φ = 0.90

Cortante……Φ = 0.60

4.3.3.4.1.2. Diseño para carga axial de compresión

El muro globalmente debe verificarse para carga axial de compresión con lo estipulado en esta sección. El área de refuerzo a emplear allí corresponde al acero longitudinal de columnas de confinamiento. Cuando los procedimientos de diseño requieren que se verifiquen las resistencias axiales de los elementos de confinamiento, pueden emplearse las siguientes resistencias nominales para carga axial Pnc, y tracción axial respectivamente Pnt.

$$P_{nc} = 0.80 * [0.85 * f'c * (A_{ci} - A_{st}) + fy * A_{st}] \quad (4.05)$$

$$P_{nt} = -fy * A_{st} \quad (4.06)$$

Donde:

Pnc = Fuerza axial resistente nominal en compresión sobre la columna de confinamiento, siempre positiva, en Toneladas (T).

Pnt = Fuerza axial resistente nominal en tracción sobre la columna de confinamiento, siempre negativa, en Toneladas (T).

f'c = Resistencia a compresión del hormigón de los elementos de confinamiento en kg / cm2.

Fy = Resistencia a la fluencia del acero en kg/cm2.

Aci= Área de la sección de la columna de confinamiento i en cm2.

Ast = Área total del acero de refuerzo longitudinal en el elemento de confinamiento en cm2.

La resistencia nominal a la compresión de la mampostería sola, $P_{nd,}$ sin contribución de los elementos de confinamiento, está definida por:

$$P_{nd} = 0.80 * (0.85 * f`m * A_{md}) * \mathrm{Re} \qquad (4.07)$$

Donde:

$$\mathrm{Re} = 1 - \left[\frac{h'}{40 * t} \right]^3 \qquad (4.08)$$

A_{md} = Área de la sección de mampostería.

h = Altura efectiva del elemento.

t = Espesor efectivo del muro.

4.3.3.4.1.3. Resistencia a la compresión teniendo en cuenta la contribución de la mampostería.

El momento de diseño solicitado, Mu, que acompaña la carga axial Pu debe cumplir con la siguiente condición:

$$Mu \leq \phi * Mn \qquad (4.09)$$

Donde: Mn; Se obtienen teniendo en cuenta la interacción entre el momento y carga axial de acuerdo con las hipótesis de diseño, los cuales permiten calcular el

diagrama de interacción del muro, empleando el coeficiente de reducción de resistencia Φ.

4.3.3.4.1.4. Diseño a cortante en la dirección paralela a su plano.

En la mampostería de muros confinados toda la fuerza cortante sobre el muro debe ser tomada por la mampostería, y se supone que no hay contribución a la resistencia a cortante por parte de los elementos de confinamiento. La resistencia de diseño solicitada, Vu debe cumplir con la siguiente condición:

$$Vu \leq \phi * Vn \tag{4.10}$$

Donde:

Vn: Resistencia nominal a cortante por tracción diagonal se obtiene de:

$$Vn = \left(0.265 * \sqrt{f'm} + \frac{Pu}{3Ae} \right) * Amv \leq 0.53 * \sqrt{f'm} * Amv \tag{4.11}$$

Pu: es la carga axial mayorada que actúa simultáneamente con la máxima fuerza cortante solicitada, Vu para la cual se realiza el diseño.

4.3.3.5. Ecuaciones de diseño en mampostería confinada.

De acuerdo a una figura se determina las ecuaciones que se utilizan en el diseño de la mampostería confinada.

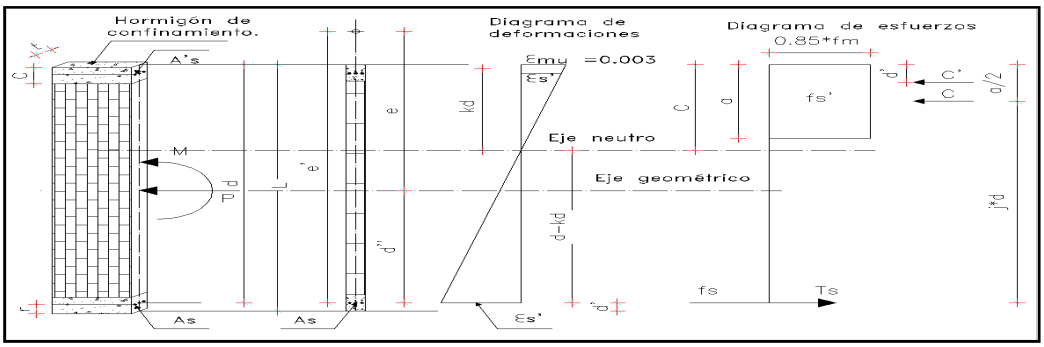


Fig. 4.03. Diagrama de deformaciones y esfuerzos.

4.3.3.5.1. Consideraciones

El acero en compresión está en cedencia.

El eje neutro es menor que el peralte total k*d <L.

Utilizando las ecuaciones de la estática y suponiendo que el acero en compresión es f’s = fy se obtiene las fuerzas siguientes:

$$\sum F = 0$$

$$Cc + Cs' - Ts = P$$

$$Pu = \phi * (0.85 * f'm * \beta_1 * c * b + As' * fy - s * fs) \quad (4.12)$$

La sumatoria de momentos respecto al acero de tensión genera la siguiente ecuación:

$$\sum M = 0$$

$$C * \left(d - \frac{a}{2}\right) + Cs' * (d - d') - P * e' = 0$$

$$Pu * e' = \phi * \left[0.85 * f'm * a * t * \left(d - \frac{a}{2}\right) + A's * fy * (d - d')\right] \quad (4.13)$$

La sumatoria de momentos se realiza respecto al centroide plástico, en este caso las secciones son armadas simétricamente por lo tanto coincide con el centro geométrico de la sección y la ecuación se representa como:

$$Pu * e = \phi * \left[0.85 * f'm * a * t * \left(d - d'' - \frac{a}{2}\right) + A's * fy * (d - d' - d'') + As * fs * d''\right] \quad (4.14)$$

4.3.3.5.2. Calculo de la condición balanceada.

Se representa cuando el acero de refuerzo alcanza su deformación de fluencia al mismo tiempo que la mampostería llega a su deformación[7].

Por compatibilidad de deformaciones

Si $fs = fy \quad \Rightarrow$

$$a_b = \frac{\varepsilon_{mu} * Es}{fy + \varepsilon_{mu} * Es} * \beta_1 * d \tag{4.15}$$

Si se sustituye $a=a_b$ de la ecuación Ec. 4.12 y Ec. 4.14 se obtienen Pb y Pb*eb.

La cedencia del acero en compresión se verifica mediante la ecuación:

$$\varepsilon' s = \varepsilon_{mu} * \frac{a - \beta_1 * d'}{a} \geq \frac{fy}{Es} \tag{4.16}$$

Cuando el acero en compresión no está fluyendo se debe sustituir fy, en todos los términos que involucran A's en las ecuaciones Ec. 4.12 y Ec. 4.14. por la ecuación:

$$f`s = \varepsilon' s * Es = \varepsilon_{mu} * \frac{a - \beta_1 * d'}{a} * Es \tag{4.17}$$

Donde:

$B_1 \leq 0.85$, en la mampostería se escoge 0.85 como límite superior, mientras este valor disminuye la resistencia a la compresión es superior a 280Kg/cm2.

4.3.3.5.3. Falla a Tensión Pu < Pb.

Se produce la falla cuando en la mampostería confinada Pu < Pb para fs > fy, por lo tanto es conveniente escoger esfuerzos de fs=fy.

Se determina la profundidad del bloque a en Ec.4.12 y se reemplaza en Ec.4.14 generando las siguientes ecuaciones:

$$P = \phi * 0.85 * f' m * t * d * \left\{ (A) + \left[(A^2) - B \right]^{1/2} \right\} \tag{4.18}$$

Donde:

$$A = \left(1 - \frac{e'}{d} - \frac{1}{d}\right)$$

$$B = (m * \rho - m'*\rho')^2 - 2 * (m * \rho - m'*\rho') - 2 * m'*\rho'*\left(1 - \frac{d'}{d}\right)$$

Reemplazando A, B en Ecuación Ec. 4.18

$$Pu = \phi * 0.85 * f'm * t * d * \left\{\left(1 - \frac{e'}{d} - \frac{1}{d}\right) + \left[\left(1 - \frac{e'}{d} - \frac{1}{d}\right)^2 - \left((m*\rho - m'*\rho)^2 - 2*(m*\rho - m'*\rho) - 2*m'*\rho'*\left(1 - \frac{d'}{d}\right)\right)\right]^{1/2}\right\}$$

Ecuación general (4.19)

Y $$m = \frac{fy}{0.85 * f'm} \qquad k = \frac{f'c}{f`m} \qquad m' = m - k$$

El área de acero tanto en compresión como en tensión se obtiene de las ecuaciones:

$$As = \rho * t * d \qquad A's = \rho'*t * d$$

4.3.3.5.4. Falla a compresión Pu > Pb

Se da la falla en compresión teniendo en cuenta que Pu < Pb y fs < fy representado en la siguiente ecuación:

$$fs = \varepsilon_{mu} \frac{\beta_1 * d - a}{a} * Es \qquad (4.20)$$

Existen dos opciones para determinar las fuerzas Pu y Pu*e, en la primera se reemplaza la Ec. 4.20 en Ec. 4.12, Ec. 4.13 y Ec. 4.14 para obtener el valor de **a** y resolver íntegramente la sección, para esto se resuelve cálculos matemáticos. La otra alternativa contempla suponer una relación lineal entre Pu y Pu*e en una representación gráfica denominada aproximación de falla a compresión a que veremos a continuación.

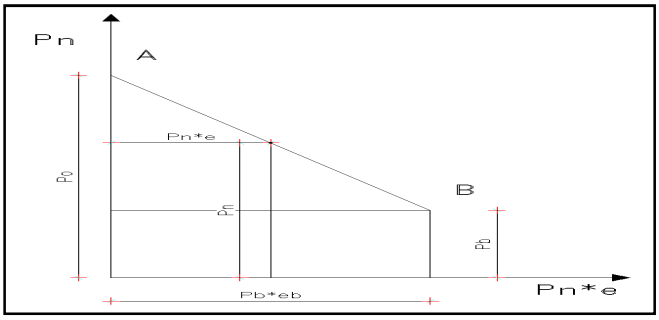


Fig. 4.04. Aproximación lineal de falla a compresión.

Se supone que en la línea de falla AB, se propone un punto el cual se determina por semejanza de triángulos generando la siguiente ecuación.

$$Pn = \frac{Po}{1 + \left(\frac{Po}{P_b} - 1\right) * \frac{e}{e_b}} \qquad (4.21)$$

Donde:

$$Po = 0.85 * f'm * (A_m - A_{st}) + A_{st} * fy \qquad (4.22)$$

Am = área de mampostería incluyendo los elementos confinantes.

Ast = área total de acero de refuerzo a tensión y compresión.

4.3.3.5.5. Influencia del hormigón en la mampostería confinada

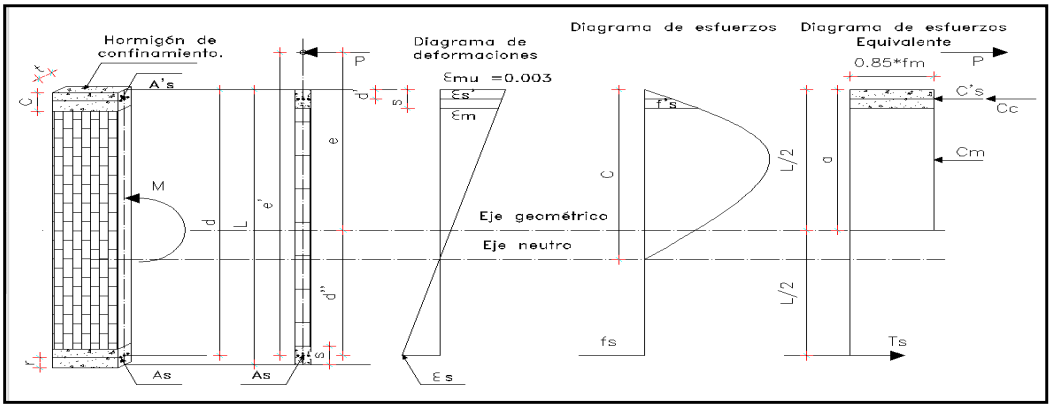


Fig. 4.05 Diagrama de deformaciones y esfuerzos considerando el esfuerzo a tensión y compresión con el hormigón de confinamiento.

Por estática y se supone fs = f’s se obtiene

$$\sum F = 0$$

$$Cm + Cs + C's - Ts = P \tag{4.23}$$

Donde:

$$Cm = 0.85 * f'm * (a - s) * t \tag{4.24}$$

$$Cc = 0.85 * f'c * s * t \tag{4.25}$$

$$C's = A's * fy = \rho * t * d \tag{4.26}$$

$$Ts = As * fs = \rho * d * t \tag{4.27}$$

Remplazando en Ec 4.57

$$Pu = \phi * (0.85 * f'm * \beta 1 * c * t + 0.85 * f'c * s * t + A's * fy - A's * fs) \tag{4.28}$$

$$Pu = \phi * [(0.85 * t) * (a * f'm + s * f'c) + A's * fy - As * fs] \tag{4.29}$$

Se encuentra el momento realizando la sumatoria de momentos respecto al acero de tensión.

$$\sum M = 0$$

$$Cm * \left[d - \frac{(a - s)}{2} \right] + Cc * \left(d - \frac{s}{2} \right) + Cs' * (d - d') - Pu * e = 0$$

$$Pu * e = \phi * \left\{ 0.85 * f'm * (a - s) * t * \left[d - \frac{(a - s)}{2} \right] + 0.85 * f'c * s * t * \left(d - \frac{s}{2} \right) + A's * fy * (d - d') \right\} \tag{4.30}$$

Se encuentra el momento con respecto al centroide plástico, para secciones simétricas coincide con el centro geométrico.

$$Pu * e = \phi * \left\{ Cm * \left[\frac{L}{2} - \left(\frac{a+s}{2} \right) \right] + Cc * \left(\frac{L}{2} - \frac{s}{2} \right) + Cs' * \left(\frac{L}{2} - d' \right) + Ts * d'' \right\} \qquad (4.31)$$

4.3.3.6. Procedimiento para la obtención del diagrama de interacción P vs M

EL diagrama de interacción es una representación gráfica de la capacidad o resistencia máximas de las acciones interiores que se producen en la mampostería confinada.

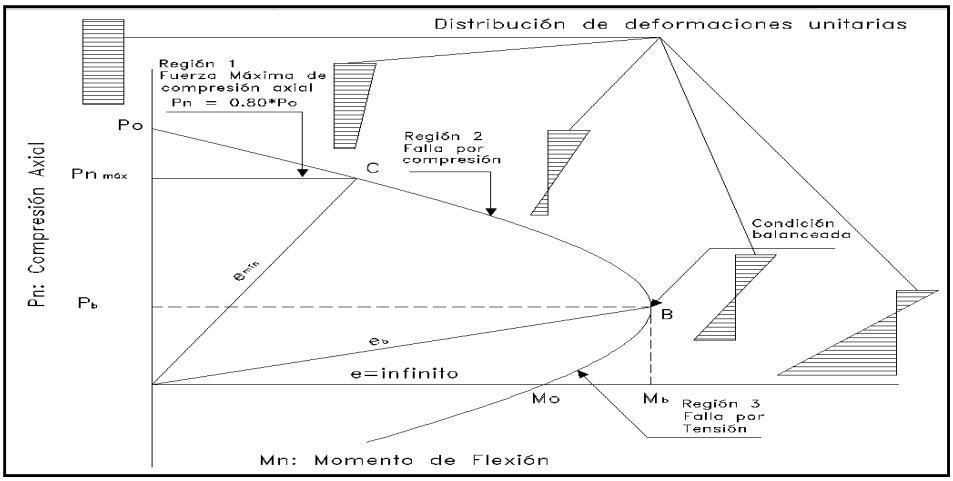


Fig.4.06. Diagrama típico de interacción para una sección.

- Se determina el punto Pu $_{máximo}$ en donde el diagrama de deformaciones es uniforme al igual que los esfuerzos.

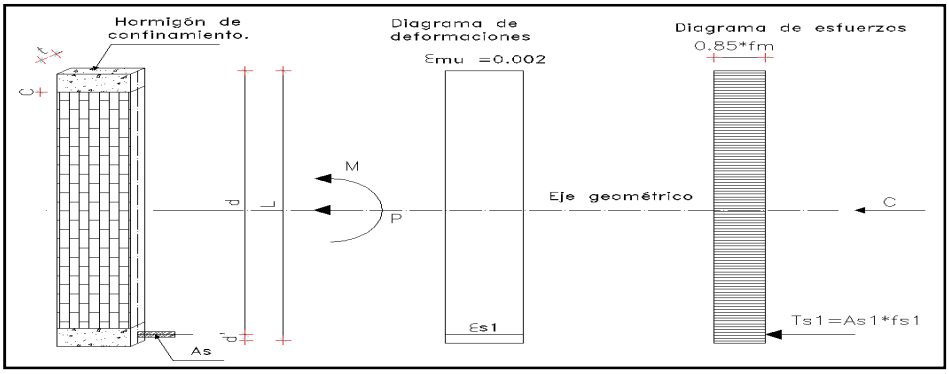


Fig. 4.07. Diagrama de deformaciones y esfuerzos cuando la carga actúa en el centroide.

$$Pu \le \phi * Pn = \phi * 0.80 * \left(0.85 * f'm * \left(Ae - Ast\right) + Ast * fy\right) * \mathrm{Re} \le f'm * Ae \qquad (4.32)$$

- Cuando la sección falla a compresión, es decir se impone un c = k*d = L y la deformación del acero en tensión es igual a cero.

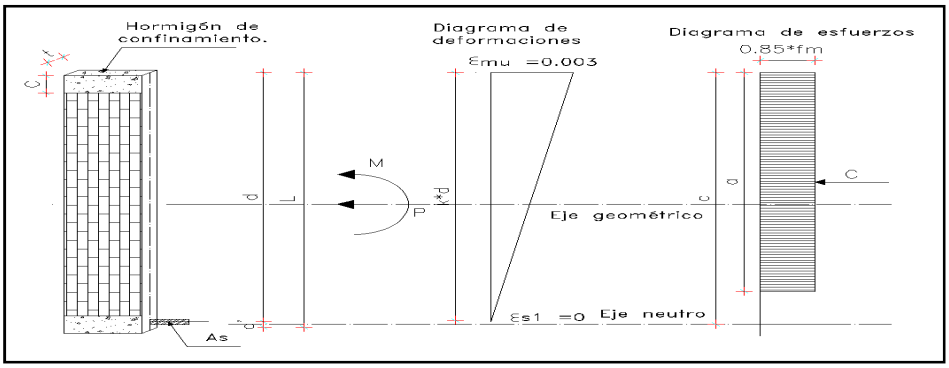


Fig. 4.08. Diagrama de deformaciones y esfuerzos cuando la falla es a compresión.

- Para graficar la curva se asumen valores de c que cumplan la condición:

$$0 \le k \le 1.$$

- Se determina el punto Pb de la condición balanceada, con deformaciones unitarias en la mampostería ε_{mu} = 0.003 en este proceso el acero de refuerzo alcanza su deformación ε_y.

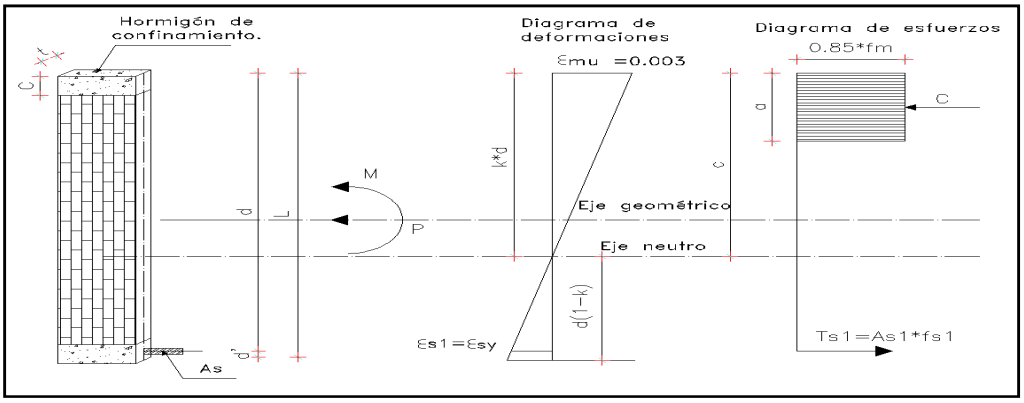


Fig. 4.09 Diagrama de deformaciones y esfuerzos en condición balanceada.

- Se genera una carga axial nula P = 0 y un momento Mo, como se muestra la figura por lo tanto se asume un k*d = c.

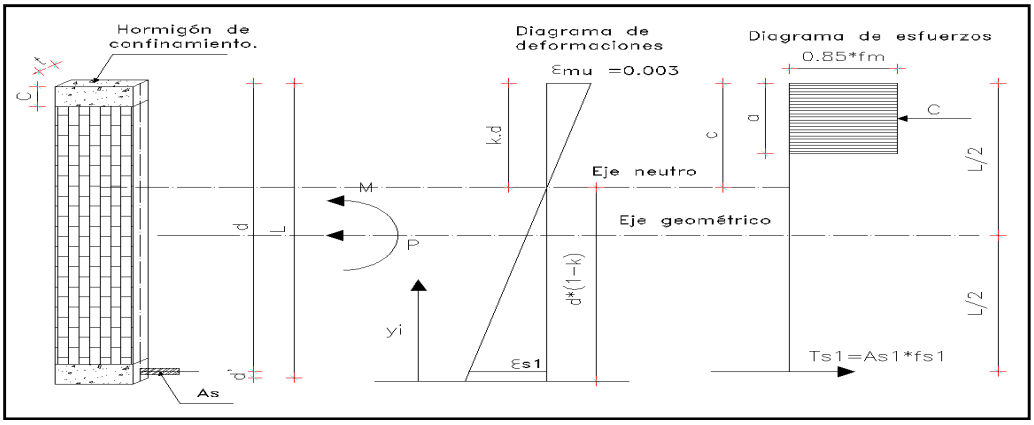


Fig. 4.10 Diagrama de deformaciones y esfuerzos cuando la falla es a tensión.

4.3.3.6.1. Resumen de procedimiento del acero en tensión.

1) Se encuentra la carga máxima de compresión.

2) Se determina la condición balanceada.

3) Se calcula ab de la ecuación 4.15.

4) Asumir A's = 0

5) Se Calcula c = cb=ab/β

6) Se calcula Mb y Pb de la Ec. 4.12 y Ec. 4.14.

7) Determinar los puntos del diagrama para valores entre 0 ≤ k ≤ 1, se debe aclarar que fs se calcula con la Ec. 4.20.

- Si fs ≥ fy se sustituye fs = fy y a=k*d*β1, con estos valores se encuentra M y P con las Ec. 4.12 y Ec.4.14.

- Si fs ≤ fy se trabaja con fs y a = k*d*β1, se remplaza en las Ec.4.12 y Ec.4.14.

8) Se determina valores para k ≥ 1, y en este caso las Ec. 4.12 y Ec.4.14 no se utilizan debido a que el eje neutro se encuentra fuera de la sección y se da lugar a una reforma del bloque de esfuerzos, y se realiza una aproximación.

4.3.3.6.2. Resumen del procedimiento cuando existe la influencia del acero en compresión.

1) Se determina la carga máxima de compresión de las siguientes ecuaciones:

$$Po = 0.85 * f'm * (Ae - Ast) + Ast * fy \leq f'm * Ae$$

$$\mathrm{Re} = 1 - \left[\frac{h'}{40 * t}\right]^3$$

$$Pu \leq \phi * Pn = \phi * 0.80 * Po * \mathrm{Re}$$

Donde: ø = 0.70

2) Se encuentra la a_b de la ecuación 4.15.

3) Se determina Pb y Mb de las ecuaciones 4.12 y 4.14.

4) Asumir valores en el rango $0 \leq k \leq 1$.

5) Se calcula fs de la ecuación 4.21.

a) Si $fs \geq fy$ se sustituye fs = fy y a=k*d*β1, con estos valores se encuentra M y P con las Ec. 4.12 y Ec.4.14.

b) Si $fs \leq fy$ se trabaja con fs y a = k*d*β1, se remplaza en las Ec.4.12 y Ec.4.14.

6) Se determina valores para $k \geq 1$, y en este caso las Ec. 4.12 y Ec.4.14 no se utilizan debido a que el eje neutro se encuentra fuera de la sección y se da lugar a una reforma del bloque de esfuerzos, y se realiza una aproximación.

7) Se presume que el acero de refuerzo ha alcanzado el esfuerzo de fluencia, y la forma de corroborar esta hipótesis es utilizando la ecuación 4.16 o a su vez f's se calcula mediante la ecuación 4.17 y se sustituye el valor de fy por fs donde se requiera el diseño.

4.3.3.6.3. Resumen del procedimiento cuando existe la influencia del acero en tensión, compresión y el aporte del hormigón de confinamiento.

1) Se asume valores entre $0 \leq k \leq 1$.
2) Determinar la distancia del eje neutro.
3) Determinar la fluencia del refuerzo a tensión como a compresión.
4) Determinar los esfuerzos de tensión y compresión.
5) Calcular las ecuaciones 4.24, 4.25, 4.26 y 4.27.
6) Calcular las P y M de las ecuaciones 4.28 y 4.29.

4.3. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

4.4.1. DISEÑO DE VIGAS

4.4.1.1. Hipótesis de diseño

Las fuerzas internas, tales como momentos flectores, fuerzas de corte y esfuerzos normales y cortantes en una sección cualquiera de un elemento, están en equilibrio con los efectos de las cargas externas en esta sección[10].

- La deformación unitaria en una barra de refuerzo embebida a tensión o compresión es la misma que la del concreto circundante.
- Las secciones planas antes de la deformación permanecen planas y perpendiculares al eje neutro después de la flexión, es decir que existe una adherencia perfecta entre el acero y el concreto que no permite un deslizamiento.
- El concreto no es capaz de resistir ningún esfuerzo de tensión.
- Las teorías se basan en las relaciones esfuerzo-deformación reales y en las propiedades de resistencias de los dos materiales constituyentes.

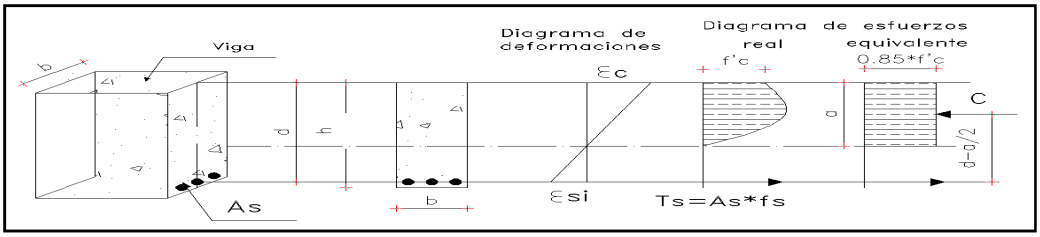


Fig. 4.11. Diagrama de deformaciones y esfuerzos de la sección transversal de una viga.

4.4.1.2. Diseño a flexión.

4.4.1.2.1. Procedimiento

1) Por estática y con respecto a la figura se determina las siguientes ecuaciones[11].

$$Mu = \phi * Mn \tag{4.09}$$

Donde:

$$Mn = 0.85 * f'c * b * a * \left(d - \frac{a}{2} \right) = As * fy * \left(d - \frac{a}{2} \right) \tag{4.33}$$

Factor de reducción de resistencia para flexión: Φ= 0.90:

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} \tag{4.34}$$

2) Se determina la cuantía balanceada del acero.

La cuantía balanceada puede determinarse con base con las condiciones de que en la falla balanceada la deformación en el acero sea exactamente igual a εy, y la deformación del concreto alcance en forma simultánea la deformación por aplastamiento ε_c=0.003 generando la siguiente ecuación:

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'c * \beta_1}{fy} * \left(\frac{6000}{6000 + fy} \right) \tag{4.35}$$

- El código exige las siguientes normas:
- **Para zonas sin sismo:**

$$\rho_{máx} = 0.75 * \rho_b \tag{4.36}$$

- **Para zonas con sismo:**

$$\rho_{máx} = 0.50 * \rho_b \tag{4.37}$$

Para la cuantía mínima se trabaja con f´c = 210Kg/cm2 por lo tanto:

$$\rho_{mín} = \frac{14.5}{fy} \text{ I} \tag{4.38}$$

3) Se calcula el acero de refuerzo.

$$As = \rho * b * d \tag{4.39}$$

4) Debido a las condiciones arquitectónicas o variables que generan restricciones en la estructura se utilizan secciones que no generan fuerzas a compresión necesaria para resistir el momento actuante. Por lo tanto se adiciona refuerzo en compresión, dando como resultado una viga doblemente armada.

Si $\rho > \rho_{máx} \Rightarrow$ Rediseñar o viga doblemente armada.

5) Determinar el momento M_R con el $\rho_{máx}$..

Se determina el acero en tensión de la siguiente ecuación:

$$AsT = As1 + As2 \tag{4.40}$$

Donde:

$$As2 = \frac{\Delta M}{\phi * fy * (d - d')} \quad (4.41)$$

$\Delta M = Mu - M_{R.}$

$$As1 = \rho_{máx} * b * d \quad (4.42)$$

6) Se calcula el acero a compresión de la siguiente ecuación:

$$As' = \frac{\Delta M}{\phi * fs' * (d - d')} \quad (4.43)$$

Donde:

$$fs' = 6000 * \left(1 - \frac{\beta 1 * d'}{a}\right) \quad (4.44)$$

$$a = \frac{As1 * fy}{0.85 * f'c * b} \quad (4.45)$$

7) Se determina el ρ de A's y se compara con el $\rho_{máx}$.

$$\rho < \rho_{máx} = 0.75 * \rho_b * \frac{fs'}{fy} \quad (4.46)$$

4.4.1.3. Diseño a cortante.

Se diseña a cortante con el objetivo de que un elemento sometido a flexión sea capaz de desarrollar su máxima capacidad a momento en vez de tener limitada su resistencia por una falla a cortante.

El refuerzo a cortante sirve para evitar que la viga falle de manera súbita es decir, que tenga un comportamiento dúctil, dando lugar al aumento de su resistencia.

4.4.1.3.1. Procedimiento

1) Se determina el corte de diseño Vu de la siguiente ecuación

$$Vu = \phi * (Vc + Vs) \tag{4.47}$$

Donde:

Φ: Factor de reducción de resistencia para corte = 0.85

Vc: Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto:

$$Vc = 0.55 * \sqrt{f'c} * b * d \tag{4.48}$$

Vs: Resistencia nominal a cortante determinada por el acero.

$$Vs = \frac{Av * fy * d}{S} \tag{4.49}$$

Av: Área de refuerzo por cortante.

S: separación entre refuerzos.

- El código exige las siguientes normas
- El área de refuerzo mínimo es:

$$Av_{\min} = \frac{3.5 * b * S}{fy} \tag{4.50}$$

La resistencia nominal máxima proporcionada por el acero es igual a:

$$Vs_{máx} = 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d \tag{4.51}$$

2) Comparar el espaciamiento máximo el cual es:

$$Si \quad Vs < 1.1 * \sqrt{f'c} * b * d \tag{4.52}$$

$$Smáx = \frac{d}{2} \ \acute{o} \ 60cm$$

$$Si \quad Vs > 1.1 * \sqrt{f'c} * b * d \tag{4.53}$$

3) Se reduce a la mitad.

4.4.2. DISEÑO DE COLUMNAS

Son elementos que soportan principalmente cargas a compresión. En general también resisten momentos flectores con respecto a uno de los dos ejes de la sección transversal y la flexión que se produce genera fuerzas de tensión[10].

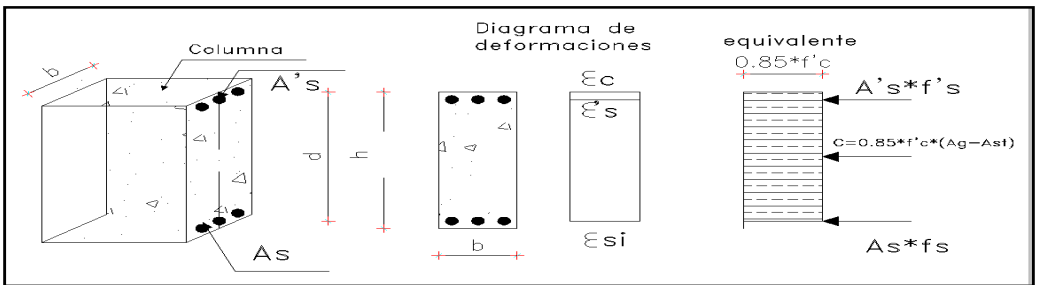


Fig. 4.12 Diagrama de deformaciones y esfuerzos de la sección transversal de una columna.

Por equilibrio de fuerzas se determina la resistencia última nominal de una columna cargada axialmente.

Para columnas con estribos

$$\phi * Pn_{\max} = \phi * 0.80 * Po \tag{4.54}$$

Para columnas con refuerzo transversal en espiral.

$$\phi * Pn_{máx} = \phi * 0.85 * Po \tag{4.55}$$

Donde:

$$Po = 0.85 * f'c * (Ag - Ast) + Ast * fy \tag{4.56}$$

Φ: Factor de reducción de capacidad que para columnas con estribos es 0.70.

4.4.2.1. Diseño a Flexo-compresión.

Una mejor aproximación, si se tiene en cuenta las bases de diseño práctico es construir un diagrama de interacción de resistencia que defina la carga y el momento de falla[12]. Por tanto se genera un gráfico para determinar las ecuaciones respectivas y cumplir con las condiciones siguientes.

$$Pu \leq \phi * Pn \tag{4.57}$$

$$Mu \leq \phi * Mn \tag{4.58}$$

4.4.2.1.1. Determinación de las Ecuaciones para diseño

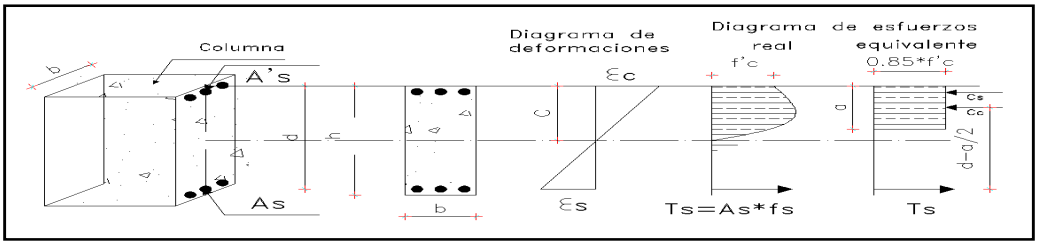


Fig. 4.13. Diagrama de deformaciones y esfuerzos de la sección transversal de la columna.

Por equilibrio de fuerzas

$$Pn = Cs + Cc - T \tag{4.59}$$

$$Pn = 0.85 * f'c * (a * b) + A's * f's - As * fs \tag{4.60}$$

$$\sum M = 0$$

$$Mn = Cs * (c - d') + Cc * \left(c - \frac{a}{2} \right) + T * (d - c) \tag{4.61}$$

$$Mn = 0.85 * f'c * (c - d') + A's * f's * \left(c - \frac{a}{2} \right) + As * fs * (d - c) \tag{4.62}$$

Por relación del diagrama de deformaciones se tiene:

$$f's = \frac{0.003 * (c - d')}{c} * Es \leq fy \tag{4.63}$$

$$fs = \frac{0.003 * (c - d)}{c} * Es \leq fy \tag{4.64}$$

Se encuentra la condición balanceada

Se dice que es una condición balanceada al momento en que la sección sufre un aplastamiento es decir falla a compresión y al mismo tiempo sucede la falla por tensión.

En este proceso la deformación unitaria del concreto (ε_c=0.003) y la deformación unitaria del acero en tensión alcanza el esfuerzo de fluencia (εs=εy).

Las ecuaciones de diseño se generan por equilibrio de fuerzas, pero en este caso se localiza el eje neutro en condiciones balanceadas y se determina en forma normal la carga axial Pnb y Mnb.

$$Pn_b = 0.85 * f'c * (a_b * b) + A's * f's - As * fs \tag{4.65}$$

$$Mn_b = 0.85 * f'c * (c_b - d') + A's * f's * \left(c_b - \frac{a_b}{2} \right) + As * fs * (d - c_b) \tag{4.66}$$

Donde:

$$c_b = \left(\frac{0.003}{0.003 + fy/Es} \right) * d \tag{4.67}$$

$$a_b = \beta 1 * c_b \tag{4.68}$$

Para el factor de reducción (ø) se debe aumentar linealmente desde 0.70 a 0.90, para columnas de refuerzo en espiral por lo tanto øPn disminuye respecto a 0.10*f'c*Ag como muestra en la siguiente gráfica.

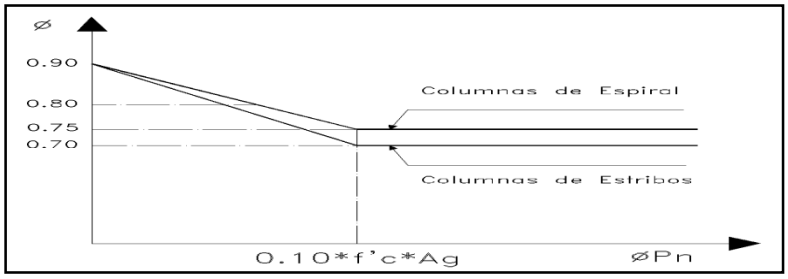


Fig. 4.14. Variación del factor de reducción.

4.4.2.1.2. Pasos para determinar el diagrama de interacción

1) Se debe determinar condiciones cuando la falla es a tensión.

2) Se encuentra puntos cuando la sección falla a compresión.

3) Se encuentra la condición balanceada

4) Se grafica el diagrama de interacción.

4.4.2.2. Diseño de estribos en columnas

Los estribos evitan el pandeo en varillas longitudinales y produce un mejor confinamiento.

4.4.2.2.1. Procedimiento

1) Se determina el acero de la siguiente ecuación:

$$Vu = \phi * (Vc + Vs) \tag{4.47}$$

Donde:

Vu: El corte de diseño se calcula como dos veces el momento dividido para la altura.

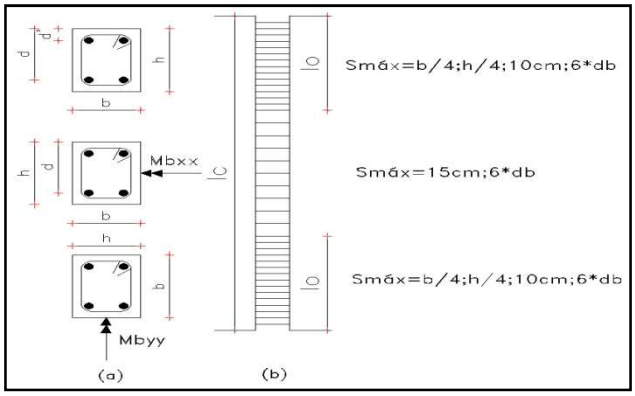


Fig.4.15 (a) Influencia del momento en la sección, (b) Distribución de los estribos y espaciamiento en columnas.

Factor de reducción de resistencia para corte: Φ=0.85

Vc: Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto:

$$Vc = 0.55 * \sqrt{f'c} * b * d \tag{4.48}$$

Vs: Resistencia nominal a cortante determinada por el acero.

$$Vs = \frac{Vu - \phi * Vc}{\phi} \tag{4.69}$$

Av: Área de refuerzo por cortante.

S: separación entre refuerzos.

- El código exige las siguientes normas
- El área de refuerzo mínimo es:

$$Av_{\min} = \frac{3.5 * b * S}{fy} \tag{4.50}$$

2) La resistencia nominal máxima proporcionada por el acero es igual a:

$$Vs_{máx} = 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d \tag{4.51}$$

3) El diseño del estribo se basa en escoger el máximo valor entre el área del acero por cortante y el área de confinamiento que se indica a continuación.

$$Ash1 = \left(\frac{0.3 * S * hc * f'c}{fy} \right) * \left(\frac{Ag}{Ac} - 1 \right) \tag{4.70}$$

$$Ash2 = \frac{0.09 * S * hc * f'c}{fy} \tag{4.71}$$

Se debe tener en cuenta la unión viga columna pero en nuestro caso se calcula aparte y se omite el procedimiento.

4.4.3. DISEÑO DE ZAPATAS

Para la cimentación en estructuras con mampostería confinada se utiliza las zapatas corridas, la cual es una ventaja en la transmisión de las fuerzas hacia el suelo y permite la idealización de una pared estructural. Sin embargo en el proceso de construcción es todo lo contrario debido a que en primer lugar se construye el pórtico seguido de la mampostería estructural. Además la investigación asume la no utilización de este tipo de cimentación ante los eventos sísmicos. Por tal razón se modela las estructuras con zapatas aisladas y corridas.

4.3.3.1. Procedimiento de zapata aislada

1) Con las cargas que actúan en la cimentación se impone un prediseño para determinar al área de la sección[13].

2) Se encuentran los esfuerzos que actúan en la estructura y se comparan con el esfuerzo admisible del suelo.

$$\sigma_{1,2} = \frac{P}{A} \pm \frac{M * c}{I} \quad \leq \quad \sigma_{adm} \tag{4.72}$$

3) Se revisa el punzonamiento en la zapata.

$$\phi Vn > Vu \tag{4.73}$$

4) Se revisa el corte como viga.

$$Vu < \phi * Vc \tag{4.74}$$

5) Se diseña a flexión.

6) Se chequea todas las condiciones que limitan en este diseño y se calcula.

4.3.3.2. Procedimiento de zapata corrida

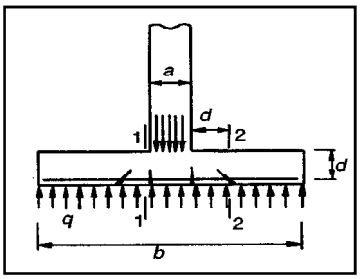


Fig.4.16. Zapata para muro

Se determina el esfuerzo último

$$\sigma_{último} = \frac{Pu}{A} \tag{4.75}$$

Se encuentra el momento flector máximo

$$Mu = \frac{1}{8} * \sigma_{últ} * (b - a)^2 \tag{4.76}$$

Se asume un valor de “d” y se calcula el cortante en la sección 2-2.

$$Vu = \sigma_{últ} * \left(\frac{b-a}{2} - d \right) \tag{4.77}$$

Se determina la resistencia al corte suministrado por el concreto para encontrar el espesor “d” en la zapata.

$$Vc = 0.55 * \sqrt{f'c} * b * d$$

(4.48)

Se determina la cuantía para el refuerzo transversal y longitudinal.

4.4. DISEÑO EN ACERO

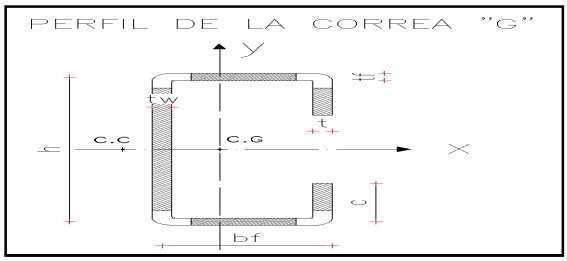


Fig.4.17. Perfil de las correas

En correas se diseña para flexión y corte por lo tanto se debe verificar que cumpla la siguiente ecuación[14].

$$\frac{fb_w}{Fb_w} + \frac{fv}{Fv} \leq 1.0 \tag{4.78}$$

4.5.1. PROCEDIMIENTO PARA DISEÑO EN CORREAS DE ACERO

1) Calcular las propiedades de la sección.

Determinar los esfuerzos permisibles por pandeo local.

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) * \sqrt{\frac{f}{E}} \tag{4.78a}$$

2) Se calcula el momento crítico de pandeo elástico.

$$Me = cb * ro * A * \sqrt{\sigma_{ey} * \sigma_t} \qquad (4.78b)$$

3) Se debe cumplir la condición de :

$$Si \quad Me > 0.5My \Rightarrow Mc = My * \left(1 - \frac{My}{4 * Me}\right) \qquad (4.78c)$$

$$Si \quad Me < 0.5My \Rightarrow Mc = Me$$

Para el ancho efectivo

$$\lambda < 0.673 \Rightarrow be = w \qquad (4.78d)$$

$$\lambda > 0.673 \Rightarrow be = ro * w \qquad (4.78e)$$

Donde:

$$ro = \left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right) * \frac{1}{\lambda} \qquad (4.78f)$$

4) Se determina el esfuerzo crítico de pandeo (Fc).

Cuando:

$$\left(\frac{w}{t}\right) \leq 10.83 \Rightarrow Fc = 0.60 * fy \qquad (4.78g)$$

$$10.83 \leq \left(\frac{w}{t}\right) \leq 24.66 \Rightarrow Fc = fy * \left[0.767 - \frac{3.15}{10^4}\left(\frac{w}{t}\right)\sqrt{fy}\right] \qquad (4.78h)$$

$$24.66 \leq \left(\frac{w}{t}\right) \leq 25 \Rightarrow Fc = \frac{562961}{\left(w/t\right)^2}$$

(4.78i)

Para secciones angulares.

$$25 \leq \left(\frac{w}{t}\right) \leq 60 \Rightarrow Fc = \frac{562961}{\left(w/t\right)^2} \qquad (4.78j)$$

Para otros perfiles

$$25 \le \left(\frac{w}{t}\right) \le 60 \Rightarrow Fc = 1393 - 19.70\left(\frac{w}{t}\right) \quad (4.78k)$$

5) Se calcula el esfuerzo permisible por flexión

Cuando:

$$\frac{0.36 * \Pi^2 * E * Cb}{fy} < \frac{L^2 * Sxe}{d * Iye} < \frac{1.8 * \Pi^2 * E * Cb}{fy} \Rightarrow \quad (4.78l)$$

$$Fb = \frac{2}{3} fy - \frac{fy^2}{5.4 * \Pi^2 * E * Cb}\left(\frac{L^2 * Sxe}{d * Iye}\right) \quad (4.78m)$$

Cuando:

$$\frac{L^2 * Sxe}{d * Iye} > \frac{1.8 * \Pi^2 * E * Cb}{fy} \Rightarrow \quad (4.78n)$$

$$Fb = 0.6 * 5.4 * \Pi^2 * E * Cb\left(\frac{d * Iye}{L^2 * Sxe}\right) \quad (4.78o)$$

6) Se determina el momento resistente (Mr)

$$Mr = Fb * Sxe \quad (4.78p)$$

7) Chequeo por esfuerzo de flexión en el alma (Fbw).

Para vigas con patines a compresión rigidizados.

$$Fbw = \left[1.21 - 0.00034 * \left(\frac{h}{t}\right) * \sqrt{fy}\right] * 0.60 * \sqrt{fy} \le 0.60 * fy \quad (4.78q)$$

Para vigas con patines a compresión no rigidizados.

$$Fbw = \left[1.26 - 0.00051 * \left(\frac{h}{t}\right) * \sqrt{fy}\right] * 0.60 * \sqrt{fy} \le 0.60 * fy \quad (4.78r)$$

8) Se verifica el máximo esfuerzo promedio por corte.

Cuando:

$$\frac{h}{t} \leq 237 * \sqrt{\frac{kv}{fy}} \Rightarrow Fv = \frac{65.70 * \sqrt{kv * fy}}{\left(h/t\right)} \leq 0.40 * fy \qquad (4.78s)$$

o

$$\frac{h}{t} > 237 * \sqrt{\frac{kv}{fy}} \Rightarrow Fv = \frac{15600 * kv}{\left(h/t\right)^2} \qquad (4.78t)$$

Donde:

Kv: Es el coeficiente de pandeo por corte.

Para almas no reforzadas

Kv=5.34.

Para almas con rigidizadores transversales.

Si

$$\frac{a}{h} \leq 1 \Rightarrow kv = 4 + \frac{5.34}{\left(a/h\right)^2} \qquad (4.78u)$$

$$\frac{a}{h} > 1 \Rightarrow kv = 5.34 + \frac{4}{\left(a/h\right)^2} \qquad (4.78v)$$

a: distancia entre rigidizadores transversales.

9) Se verifica la combinación de esfuerzos de flexión y corte en el alma.

10) Se verifica la deflexión máxima.

$$\Delta = \frac{5 * w * L^4}{384 * E * I} \qquad (4.78w)$$

4.5. DISEÑO EN MADERA

El diseño de elementos de madera debe hacerse para cargas de servicio o método de esfuerzos admisibles[4].

4.6.1. CRITERIOS DE DISEÑO

Los elementos sometidos a la acción de fuerzas axiales y de flexión, deben ser diseñados a flexo-compresión o flexo-tracción según sea el caso.

Con respecto al material es recomendable utilizar maderas tipo C, porque tienen baja densidad, son fáciles de clavar y livianas para su montaje.

La sección del elemento no debe ser menor de 6.5cm de peralte y 4cm de ancho, a menos que se usen cuerdas de elementos múltiples.

En caso de que el espaciamiento entre armaduras sea de 60cm o menos, los esfuerzos admisibles pueden ser incrementados en un 10%, y se puede utilizar un módulo de elasticidad promedio, en caso contrario se consideran esfuerzos admisibles sin incremento y el módulo de elasticidad mínimo.

4.6.2. HIPÓTESIS DE DISEÑO

- Los efectos que producen las cargas verticales en vigas, viguetas, entablados y en general a los elementos horizontales que forman parte de pisos o techos son el corte y la flexión.
- En las vigas el análisis y diseño puede hacerse considerando el material como homogéneo, isotrópico y de comportamiento lineal.

- Los elementos que constituyen las armaduras pueden ser considerados rectos de sección transversal uniforme, homogéneos y perfectamente ensamblados en las uniones.

- Las cargas de cobertura se trasmiten a través de las correas. Estas a su vez pueden descansar directamente en los nudos o en los tramos entre nudos de la cuerda superior originando momentos flectores en estos elementos.

- Las fuerzas axiales en las barras de la armadura pueden calcularse suponiendo las cargas aplicadas directamente en los nudos. Cuando este no sea el caso, se podrá reemplazar la acción de las cargas repartidas por su efecto equivalente en cada nudo. Basta con suponer las cuerdas simplemente apoyadas en los nudos donde se desea concentrar la acción.

4.6.3. DISEÑO DE LAS VIGAS

4.6.3.1. Deflexiones admisibles.

Las deflexiones admisibles en vigas, viguetas o entablados de piso o techo dependen del uso que se les destine a la estructura, estas deformaciones deben limitarse para que la estructura no produzca daños a los elementos estructurales así como a los acabados, para esto se genera la tabla 4.02.

Tabla 4.02. Deflexiones máximas admisibles		
Carga Actuante	Con cielo raso de yeso	Sin cielo raso de yeso
Carga permanente + sobrecarga	L/300	L/250
Sobrecarga	L/350	L/350

FUENTE : Manual de diseño de la Junta del acuerdo de cartagena (JUNAC)

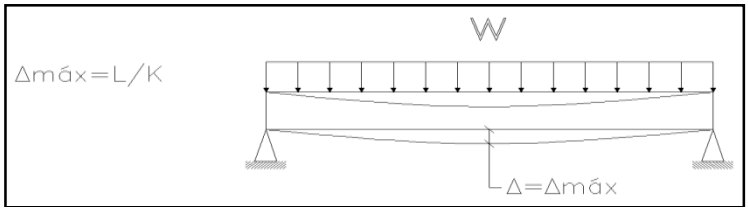


Fig. 4.18 Limitación de deflexiones (Según la tabla 4.03)

4.6.3.2. Flexión

Los esfuerzos de compresión o de tracción producidos por flexión, σ_m no deben exceder el esfuerzo admisible, fm, para el grupo de madera escogido.

Los esfuerzos pueden incrementarse en un 10%, al diseñar entablados o viguetas, si hay una acción de conjunto garantizado.

Con respecto a las hipótesis mencionadas anteriormente el máximo esfuerzo se produce en la fibra mas alejada del eje neutro como muestra la figura 4.19.

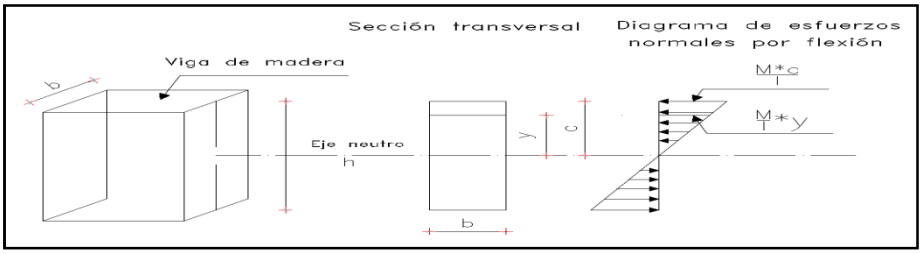


Fig. 4.19. Diagrama de esfuerzos normales producidos por flexión.

$$|\sigma_m| = \frac{|M|}{I} * c \equiv \frac{|M|}{Z} < fm \qquad (4.79)$$

Donde:

I: momento de inercia

$$I = \frac{b * h^3}{12} \qquad (4.80)$$

Z: Módulo se sección

$$Z = \frac{b * h^2}{6} \qquad (4.81)$$

C: Distancia desde el eje neutro a la fibra más alejada.

b : Base de la sección.

h: Altura de la sección

4.6.3.3. Corte

Los esfuerzos cortantes, τ, no debe exceder el esfuerzo máximo admisible para corte paralelo a las fibras fv, del grupo de madera que escoja.

Los esfuerzos pueden incrementarse en un 10% al diseñar entablados o viguetas si hay una acción de conjunto garantizado.

La resistencia al corte en la dirección perpendicular a las fibras es mucho mayor y por lo tanto no requiere verificarse.

El esfuerzo de corte en una sección transversal de un elemento sometido a flexión y a una cierta distancia del plano del eje neutro es como muestra la figura 4.20.

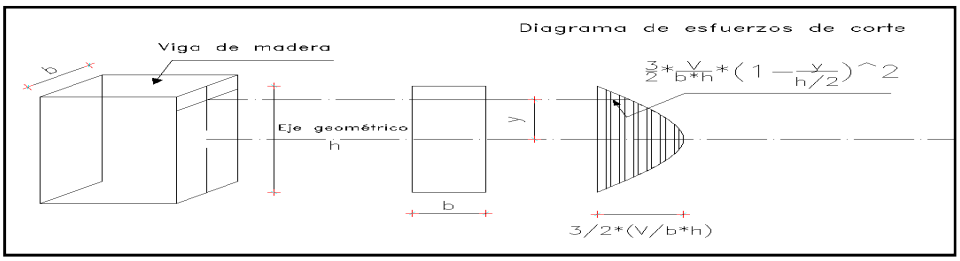


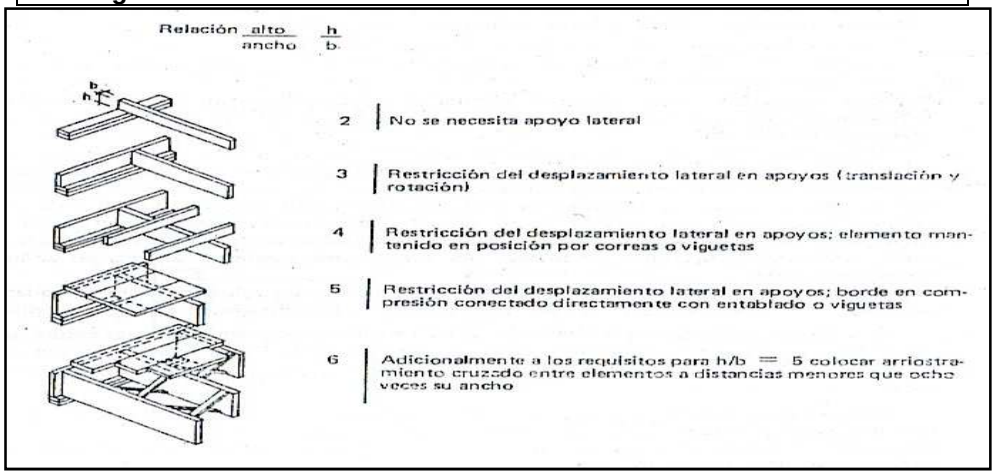
Fig. 4.20. Distribución de esfuerzos de corte.

$$|\tau| = \frac{3}{2} * \frac{|V|}{b * h} < fv \qquad (4.82)$$

4.6.3.4. Estabilidad

Las vigas, viguetas y elementos similares deben arriostrarse adecuadamente para evitar el pandeo lateral de las fibras en compresión, para secciones rectangulares los requisitos de arriostramiento pueden relacionarse con el peralte y ancho, por lo tanto se utilizan los siguientes criterios empíricos como muestra en la tabla 4.03.

Tabla 4.03. Requisitos de arriostramiento para elementos de sección rectangular



FUENTE : Manual de diseño de la Junta del acuerdo de cartagena (JUNAC)

4.6.3.5. Procedimiento de diseño en elementos a flexión.

1) Definir las bases de cálculo.

a) Grupo de madera a utilizarse

b) Se debe determinar las dimensiones comerciales y reales de la madera.

c) Cargas a considerarse en el diseño.

d) Se determina la ocupación y uso que requiere la estructura.

e) Condiciones de apoyo, luz de cálculo y espaciamiento.

Utilizar del análisis de la estructura el momento máximo y cortante o e su defecto establecer estos valores de diagramas y formulas de tablas

2) Establecer los esfuerzos admisibles de flexión, corte, compresión perpendicular y módulo de elasticidad.

3) Calcular el momento de inercia (I), necesario por deflexiones

$$I = \frac{b * h^3}{12} \qquad (4.80)$$

4) Calcular el módulo se sección (Z), necesario por resistencia.

$$Z = \frac{b * h^2}{6} \tag{4.81}$$

5) Seleccionar la sección mayor de las calculadas en los pasos 4 y 5.

6) Verificar el esfuerzo cortante

7) Verificar la estabilidad lateral de la tabla 4.2

4.6.4. DISEÑO DE ARMADURAS (CERCHAS).

4.6.4.1. Diseño de elementos a flexo-compresión.

Para diseñar los elementos a flexo-compresión se utiliza la siguiente ecuación:

$$\frac{N}{Nadm} + \frac{km * |M|}{Z * f'm} < 1 \tag{4.83}$$

Donde:

Nadm: Carga admisible en función de la esbeltez.

$$Nadm = 0.329 * \frac{Emín * A}{\lambda^2} \tag{4.84}$$

$$km = \frac{1}{1 - 1.5 * \frac{N}{Ncr}} \tag{4.85}$$

$$Ncr = \frac{\Pi^2 * Emín * I}{(l_{ef})^2} \tag{4.86}$$

4.6.4.2. Longitud Efectiva

La longitud efectiva de los distintos elementos de una armadura se determina de acuerdo a la tabla 4.05

Tabla 4.04	**Longitud efectiva (l_{ef})**	
Elemento	**d**	**Lef**
Cuerda (en el plano de la armadura)	h	$0.4*(l_1+l_2)$ *ó* $0.4*(l_2+l_3)$
Sector de cuerda entre correas (fuera del plano dela armadura)	b	lc
Momento o diagonal	b	$0.8*ld$
Nota: Si la longitud efectiva de uno de ellos es menor que 0.8 de la longitud efectiva de la adyacente, se asumirá como longitud efectiva de cálculo 0.9 de la longitud mayor, en caso contrario se tomará el mayor promedio de las luces adyacentes		

FUENTE : Manual de diseño de la Junta del acuerdo de cartagena (JUNAC).

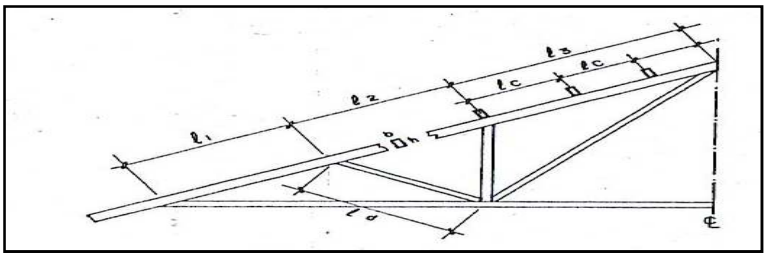
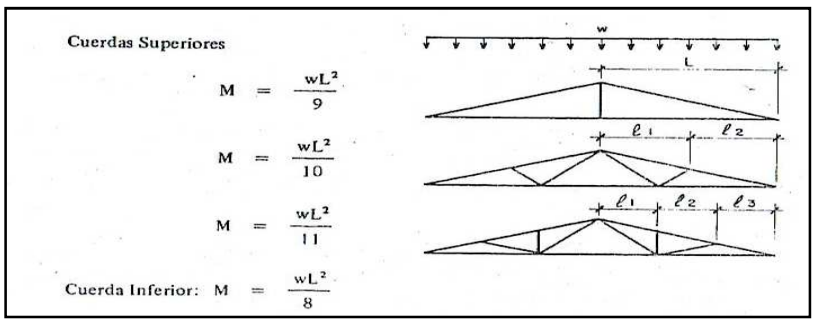


Fig.4.21 Longitudes para el cálculo de lef.

4.6.4.3. Cuerdas con carga en el tramo

Los momentos de flexión generados por las cargas aplicadas en las cuerdas pueden ser determinados suponiendo que las cuerdas se comportan como vigas continuas apoyados en los extremos de las diagonales o montantes estos momentos de determinan de la tabla 4.06.

Tabla 4.06. Momentos de flexión de diseño



FUENTE : Manual de diseño de la Junta del acuerdo de cartagena (JUNAC).

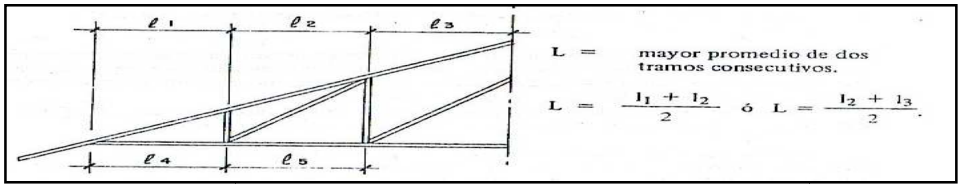


Fig. 4.22 Luces para el cálculo de L (Tabla 4.06).

4.6.4.4. Procedimiento de diseño

1) Se elige el tipo de armadura.

2) Se determina el grupo de madera, y se encuentran las propiedades de diseño.

3) Se determina la longitud efectiva de acuerdo a la tabla 4.1.

4) Se Determina los momentos

5) Se Diseña cada elemento. En esteo caso se tiene cuerdas y se utilizará elementos sometidos a flexo-compresión.

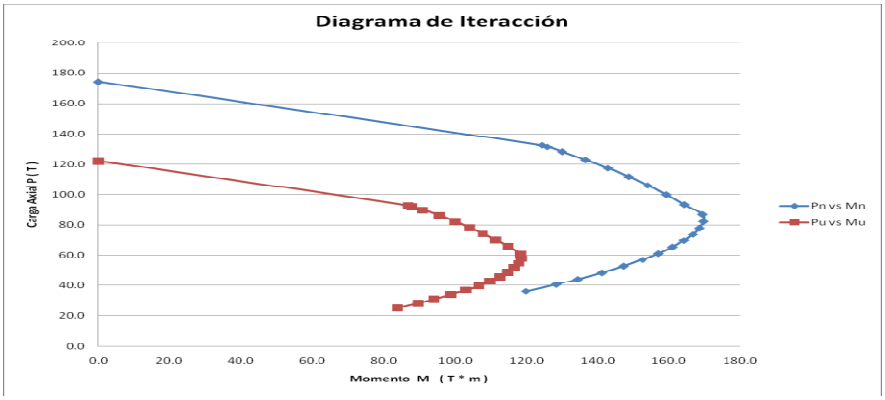
6) Se determina el espaciamiento máximo entre correas, para garantizar la esbeltez fuera del plano de la cuerda (λ_y) igual o menor del plano :

$$lc = \lambda_x * b \qquad \text{(Ec.4.87)}$$

4.6. EJEMPLOS.

4.6.4. DISEÑO DE ALTERNATIVA 1.

4.6.1.6 Diagrama de interacción por el método de última resistencia.



4.6.1.7 Diseño de correas en acero de la cubierta.

Diseño de elementos a flexión y corte		
Correas		
Datos		
L =	3.06	m
M =	82.475	Kg - m
V =	140.58	Kg

Datos				
H	10.00	[cm]	3.94	[plg]
b	5.00	[cm]	1.97	[plg]
c	1.50	[cm]	0.59	[plg]
e	**0.20**	**[cm]**	0.08	[plg]
Ar	4.34	[cm2]	0.67	[plg2]
Ix	69.20	[cm4]	1.66	[plg4]
rx	3.99	[cm]	1.57	[plg]
Iy	15.00	[cm4]	0.36	[plg4]
ry	1.86	[cm]	0.73	[plg]

Radio del perfil				
x =	1.5	e	1.5	e
r =	0.30	[cm]	0.12	[plg]

Propiedades del material		
A	10.00	[cm]
B	5.00	[cm]
C	1.50	[cm]
e	0.20	[cm]
a	9.00	[cm]
b	4.00	[cm]
c	1.00	[cm]
a	9.80	[cm]
b	4.80	[cm]
c	1.40	[cm]
u	0.63	[cm]
Ar =	4.30	[cm2]
x	1.62	[cm]
m	2.51	[cm]
xo	-4.12	[cm]
J	0.06	[cm4]
Cw (C)	**334.60**	**[cm6]**
Cw (G)	**155.93**	**[cm6]**
Cw	**334.60**	**[cm6]**

Dimensiones		
bf =	4.80	[cm]
tw =	0.20	[cm]
tf =	0.20	[cm]

AISI				
E =	2078000.00	[Kg / cm2]	29493.84	[ksi]
G =	796100.00	[Kg / cm2]	11299.35	[ksi]
Fy =	2400	[Kg / cm2]	34.06	[ksi]

Cálculo de esfuerzo permisible por pandeo local		
Elemento rigido (patín)		
w = bf * t =	4.6	[cm]
$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}}\left(\frac{w}{t}\right)\sqrt{\frac{f}{E}}$	$f = \frac{Mc}{Sf}$	$Sf = \frac{Ix}{c}$
c =	5	[cm]
Sf =	13.8	[cm3]

89

Me : Momento crítico de pandeo elástico				
$Me = Cb * r_o * A * \sqrt{\sigma_{ey} * \sigma_t}$		$\sigma_{ex} = \frac{\Pi^2 E}{\left(\frac{k*l}{rx}\right)^2}$		
K =	1.0			
σey =	757.0	[Kg / cm2]		
ro	6.03	[cm]	2.38	[plg]
$\sigma_t = \frac{1}{A*r_o}\left[\frac{\Pi^2 * E * Cw}{(k_t * l_t)^2} + G * J\right]$				
Kt =	1.0			
σt =	752.6	[Kg / cm2]		
Cb	1.0	[a]		
Me =	**19768.3**	**[Kg * cm]**		
Me > 0.5My				
$My = Sf * fy$	$Mc = My * \left(1 - \frac{My}{4Me}\right)$			
My =	33216.0	[Kg * cm]		
0.5*My =	**16608.0**	**[Kg * cm]**		
Mc =	19263.1	[Kg * cm]		
Comprobación				
Mc =	**19263.1**	**[Kg / cm2]**		
f =	1391.8	[Kg * cm]		
k =	4.0			
λ =	0.313	<	0.673	
be = ancho efec = w =	4.6	[cm]		
w / t =	23.0	[cm]		
w/t <= 10.83	Fc =	1440.0	[Kg / cm2]	
10.83 <= w/t <= 24.66	Fc =	989.0	[Kg / cm2]	
24.66 <= w/t <= 25	Fc =	1064.2	[Kg / cm2]	
Otros perfiles	Fc =	939.9	[Kg / cm2]	
Fc =	**989.0**	**[Kg / cm2]**		

$$Cuando \quad Me > 0.5My$$
$$Mc = My\left[1 - \frac{My}{4Me}\right]$$
$$Cuando \quad Me \le 0.5My$$
$$Mc = Me$$

$$\lambda \le 0.637 \rightarrow be = w$$
$$\lambda \ge 0.673 \rightarrow be = \rho * w$$
$$Donde \ :$$
$$\rho = \left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)\frac{1}{\lambda}$$

$$\left(\frac{w}{t}\right) \le 10.83 \rightarrow Fc = 0.60Fy$$
$$10.83 \le \left(\frac{w}{t}\right) \le 24.66 \rightarrow Fc = Fy\left[0.767 - \frac{3.15}{10^4}\left(\frac{w}{t}\right)\sqrt{Fy}\right]$$
$$24.66 \le \left(\frac{w}{t}\right) \le 25 \rightarrow Fc = \frac{562961}{\left(\frac{w}{t}\right)^2} \quad sección\ angular$$
$$\rightarrow Fc = 1393 - 19.70\left(\frac{w}{t}\right) \quad otros \quad perfiles$$

Cálculo de esfuerzo permisible por flexión				
c =	5	[cm]		
Sex = Ix/c =	13.8	[cm3]	0.84	[plg3]
L =	300.0	[cm]	118.11	[plg]
Iye = 0.5*Iy =	7.5	[cm4]	0.18	[plg4]
d =	15.0	[cm]	5.91	[plg]
Cb =	1.0	[a]		
0.36*(∏^2)*E*Cb/Fy	3076.17	[a]		
1.8*(∏^2)*E*Cb/Fy	15380.87	[a]		
(L^2)*Sxe / d*Iye =	11072.00	[a]		
Fb =	1024.12	[Kg / cm2]	14.54	[ksi]
Fb =	1111.33	[Kg / cm2]	15.77	[ksi]
Fb =	**1024.12**	**[Kg / cm2]**	**14.54**	**[ksi]**
Mr =	**14173.76**	**[Kg *cm]**		

$$Si:$$
$$\frac{0.36*\Pi^2*E*Cb}{Fy} < \frac{L^2*Sxe}{d*Iye} \le \frac{1.8*\Pi^2*E*Cb}{Fy}$$
$$\rightarrow Fb = \frac{2}{3}Fy - \frac{Fy^2}{5.4*\Pi^2*E*Cb}\left(\frac{L^2*Sxe}{d*Iye}\right)$$
$$Si$$
$$\frac{L^2*Sxe}{d*Iye} \ge \frac{1.8*\Pi^2*E*Cb}{Fy}$$
$$\rightarrow Fb = 0.6*\Pi^2*E*Cb*\left(\frac{d*Iye}{L^2*Sxe}\right)$$

Chequeo por esfuerzo de flexión en el alma				
h =	14.6	[cm]	5.7	[plg]
h / t =	73.0	[a]		
Vigas con patines a compresion rigidizados				
Fbw =	21.77	[ksi]	1533.8	[Kg / cm2]
Vigas con patines a compresion no rigidizados				
Fbw =	21.31	[ksi]	1501.5	[Kg / cm2]
0.6*Fy =	20.4	[ksi]	1440.0	[Kg / cm2]
0.67*Fy =	23.2	[ksi]	1632.0	[Kg / cm2]
Fbw < 0.6*Fy	OK			
Fbw < 0.67*Fy	OK			
Escoger (S) para vigas con patín rigidizados o (N) para no rigidizados				
S				
Fbw =	**1533.8**	**[Kg / cm2]**	**21.77**	**[ksi]**

Vigas con patines a compresión rigidizados

$$Fbw = \left[1.21 - 0.00034\left(\frac{h}{t}\right)\sqrt{Fy}\right] * 0.60Fy$$

Vigas con patines a compresión no rigidizados

$$Fbw = \left[1.26 - 0.00051\left(\frac{h}{t}\right)\sqrt{Fy}\right] * 0.60Fy$$

Chequeo por máximo esfuerzo promedio de corte				
coeficiente de pandeo por corte (kv)				
Para almas no reforzada				
kv =	5.34			
Para almas con rigidizadores transversales				
Distancia entre rigidizadores transversales				
a =	5.00	[cm]		
a / h =	0.50	[a]		
kv =	25.36			
Escoja (N) para almas no reforzadas o (S) almas con rigidizadores transversales.				
N				
kv =	**5.34**	**[a]**		
h / t =	50.00	[a]		
237*√(kv/Fy)	93.84			
h / t <= 237*√(kv/Fy)				
Fv =	17.7	[ksi]	1248.615601	[Kg / cm2]
h / t > 237*√(kv/Fy)				
Fv =	33.3	[ksi]	2347.686657	[Kg / cm2]
Fv =	**17.7**	**[ksi]**	**1248.615601**	**[Kg / cm2]**
0.53 * Fy =	18.1	[ksi]	1272	[Kg / cm2]
0.4 * Fy =	13.6	[ksi]	960	[Kg / cm2]
0.53 * Fy > 0.4 Fy	OK			
Fv =	**13.6**	**[ksi]**	**960**	**[Kg / cm2]**
Corte Resistente				
Area del alma	**2.0**	**[cm2]**		
Vr = Fv * Area del alma	**1920.0**	**[Kg]**		

Kv : Coeficiente de pandeo por corte

Para almas no reforzadas

$kv = 5.34$

Para almas con rigidizadores transversales

cuando $\frac{a}{h} \le 1 \rightarrow kv = 4 + \frac{5.34}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$

cuando $\frac{a}{h} > 1 \rightarrow kv = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$

a : distancia libre entre rigidizadores transversales.

Cuando

$$\frac{h}{t} \le 237\sqrt{\frac{Kv}{Fy}} \rightarrow Fv = \frac{65.7\sqrt{kv * Fy}}{\left(\frac{h}{t}\right)^2} \le 0.40Fy$$

Cuando

$$\frac{h}{t} > 237\sqrt{\frac{Kv}{Fy}} \rightarrow Fv = \frac{15600\sqrt{kv}}{\left(\frac{h}{t}\right)^2}$$

Combinación de esfuerzo por flexión y corte en las almas

$$\left(\frac{f_{bw}}{F_{bw}}\right)^2 + \frac{fv}{Fv} \leq 1$$

fbx =	595.92	[Kg / cm2]
fv =	70.29	[Kg / cm2]
(fbw / Fbw) ^ 2 =	0.151	
(fv / Fv) =	0.073	
(fbw / Fbw) ^ 2 + (fv/Fv)=		0.224
Comprobación		
(fbw / Fbw) ^ 2 + (fv/Fv) <= 1		OK

Chequeo de deflexion máxima

WD =	29	[Kg / m]
WL =	81	[Kg / m]
Wwz =	11	[Kg / m]
Wg =	56	[Kg / m]
W =	1.77	[Kg / cm]

$$\Delta = \frac{5 * W * L^4}{384 * E * I}$$

Δ =	1.41	[cm]
Δ =	0.14	[mm]

4.6.1.8 Diseño de zapata aislada eje 1-A.

A Datos de la zapata

Carga	T-m
Pu	2.538
Mu	0.031
Esfuerzo	T/m2
σ =	10

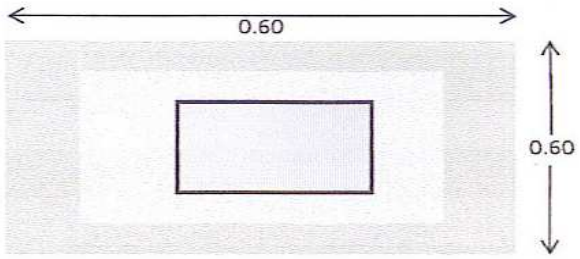
B Determinar el área de cimentación

$$Area = \frac{P\ neta}{\sigma\ neta}$$

A =		m2

Carga	T-m
Ps	1.637
Ms	0.02
	1.2

A =	0.20	m2
b =	0.6	m
h =	0.3	m
h =	0.6	m
A=	0.4	m2

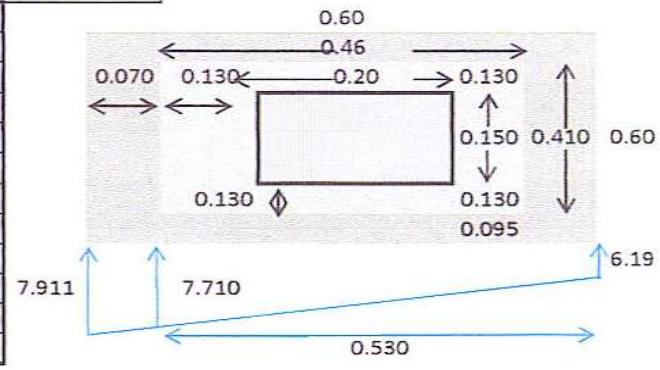


C

Esfuerzos		
Cargas de servicio		
σ + =	5.104	T/m2
σ - =	3.993	T/m2
Cargas últimas		
σ + =	7.911	T/m2
σ - =	6.189	T/m2

D Asumir el espesor de la zapata y comprobar

h =	0.2	m
r =	0.07	m
d =	0.13	m
Colocar dimensiones de columna		
bc =	0.15	m
hc =	0.2	m
Propiedades del hormigón		
f´c =	210	Kg / cm2
f´y =	4200	Kg / cm2

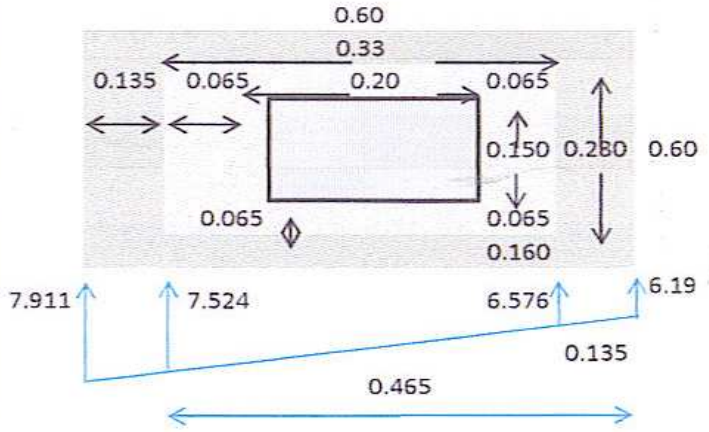


E

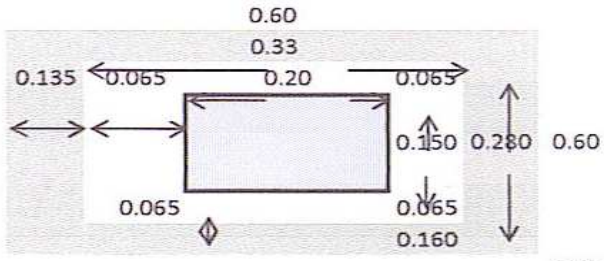
Corte como viga ancha		
σ =	10.000	T/m2
bz =	0.600	m
hz =	0.600	m
bc =	0.150	m
hc =	0.200	m
Vu =	0.49	T
Φ =	0.85	
Vn =	0.581	T
Comprobación		
Vc =	5990.735	Kg
Vc =	5.991	T
Vu/Φ < Vc	OK	

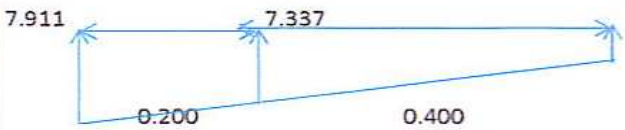
F

Punzonamiento		
Propiedades de la zapata		
d =	0.130	m
σ =	10.000	T/m2
bz =	0.600	m
hz =	0.600	m
bc =	0.150	m
hc =	0.200	m
f´c =	210	Kg / cm2
f´y =	4200	Kg / cm2
Perimetro colaborante		
bo =	1.220	m
Vu =	2.95	T
Φ =	0.85	
Vu/ø =	3.465	T



Comprobación		
Vc <= Factor		
β =	1.333	
Factor 1 =	1.325	
Columna esquinera		
α =	20.000	
Factor 2 =	1.095	
Columna exterior		
α =	30.000	
Factor 2 =	1.377	
Columna interior		
α =	40.000	
Factor 2 =	1.660	
Factor 3 =	1.060	
El menor valor		
Factor 3 =	1.060	
Se encuentra el Vc		
Vc =	24362.323	Kg
Vc =	24.362	T
Vu/ø < Vc	OK	



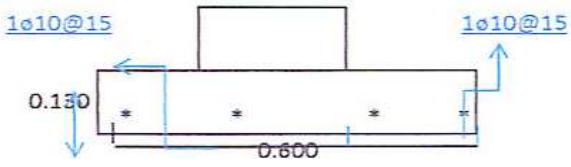


Flexión		
G Diseño		
Propiedades de la zapata		
d =	0.130	m
σ =	10.000	T/m2
bz =	0.600	m
hz =	0.600	m
bc =	0.150	m
hc =	0.200	m
f´c =	210.00	Kg / cm2
f´y =	4200.00	Kg / cm2
Perimetro colaborante		
Mu =	0.154	T-m /m
Φ =	0.90	
Mn =	0.172	T-m /m

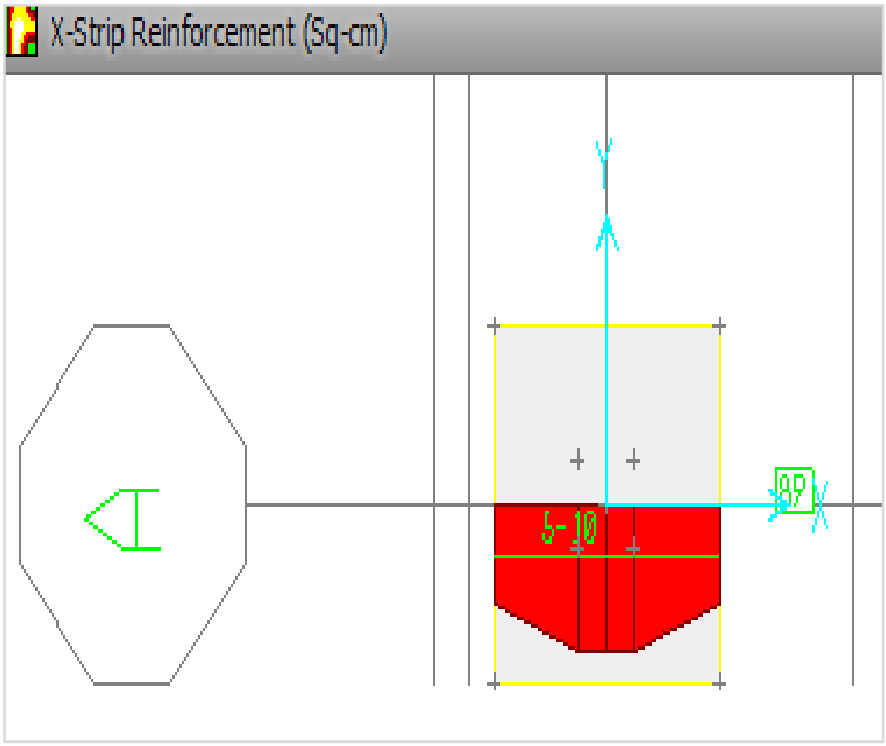
$$\rho_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{fy} \geq \frac{14}{fy} = 0.0033$$

ρ min =	0.0033

ρ min =	0.0033			
As min =	2.574	[cm2]		
1	ø	10	@	15



4.6.1.9 Diseño de zapata eje 1-A mediante un programa.



4.6.1.10 Diseño de zapata corrida.

4.6.1.5 Diseño de zapata corrida.

Muro		
bm =	15	[cm]
bm =	0.15	[m]

D =	3.38	[T/m]
L =	0.37	[T/m]

Propiedades		
fc =	210	[Kg/cm2]
fy =	4200	[Kg/cm2]

Presion admisible del suelo		
σ adm =	10.00	[T/m2]

a) Cálculo del área de la zapata

Asumir espesor		
h =	20	[cm]
h =	0.20	[m]

Peso de zapata		
Pz =	732.36	[kg/m2]
Relleno del suelo		
Relleno =	0.6	[m]
γ Relleno =	1601.85	[kg/m3]
Relleno =	961.11	[kg/m2]

σ adm =	8306.53	[kg/m2]

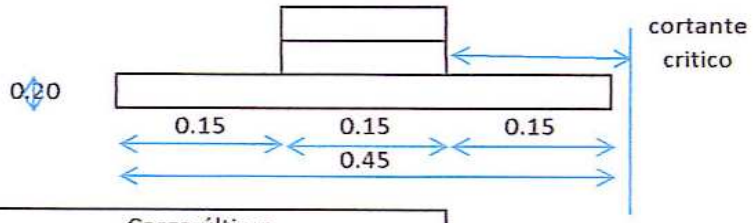
Presion admisible		
P ser =	3750.00	[kg/m]

ancho de la zapata		
b =	0.45	[m]
b =	0.45	[m]

$$A = \frac{Pserv}{\sigma_{adm}}$$

Longitud del muro		
L =	1.00	[m]

Area corregida de la zapata		
A =	0.45	[m2]



Carga última		
Pu =	5.36	[T/m]

b)

Presion última del suelo		
σ últ =	1.19	[kg/cm2]

$$\sigma_{ult} = \frac{Pu}{A}$$

Diseño a flexión

La sección crítica corresponde al borde delmuro

Mu =	134.03	[kg*m/m]

$$Mu = \frac{\sigma_{ult} * L * b^2_{borde}}{2}$$

Mu =	134.03	[kg/m]
Mu =	134.03	[Kg*m/m]
Mu =	13402.50	[Kg*cm/m]

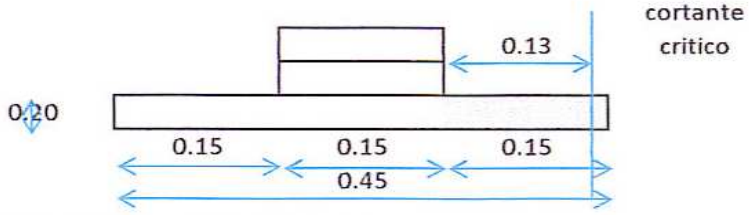
$$Mu = \frac{1}{8} * \sigma_{ult} * (b-a)^2$$

c)

Revision del espesor asumido para la zapata

La sección critica está localizada a distancia		
"d" delborde del muro		
Asumir valor de d		
d =	0.13	[m]
d =	13.00	[cm]
Todo el cortante es absorvido por el apoyo o la altura delcortante		
Sección critica a cortante		

$$Vu = qu * \left(\frac{b-a}{2} - d \right)$$



d)

Cortante		
Vu =	238.27	[Kg/m]

Resistencia a cortante por pie			
ø =	0.85	[a]	
Vu =	652.84	* d	[Kg*cm/m]
Vu =	65283.65	* d	[Kg*m/m]

$$\phi * Vc = \phi * 2 * \sqrt{f'c} * b * d \quad ó$$
$$\phi * Vc = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

d =	0.36	[cm]
d =	0.0036	[m]
d =	0.1300	[m]

Se exige un recubrimiento de 5cm a 7 cm

d' =	7.00	[cm]
h =	20.00	[cm]

Φ =	0.90	
Mn =	14891.667	[Kg*cm/m]
Mn/bd^2 =	0.88	[a]

Cuantía observada se debería colocar una cuantía minima la cual
debe ser mayor que la requerida por efecto de retracción
de fraguado y efecto de temperatura

ρ mín =	0.0010

$$\rho_{mn} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{fy} \geq \frac{14}{fy} = 0.0033$$

ρ mín =	0.0033

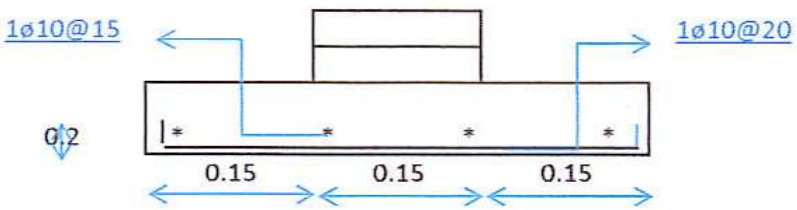
ρ mín =	0.0033	
As mín =	4.290	[cm2]

1	ø	10	@	18

Normal a la armadura principal debe colocarse como mínimo
el refuerzo que se requiere por efectos de retracción
de fraguado y cambios de temperatura

ρ mín =	0.0018			
As normal =	1.62	[cm2]		
3	ø	10	@	23

ρ mín =	0.0033			
As normal =	2.97	[cm2]		
1	ø	10	@	15



4.6.5. DISEÑO DE ALTERNATIVA 2

4.6.2.2 Diseño de cercha en madera.

Diseño de armadura		
Datos		
Luz =	4.00	m
s =	1.13	m

1 Bases de cálculo

a)

Elegir geometría				
Armadura	Z	Caso	6	Tabla 11.30
Pendiente	1/4	0.24	14.04	

b) Propiedades de diseño.

Grupo de madera	C	
Eminimo =	55000	[Kg / cm2]
Epromedio =	90000	[Kg / cm2]
Esfuerzo admisible de flexion (fm) =	100	[Kg / cm2]
Esfuerzo admisible (fc) =	80	[Kg / cm2]
Esfuerzo admisible de compresion perpendicular (fcl) =	15	[Kg / cm2]
Esfuerzo admisible de corte paralelo (fv) =	8	[Kg / cm2]
Esfuerzo admisible de t (ft) =	75	[Kg / cm2]

Tabla 13.20

2 Cargas y Análisis estructural.

a) Cargas uniformes repartidas

Cargas repartidas sobre cuerdas superiores

Wp =	148.00	[Kg / m]

c) Cargas concentradas equivalentes

P =	148.00	[Kg]

d) Fuerzas axiales en las barras

Elemento	Lh [m]	L [m]	N [Kg]
A	0.25	0.26	71.27
B	1.19	1.24	1001.00
C	0.81	0.85	323.20
D	0.81	0.85	319.30
E	1.19	1.24	1002.20
F	0.25	0.26	79.70

3 Diseño de los elementos

a)

Barra :	A

Condición	Flexo-compresion

N =	1001.00	[Kg]

Longitud efectiva	0.84	[m]	Tabla 11.1

Longitud para momento	1.13	[m]
Longitud para momento	1.13	[m]

M =	23.623	[Kg - m]	
M =	27.400	[Kg - m]	programa

Propiedades de la sección		
b =	6.00	[cm]
h =	9.00	[cm]

A =	54.00	[cm2]

Ix =	364.50	[cm4]

Zx =	81.00	[cm3]

Para elementos sujetos a flexocompresion se utiliza la siguiente expresion

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{k_m M}{Z * fm} < 1$$

Donde : N_{adm}: carga admisible en funcion de la esbeltez

λx = L efec / d =	9.28

Ck =	18.42	Tabla 9.4

				Longitud de entramado
λx < 10	N adm =	4320.00	[Kg]	Corto
10 < λx < Ck	N adm =	4227.21	[Kg]	Intermedio
Ck < λx < 50	N adm =	11345.27	[Kg]	Largo

λx < 10	N adm =	4320.00	[Kg]	Corto

N critico =	28360.36	[Kg]

$$Ncr = \frac{\Pi^2 * E\min * I}{\lambda^2}$$

km =	1.06	[a]

$$km = \frac{1}{1 - 1.5\frac{N}{Ncr}}$$

N/Nadm =	0.23
km*M / Z*fm =	0.36

N/Nadm + km*M/Z*fm	0.59	[a]

N/Nadm + km*M/Z*fm < 1.33	**OK**

El espaciamiento máximo entre correas, para garantizar una esbeltez fuera del plano de la cuerda (λy) igual o menor a la del plano (λx), será igual a Lc= λx *b

Lc =	55.68	[cm]

4.6.6. DISEÑO DE ALTERNATIVA 3

4.6.3.3 Diseño de vigas en madera.

Diseño de viguetas

1 a

Bases de cálculo		
Grupo de madera	B	
E (0-0,5) o Eminimo =	75000	[Kg / cm2]
Epromedio =	100000	[Kg / cm2]
Esfuerzo admisible de flexion (fm) =	150	[Kg / cm2]
Esfuerzo admisible (fc) =	110	[Kg / cm2]
Esfuerzo admisible de compresion perpendicular (fcl) =	28	[Kg / cm2]
Esfuerzo admisible de corte paralelo (fv) =	12	[Kg / cm2]
Esfuerzo admisible de t (ft) =	105	[Kg / cm2]

Datos de la sección		
Nº de vigas	1	u
b =	6	[cm]
h =	12	[cm]

b cargas a ser consideradas

Piso		
Entablado	20	[Kg / m2]
viguetas Tabla 13.4	10	[Kg / m2]
Total de piso	30	[Kg / m2]

Tabla 8.10, Junac

Sobrecarga		
techo	0	[Kg / cm2]
piso	200	[Kg / cm2]

Tabla 13.3, Junac

c Deflexiones admisibles

Deflexiones máximas admisibles		
Carga actuante	SCF	SCF
D + L	L/300	L/250
L	L/350	L/350

Valor del coeficiente k		
Carga actuante	SCF	SCF
D + L	300	250
L	350	350

Δ máx = L / K

d Luz en viga de madera

Luz eje - eje	3.06	[m]
Luz libre del elemento	3.06	[m]
ancho del apoyo (s)	0.66	[m]

Acciones en la estructura		
Entablado	20.00	[Kg / m2]
viguetas Tabla 13.4	10.00	[Kg / m2]
Total	30.00	[Kg / m2]
Piso	19.80	[Kg / m]

2

Distribución de cargas		
Total de carga muerta WD	19.80	[Kg / m]

Sobrecarga WL		
techo	0	[Kg / m]
piso	132	[Kg / m]
Total	132	[Kg / m]

Carga muerta WD =	19.80	[Kg / m]
Sobrecarga WL =	132.00	[Kg / m]

Carga total WD + WL =	**151.80**	**[Kg / m]**

Momentos exteriores máximos M	118.45	[Kg * m]
Momentos exteriores máximos sap	121.92	[Kg * m]
Cortantes exteriores máximos V	232.25	[Kg]
Cortantes exteriores máximos V sap	215.02	[Kg]

$$Weq = 1.8w + wl$$

Weq =	167.64	[Kg / m]
Weq sap =	174	[Kg / m]

3 Esfuerzos admisibles y modulo de elasticidad

Para vigas se usa Eminimo y los esfuerzos de flexion y corte son iguales				
E minimo =	75000	[Kg / cm2]	75000	[Kg / cm2]
(fm) =	150	[Kg / cm2]	150	[Kg / cm2]
(fv) =	12	[Kg / cm2]	12	[Kg / cm2]
(fcl)=	28	[Kg / cm2]	28	[Kg / cm2]

4 Momentos de Inercia

Despejamos I y tenemos

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI} \le \frac{L}{K} \qquad I = \frac{5WL^3K}{384E}$$

$$I = \frac{1 * WL^3K}{384\,E}$$

A
Viga con apoyos
Para carga total necesario

Inecesario =	2084.78	[cm 4]

Para carga viva necesario		
Inecesario =	2298.18	[cm 4]

Escoger I necesario mayor		
Inecesario =	2298.18	[cm 4]

E
Viga empotrado
Para carga total necesario

Inecesario =	416.96	[cm 4]

Para carga viva necesario		
Inecesario =	459.64	[cm 4]

Escoger I necesario mayor		
Inecesario =	459.64	[cm 4]

Para comprobar escoja el tipo de apoyo para :	
Apoyos (A) ó Empotrado (E)	
Escoger	E

Escoger I necesario mayor		
Inecesario =	459.64	[cm 4]

5 Modulo de seccion necesaria por resistencia

$$Z \geq Z_{necesario} = \frac{M}{fm}$$

Z nec =	78.97	[cm 3]

Dimensiones de la sección		
Nº de vigas	1	u
b =	6	[cm]
h =	12	[cm]

Comprobación : Inecesario < Ibh ; Znecesario < Zbh			
I =	864.00	[cm 4]	OK
Z =	144.00	[cm 3]	OK

6 Verificar el esfuerzo cortante

Corte en la sección critica a una distancia del apoyo

$$Vh = Vmáx - wh$$

Vh =	214.04	[Kg]

Para una viga de seccion rectangular el esfuerzo de corte es :

$$\tau = 1.5 \frac{Vh}{bh}$$

τ =	4.46	[Kg / cm2]

Comprobación τ < fv =	OK

7 Verificar de la estabilidad lateral

h/b =	2.00	[a]

Tabla 8.6	Restingir el desplazamiento de los apoyos

8 Verificar la Longitud del apoyo (a)

$$fcperp = \frac{R}{ba} \qquad a > \frac{R}{b * fcperp}$$

a >=	1.38	cm
Sobredimensionado		

9 Verificar la deformación

Deformación máxima (Δmáx) =	0.012	[m]
Deformación sap (Δmáx) =	0.0081	[m]
Deformación con emporamiento (Δ) =	0.011	[m]
Comparación	OK	

4.6.3.4 Diseño de vigas en hormigón.

Datos		
Mu =	0.65	[T * m]
b =	15	[cm]
h =	15	[cm]
d =	12.5	[cm]
f'c =	210	[Kg/cm2]
fy =	4200	[Kg/cm2]

$$\frac{Mu}{\phi * fc * b * d^2} = w - 0.59w^2$$

Ø =	0.9	
Mu / Ø*b*d^2 =	30.81	[a]
Iterar ρ y comparar		
ρ	0.0081	[a]
Mu / Ø*b*d^2 =	30.78	[a]

β =	0.85	[a]
ρb =	0.0214	[a]
ρmín =	0.0035	[a]
ρmáx =	0.0107	[a]

$$Para\ f'c \geq 350 \Rightarrow \rho_{min} = \frac{0.8 * \sqrt{f'c}}{fy}$$

$$Para\ f'c < 350 \Rightarrow \rho_{min} = \frac{14.50}{fy}$$

$$\rho \max = 0.75\rho b$$

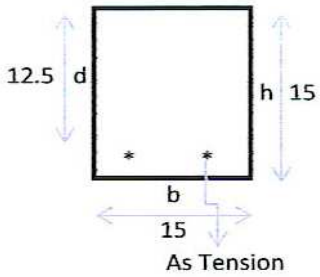
Comparar	
ρ > ρmín	OK
ρ > ρmáx	Solo armadura a tension

$$Mr = \left(Wmáx - 0.59Wmáx^2\right) * \left(\phi * f'c * b * d^2\right)$$

W máx =	0.2142	[a]
Mr =	82902.48	[Kg*cm]
Mr =	0.83	[T*m]

$$Wmáx = \rho_{máx} * \frac{fy}{fc}$$

Comparar		
Mr < Mu	OK	
As =	1.52	[cm2]

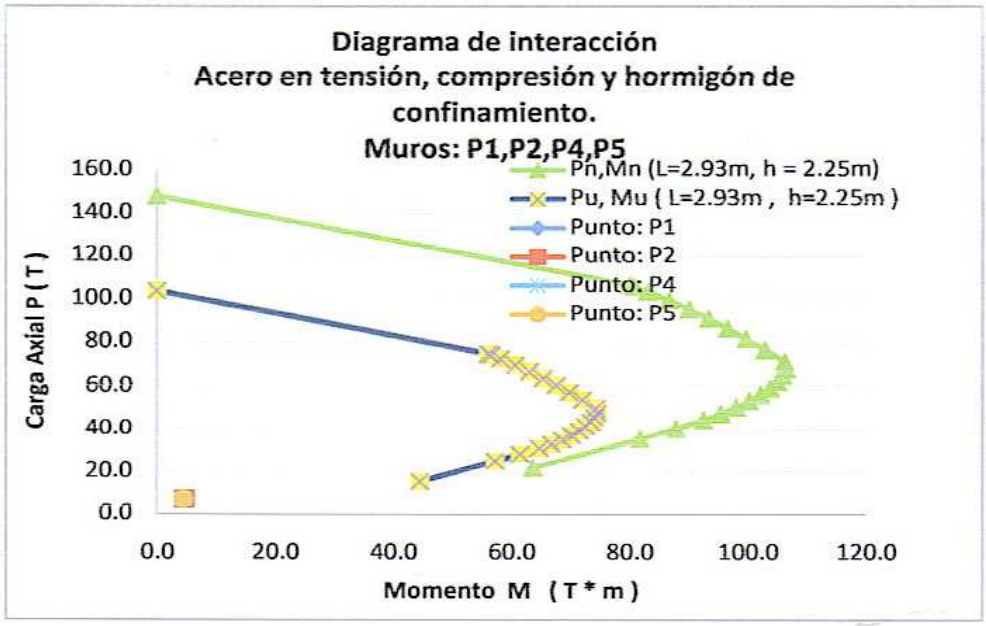


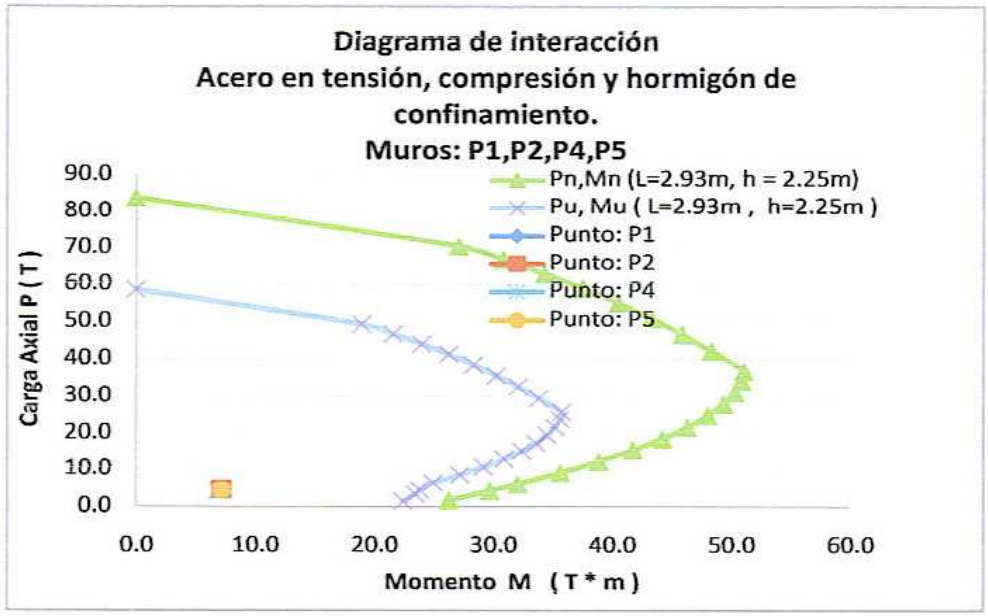
CAPITULO 5

RESULTADOS

5.1. CARGA AXIAL Y MOMENTO DE LA MAMPOSTERÍA REPRESENTADO EN EL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.

5.1.1 ALTERNATIVA 1.





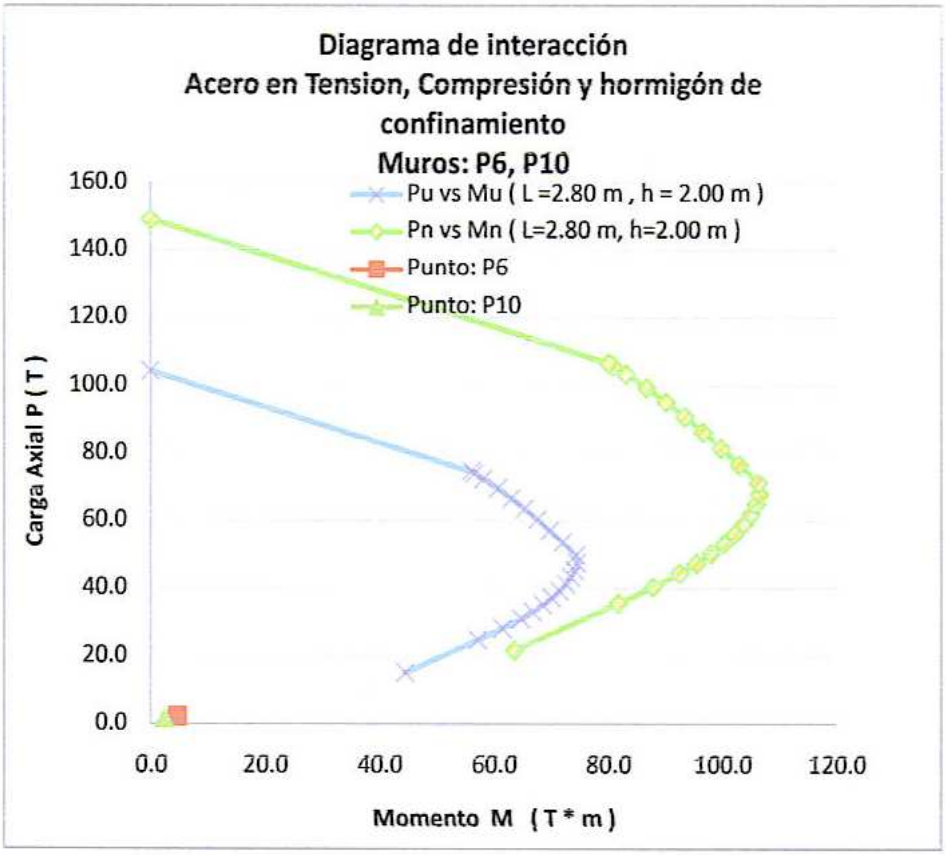


Diagrama de interacción
Acero en Tension, Compresión y hormigón de confinamiento
Muros: P6, P10
Pu vs Mu (L =2.80 m , h = 2.00 m)
Pn vs Mn (L=2.80 m, h=2.00 m)
Punto: P6
Punto: P10
Carga Axial P (T)
160.0
140.0
120.0
100.0
80.0
60.0
40.0
20.0
0.0
0.0
20.0
40.0
60.0
80.0
100.0
120.0
Momento M (T * m)

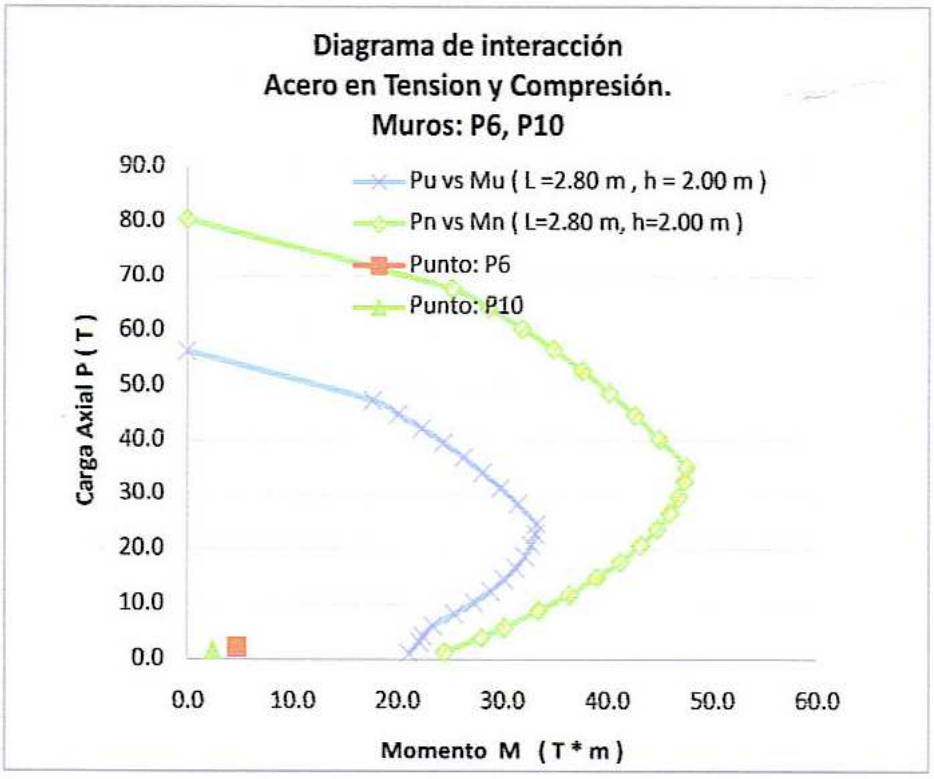


Diagrama de interacción
Acero en Tension y Compresión.
Muros: P6, P10
Pu vs Mu (L =2.80 m , h = 2.00 m)
Pn vs Mn (L=2.80 m, h=2.00 m)
Punto: P6
Punto: P10
Carga Axial P (T)
90.0
80.0
70.0
60.0
50.0
40.0
30.0
20.0
10.0
0.0
0.0
10.0
20.0
30.0
40.0
50.0
60.0
Momento M (T * m)

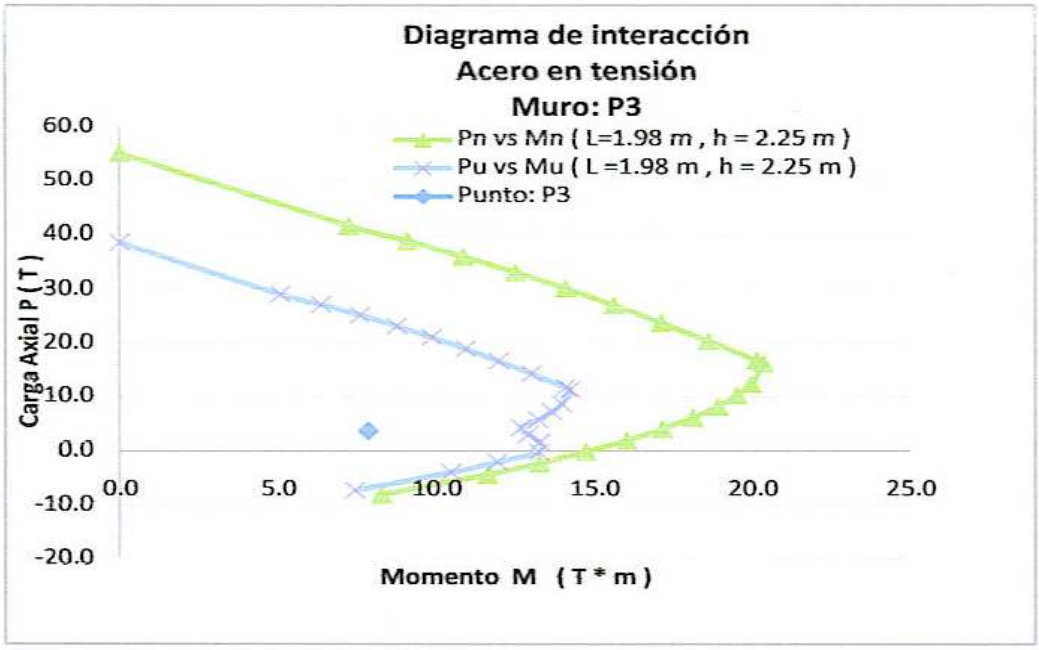


Diagrama de interacción
Acero en tensión
Muro: P3
Pn vs Mn (L=1.98 m , h = 2.25 m)
Pu vs Mu (L =1.98 m , h = 2.25 m)
Punto: P3
Carga Axial P (T)
60.0
50.0
40.0
30.0
20.0
10.0
0.0
-10.0
-20.0
0.0
5.0
10.0
15.0
20.0
25.0
Momento M (T * m)

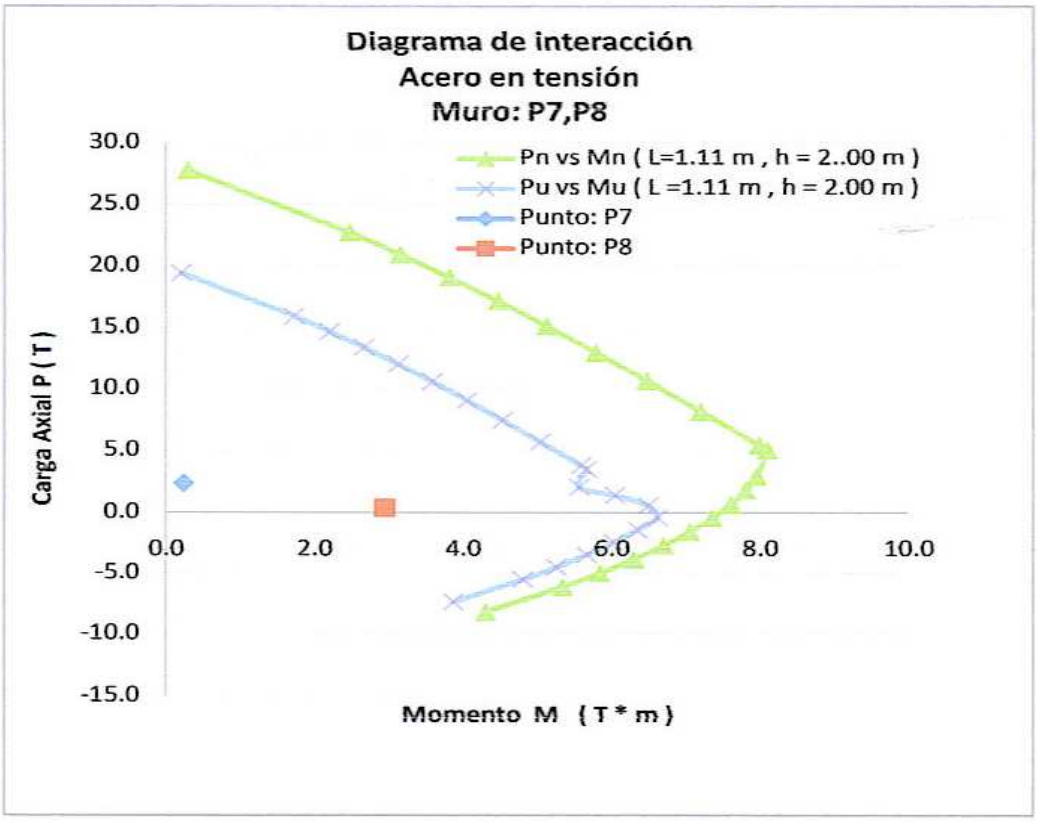


Diagrama de interacción
Acero en tensión
Muro: P7,P8
Pn vs Mn (L=1.11 m , h = 2..00 m)
Pu vs Mu (L =1.11 m , h = 2.00 m)
Punto: P7
Punto: P8
Carga Axial P (T)
30.0
25.0
20.0
15.0
10.0
5.0
0.0
-5.0
-10.0
-15.0
0.0
2.0
4.0
6.0
8.0
10.0
Momento M (T * m)

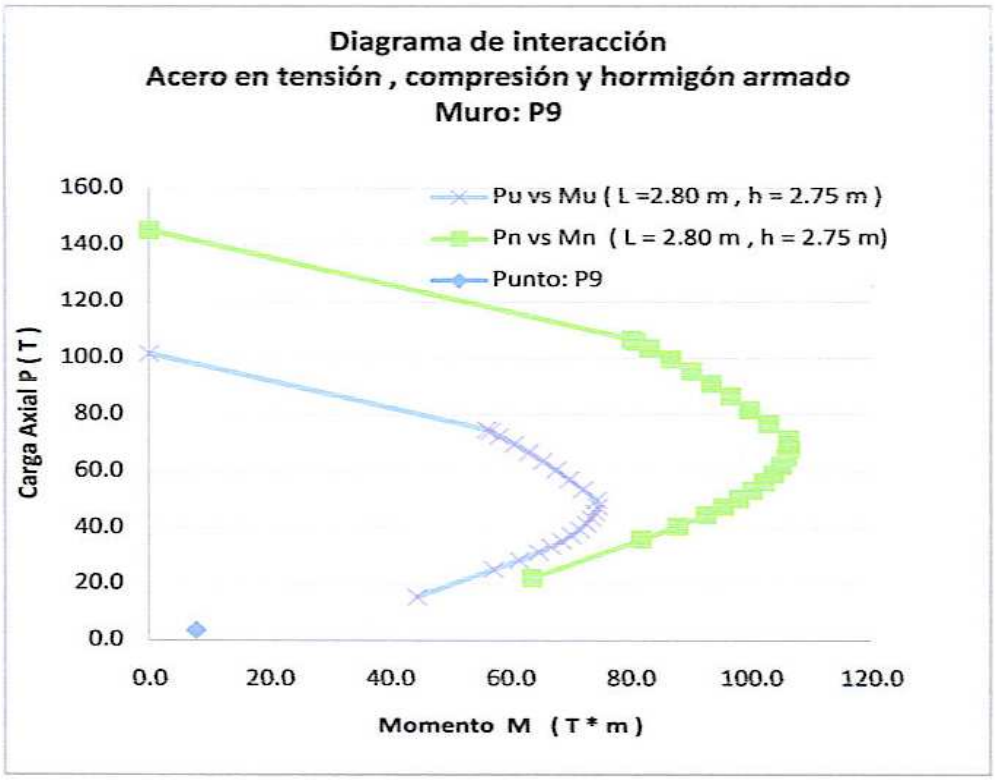


Diagrama de interacción
Acero en tensión , compresión y hormigón armado
Muro: P9
Pu vs Mu (L =2.80 m , h = 2.75 m)
Pn vs Mn (L = 2.80 m , h = 2.75 m)
Punto: P9
Carga Axial P (T)
160.0
140.0
120.0
100.0
80.0
60.0
40.0
20.0
0.0
0.0
20.0
40.0
60.0
80.0
100.0
120.0
Momento M (T * m)

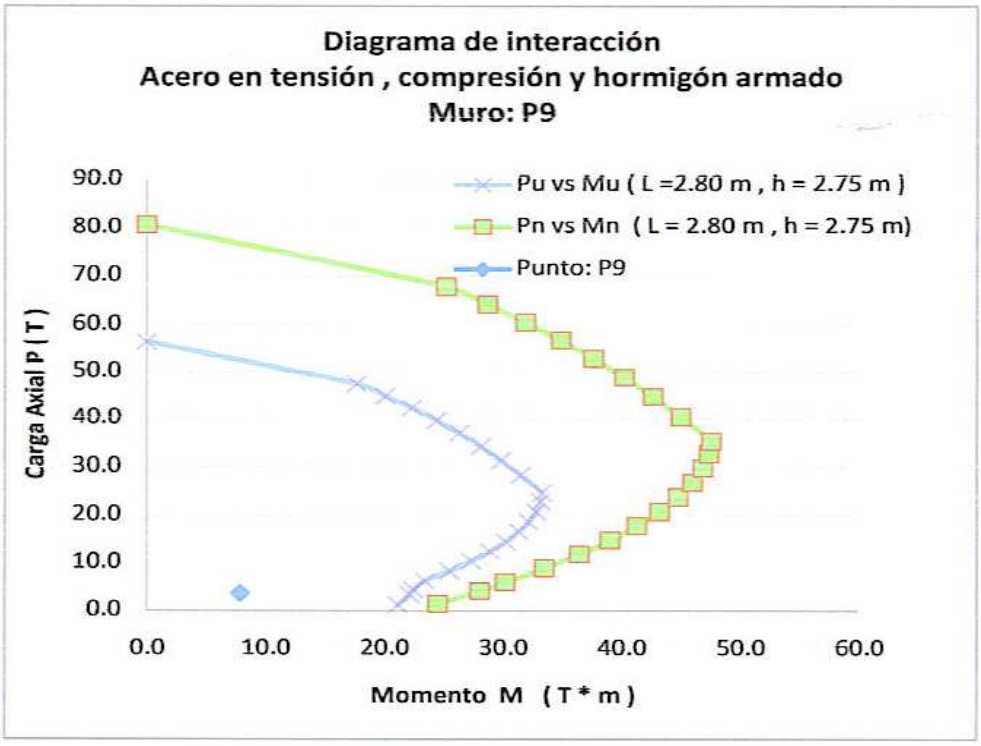


Diagrama de interacción
Acero en tensión , compresión y hormigón armado
Muro: P9
Pu vs Mu (L =2.80 m , h = 2.75 m)
Pn vs Mn (L = 2.80 m , h = 2.75 m)
Punto: P9
Carga Axial P (T)
90.0
80.0
70.0
60.0
50.0
40.0
30.0
20.0
10.0
0.0
0.0
10.0
20.0
30.0
40.0
50.0
60.0
Momento M (T * m)

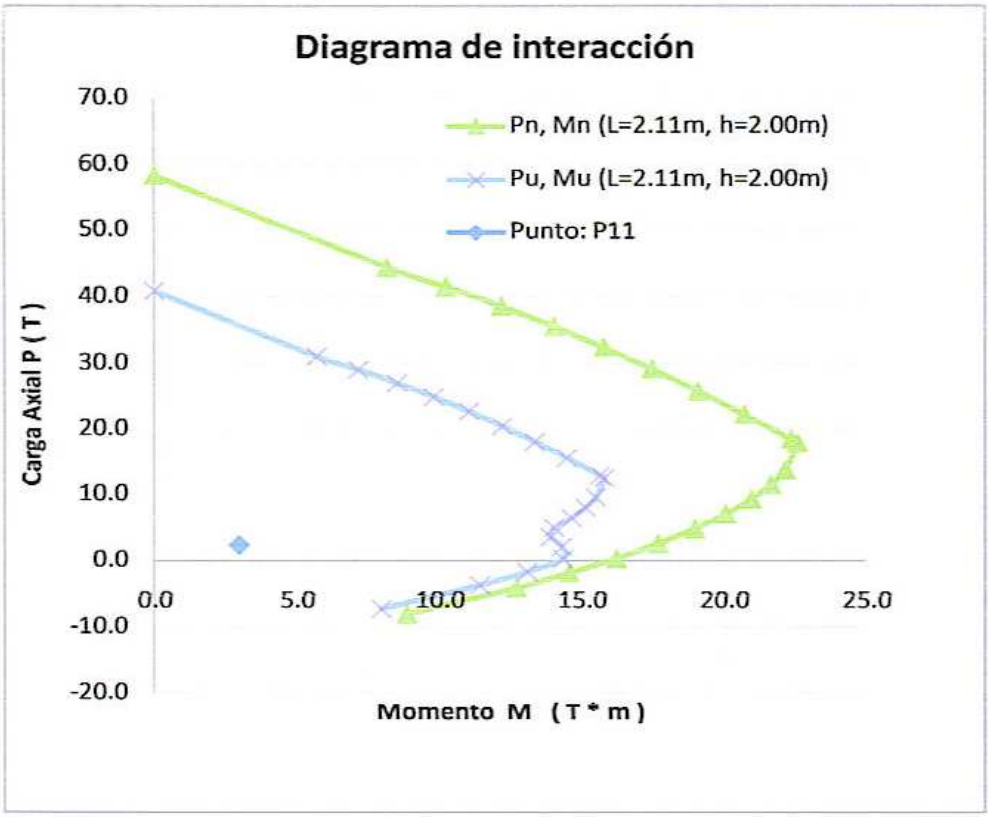


Diagrama de interacción
Pn, Mn (L=2.11m, h=2.00m)
Pu, Mu (L=2.11m, h=2.00m)
Punto: P11
Carga Axial P (T)
Momento M (T * m)
70.0
60.0
50.0
40.0
30.0
20.0
10.0
0.0
-10.0
-20.0
0.0
5.0
10.0
15.0
20.0
25.0

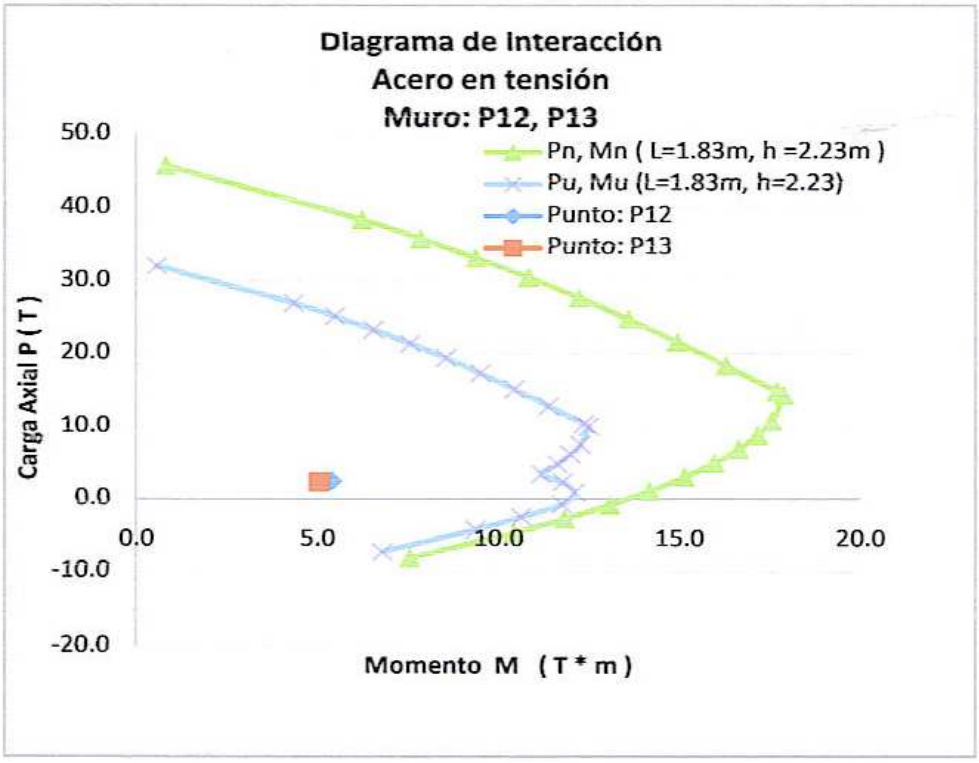
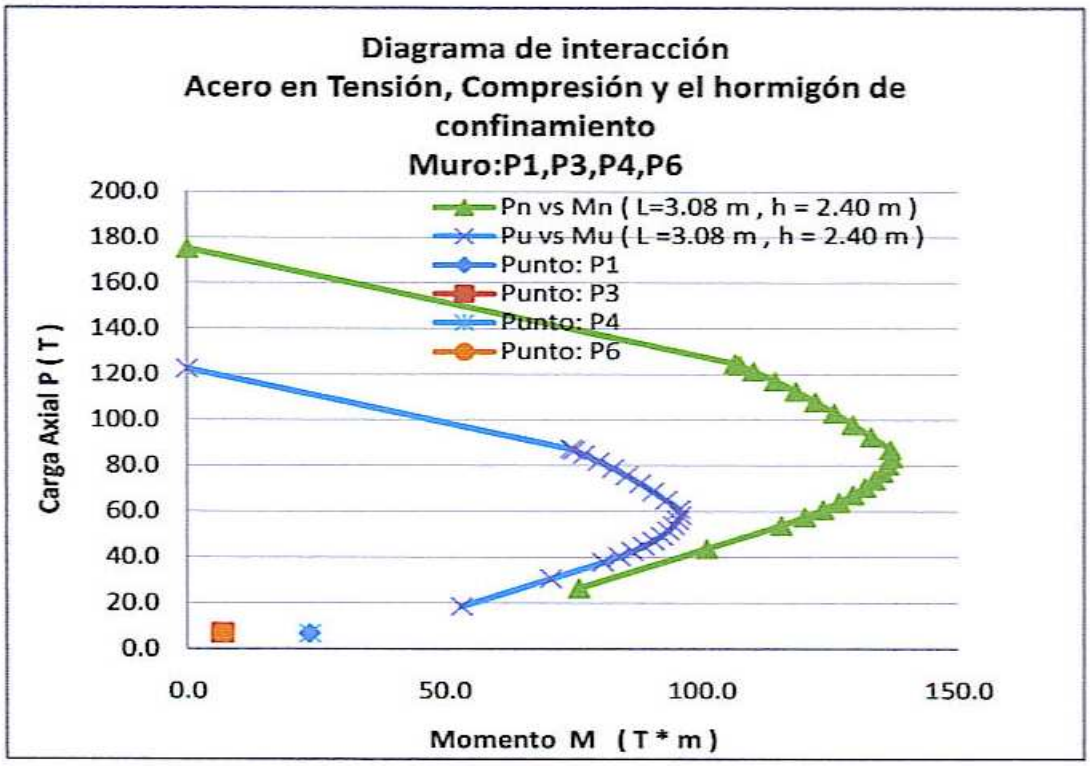
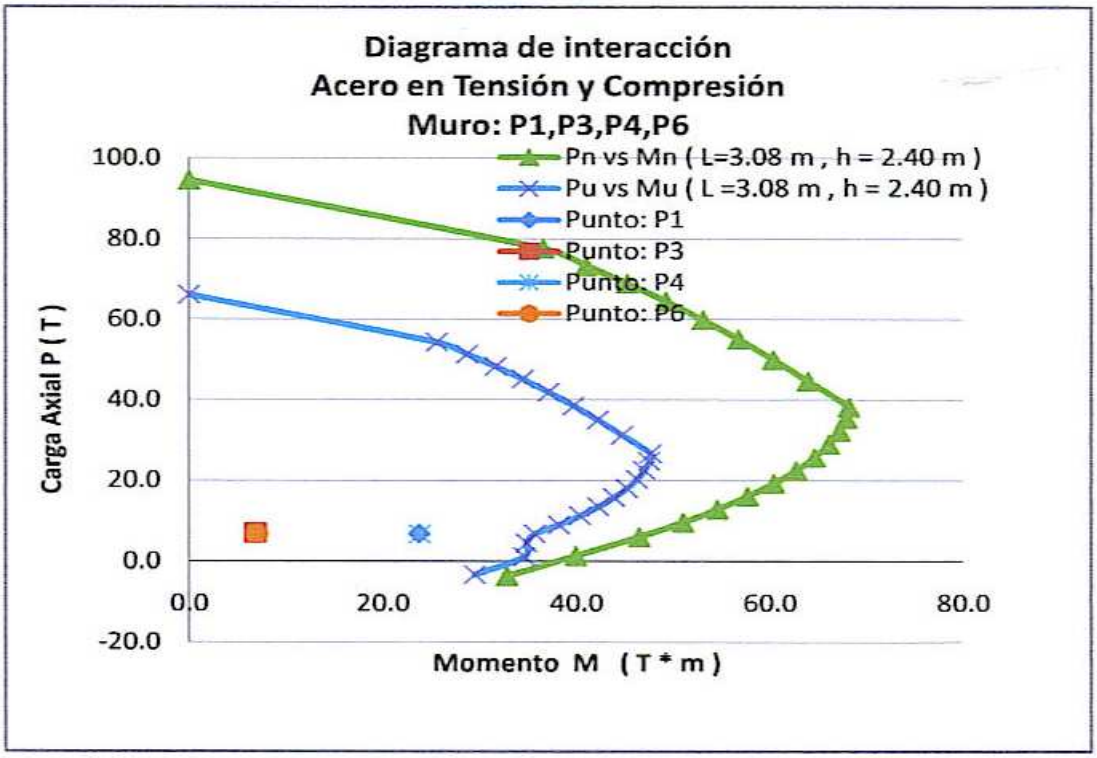


Diagrama de Interacción
Acero en tensión
Muro: P12, P13
Pn, Mn (L=1.83m, h =2.23m)
Pu, Mu (L=1.83m, h=2.23)
Punto: P12
Punto: P13
Carga Axial P (T)
Momento M (T * m)
50.0
40.0
30.0
20.0
10.0
0.0
-10.0
-20.0
0.0
5.0
10.0
15.0
20.0

5.1.2 ALTERNATIVA 2.





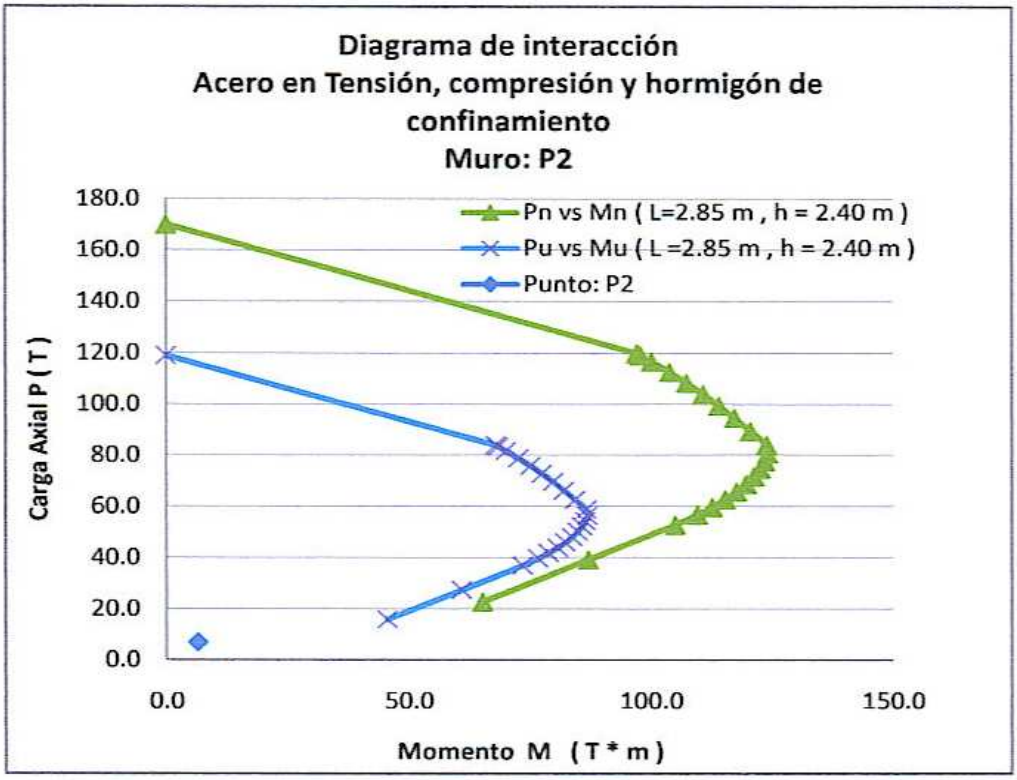


Diagrama de interacción
Acero en Tensión, compresión y hormigón de confinamiento
Muro: P2
Pn vs Mn (L=2.85 m , h = 2.40 m)
Pu vs Mu (L =2.85 m , h = 2.40 m)
Punto: P2
Carga Axial P (T)
180.0
160.0
140.0
120.0
100.0
80.0
60.0
40.0
20.0
0.0
0.0
50.0
100.0
150.0
Momento M (T * m)

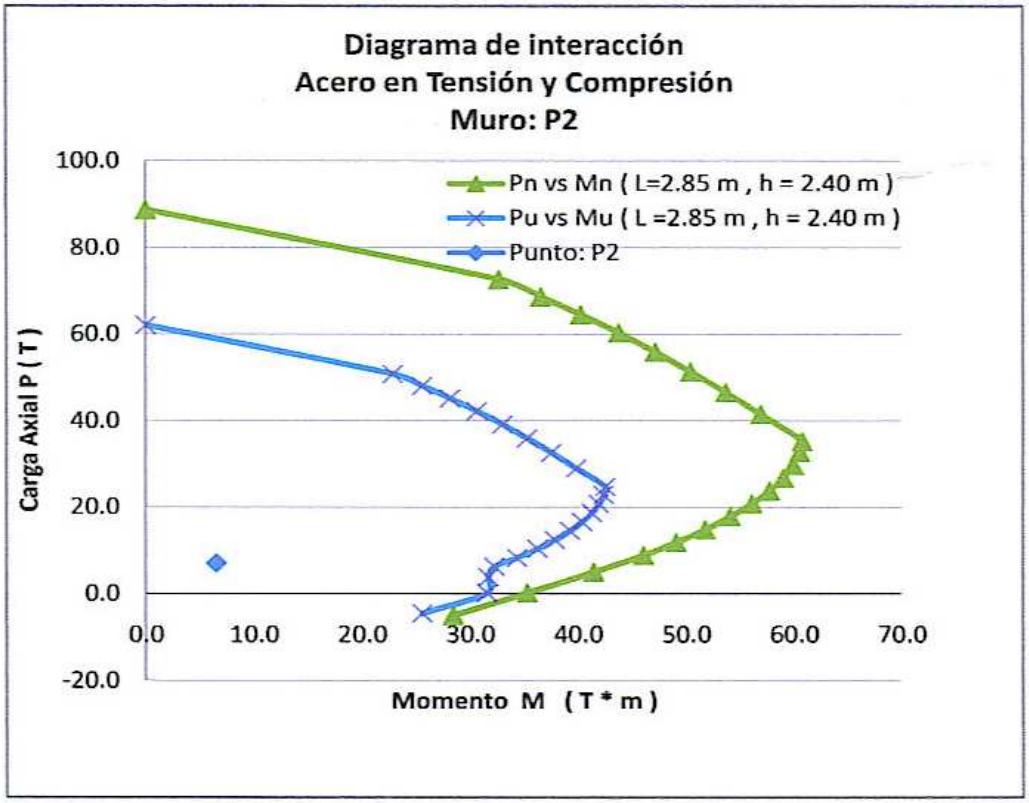


Diagrama de interacción
Acero en Tensión y Compresión
Muro: P2
Pn vs Mn (L=2.85 m , h = 2.40 m)
Pu vs Mu (L =2.85 m , h = 2.40 m)
Punto: P2
Carga Axial P (T)
100.0
80.0
60.0
40.0
20.0
0.0
-20.0
0.0
10.0
20.0
30.0
40.0
50.0
60.0
70.0
Momento M (T * m)

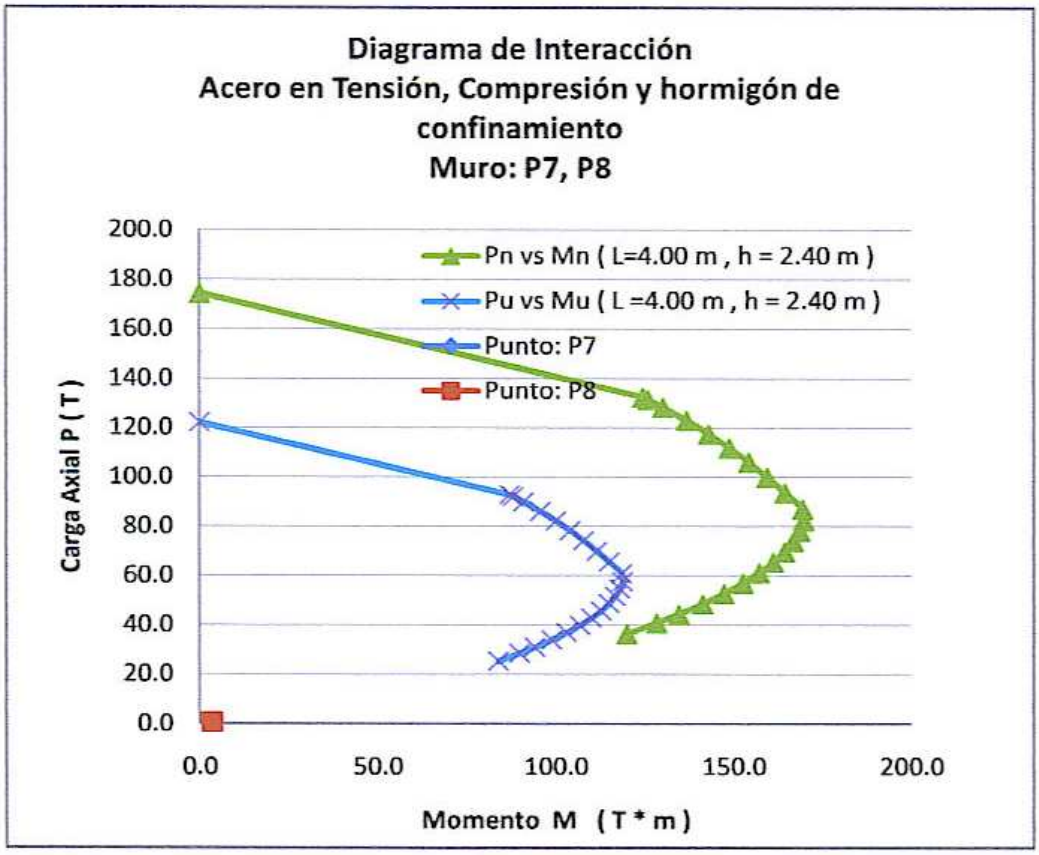


Diagrama de Interacción
Acero en Tensión, Compresión y hormigón de confinamiento
Muro: P7, P8
Pn vs Mn (L=4.00 m , h = 2.40 m)
Pu vs Mu (L =4.00 m , h = 2.40 m)
Punto: P7
Punto: P8
Carga Axial P (T)
Momento M (T * m)
200.0
180.0
160.0
140.0
120.0
100.0
80.0
60.0
40.0
20.0
0.0
0.0
50.0
100.0
150.0
200.0

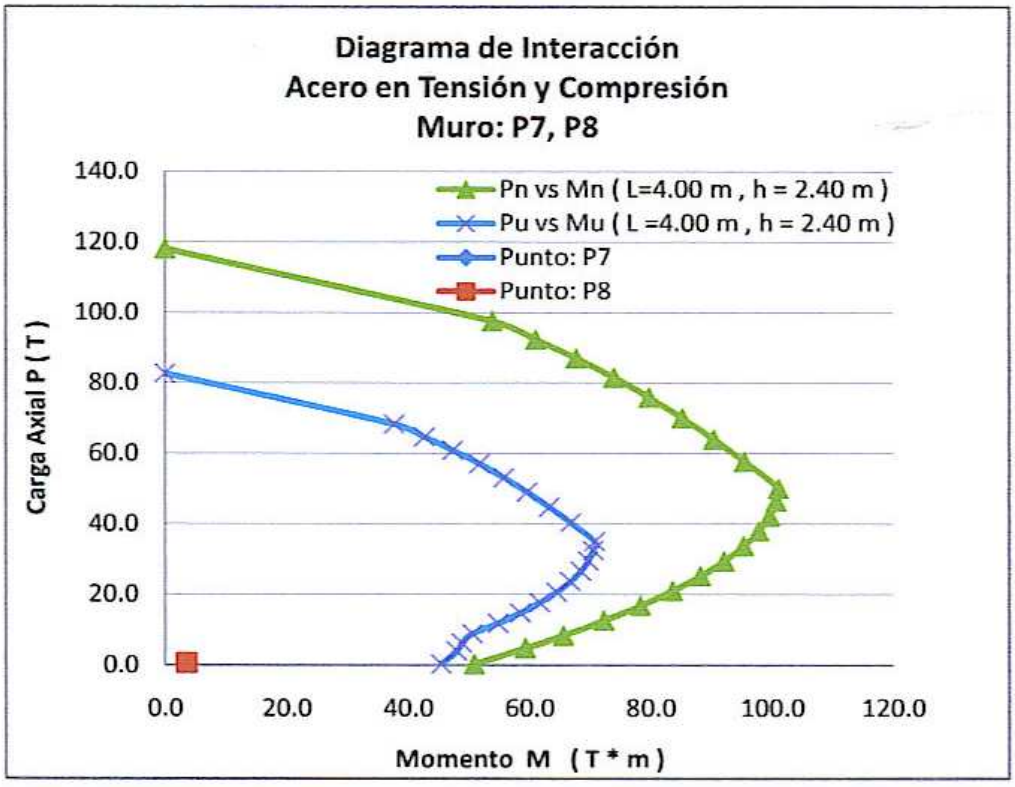


Diagrama de Interacción
Acero en Tensión y Compresión
Muro: P7, P8
Pn vs Mn (L=4.00 m , h = 2.40 m)
Pu vs Mu (L =4.00 m , h = 2.40 m)
Punto: P7
Punto: P8
Carga Axial P (T)
Momento M (T * m)
140.0
120.0
100.0
80.0
60.0
40.0
20.0
0.0
0.0
20.0
40.0
60.0
80.0
100.0
120.0

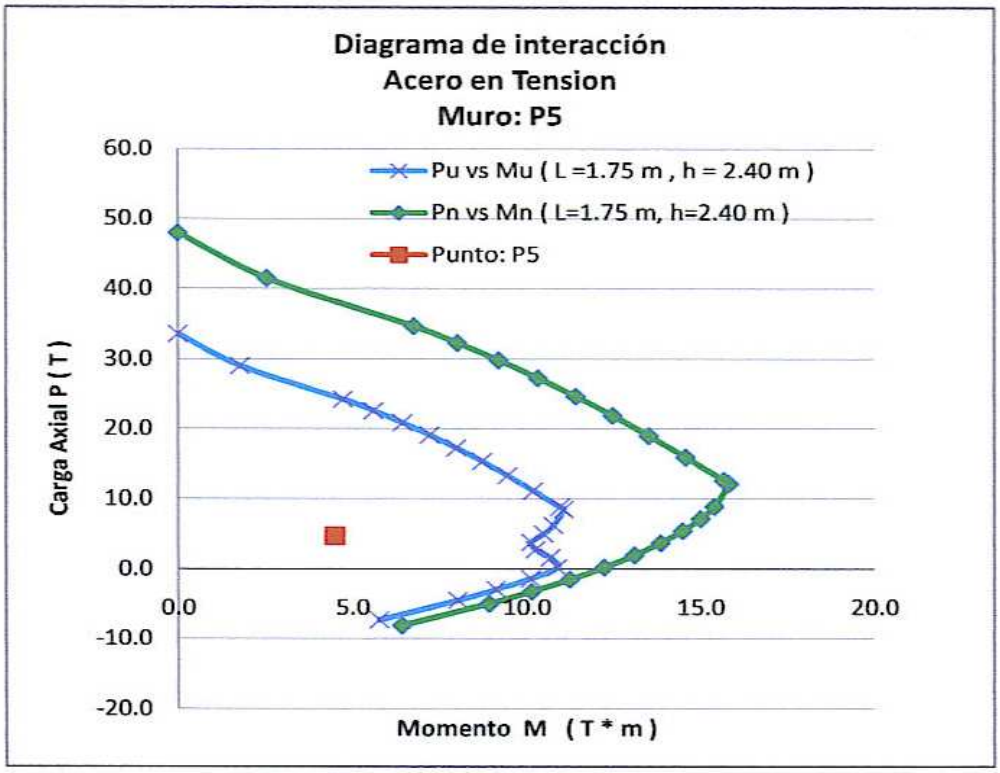


Diagrama de interacción
Acero en Tension
Muro: P5
Pu vs Mu (L =1.75 m , h = 2.40 m)
Pn vs Mn (L=1.75 m, h=2.40 m)
Punto: P5
Carga Axial P (T)
Momento M (T * m)
60.0
50.0
40.0
30.0
20.0
10.0
0.0
-10.0
-20.0
0.0
5.0
10.0
15.0
20.0

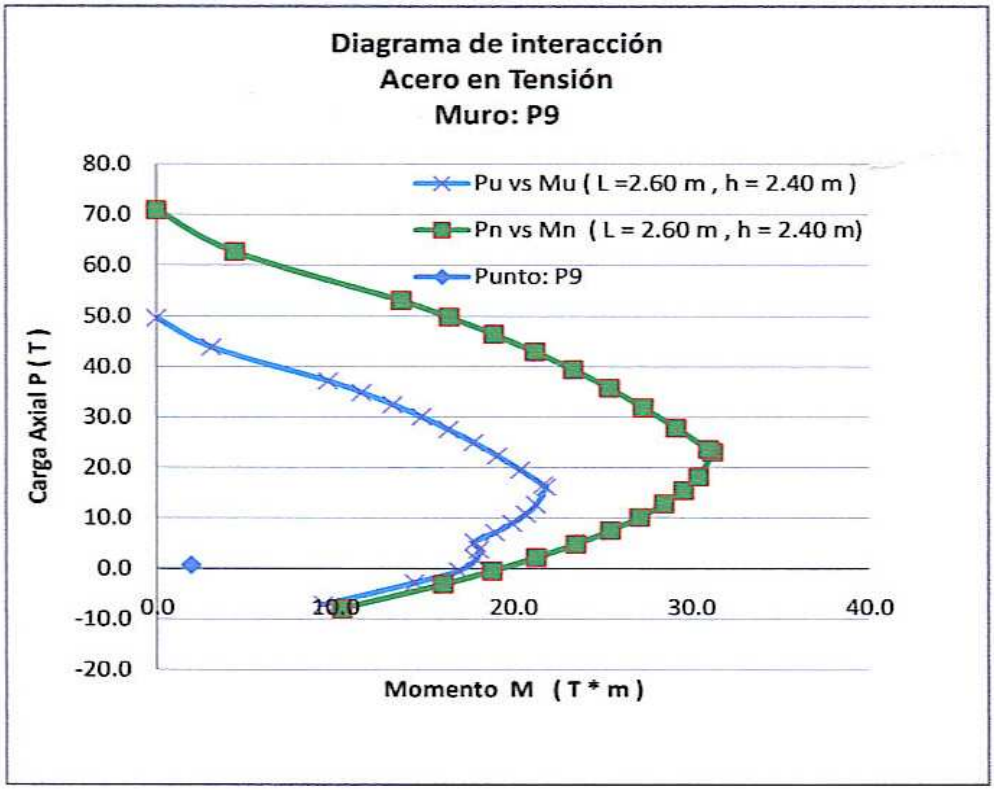


Diagrama de interacción
Acero en Tensión
Muro: P9
Pu vs Mu (L =2.60 m , h = 2.40 m)
Pn vs Mn (L = 2.60 m , h = 2.40 m)
Punto: P9
Carga Axial P (T)
Momento M (T * m)
80.0
70.0
60.0
50.0
40.0
30.0
20.0
10.0
0.0
-10.0
-20.0
0.0
10.0
20.0
30.0
40.0

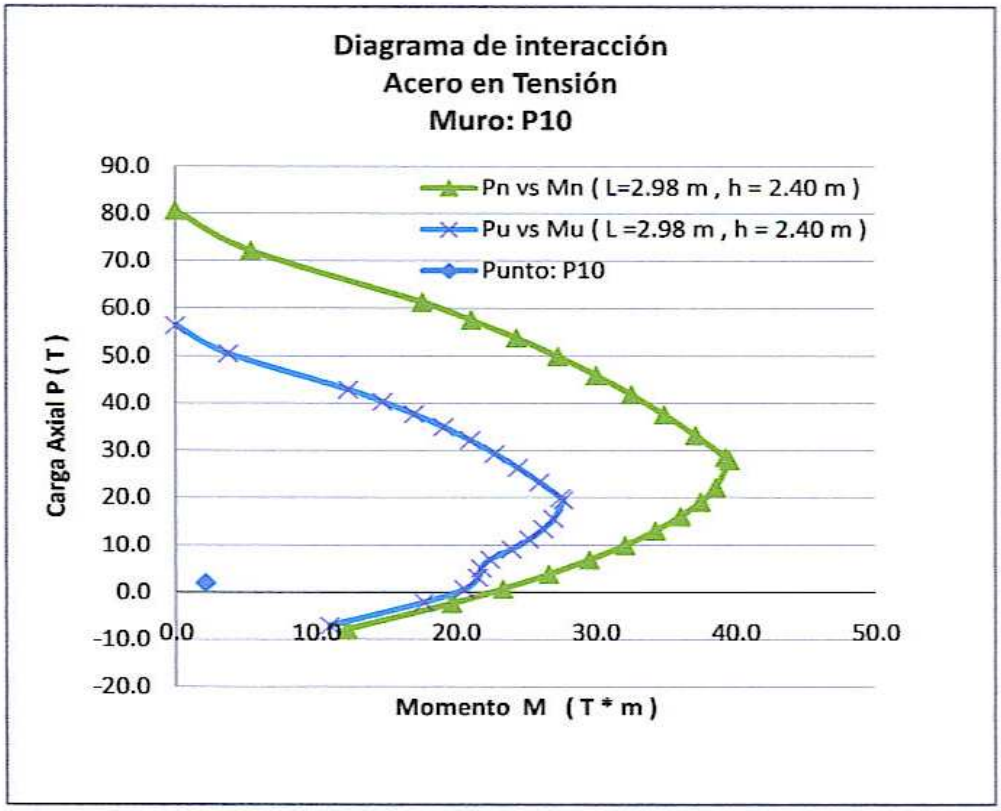


Diagrama de interacción
Acero en Tensión
Muro: P10
Pn vs Mn (L=2.98 m , h = 2.40 m)
Pu vs Mu (L =2.98 m , h = 2.40 m)
Punto: P10
Carga Axial P (T)
Momento M (T * m)
90.0
80.0
70.0
60.0
50.0
40.0
30.0
20.0
10.0
0.0
-10.0
-20.0
0.0
10.0
20.0
30.0
40.0
50.0

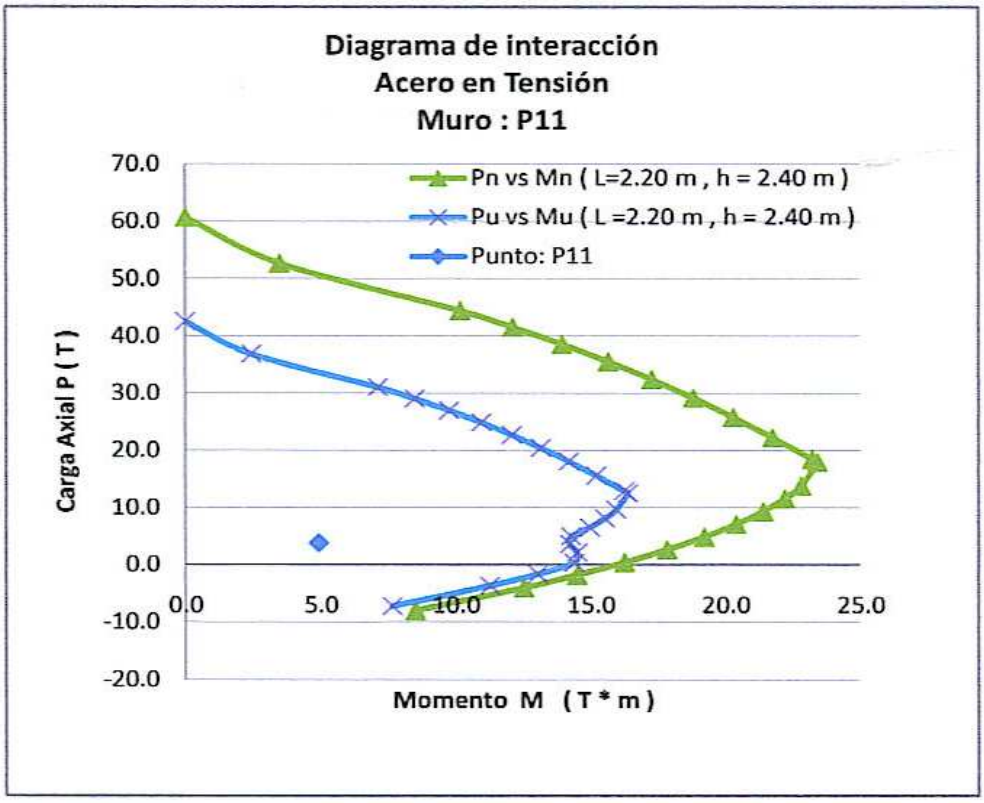
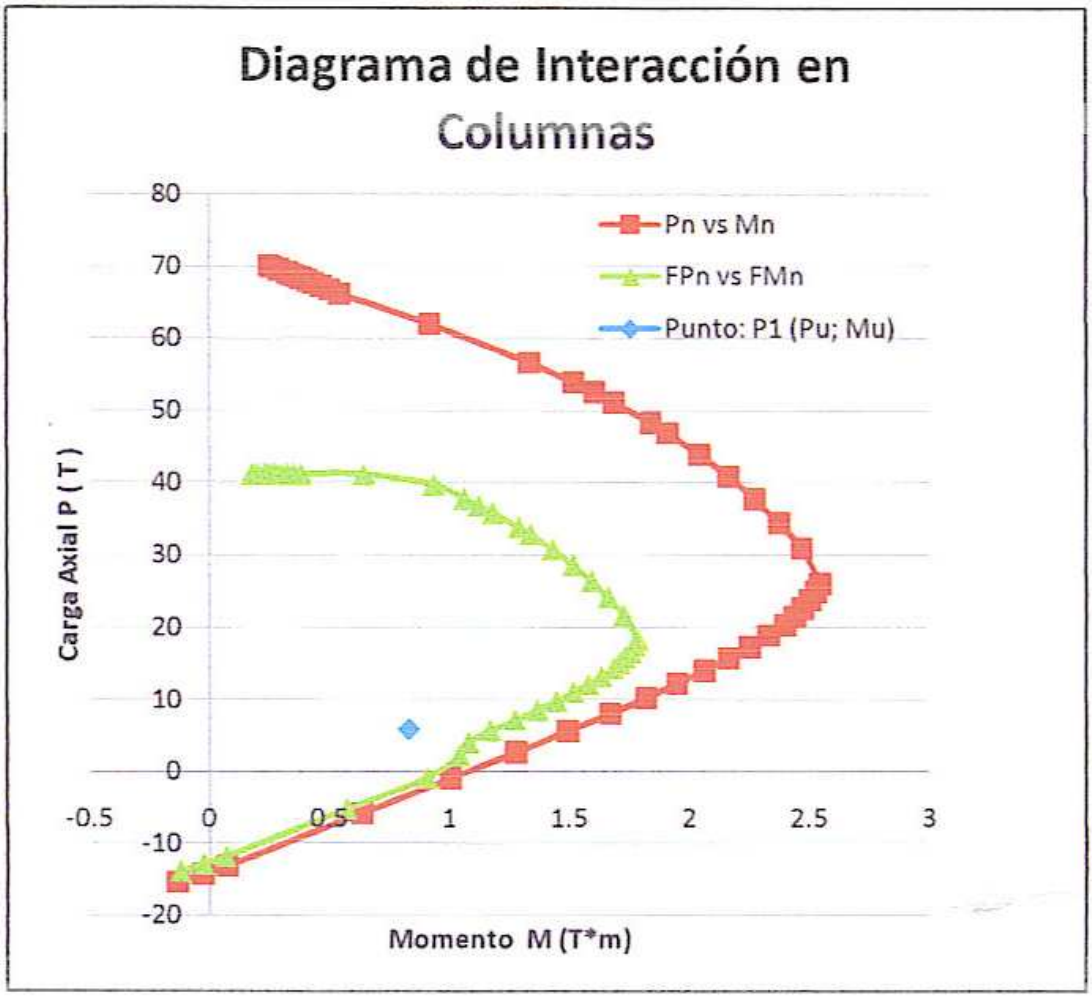


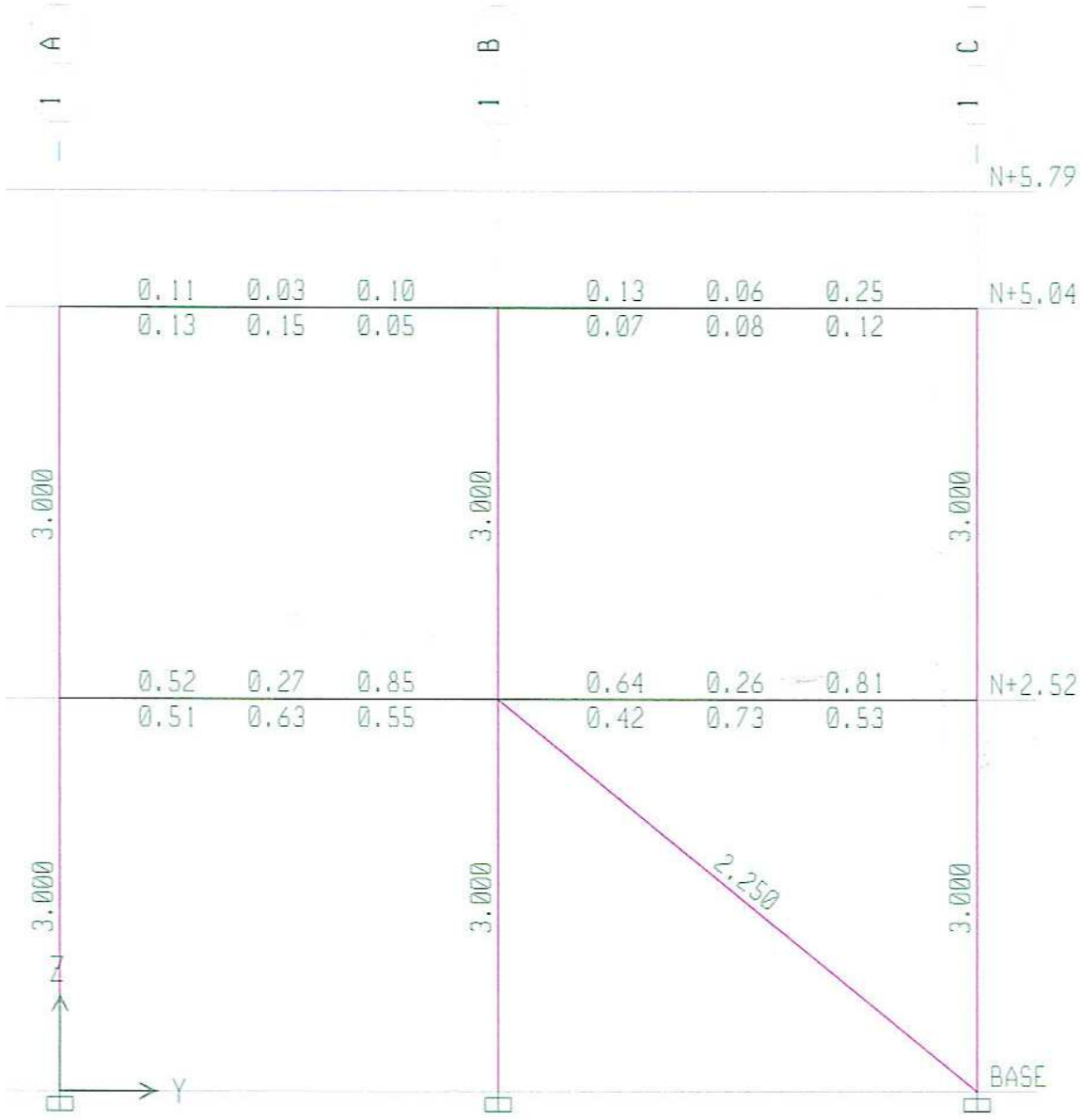
Diagrama de interacción
Acero en Tensión
Muro : P11
Pn vs Mn (L=2.20 m , h = 2.40 m)
Pu vs Mu (L =2.20 m , h = 2.40 m)
Punto: P11
Carga Axial P (T)
Momento M (T * m)
70.0
60.0
50.0
40.0
30.0
20.0
10.0
0.0
-10.0
-20.0
0.0
5.0
10.0
15.0
20.0
25.0

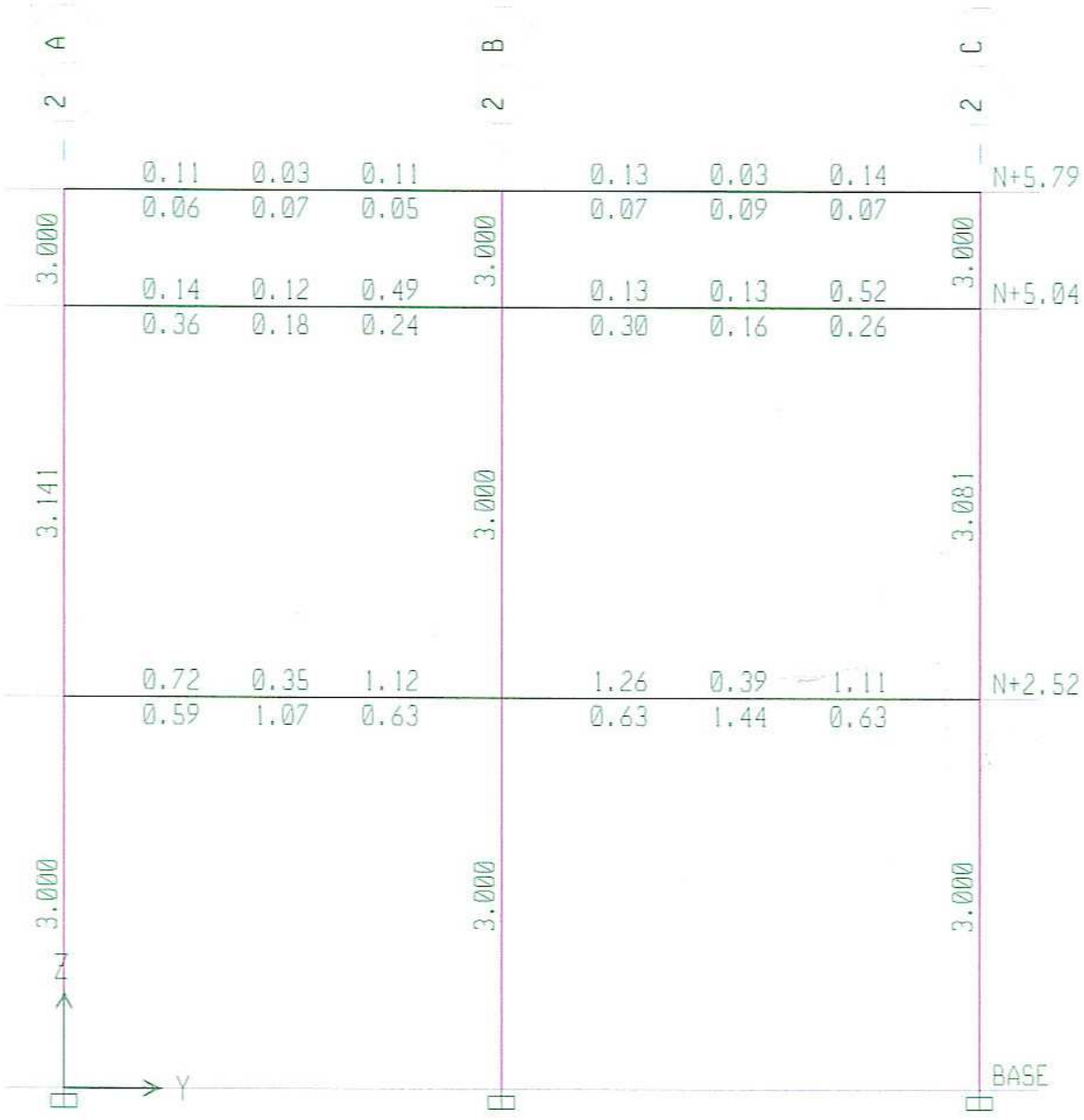
5.2. CARGA AXIAL Y MOMENTO DE COLUMNAS REPRESENTADO EN EL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

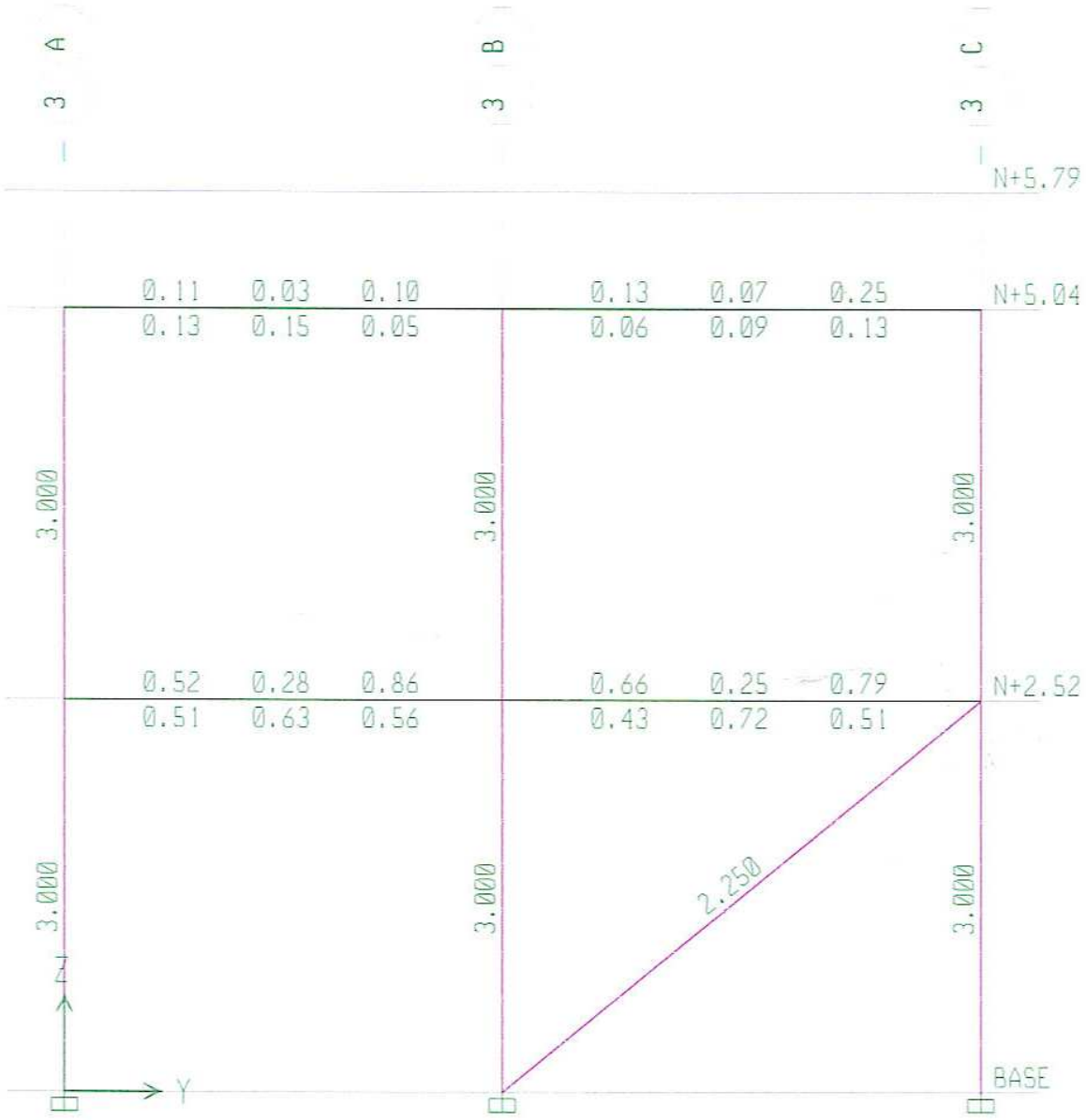


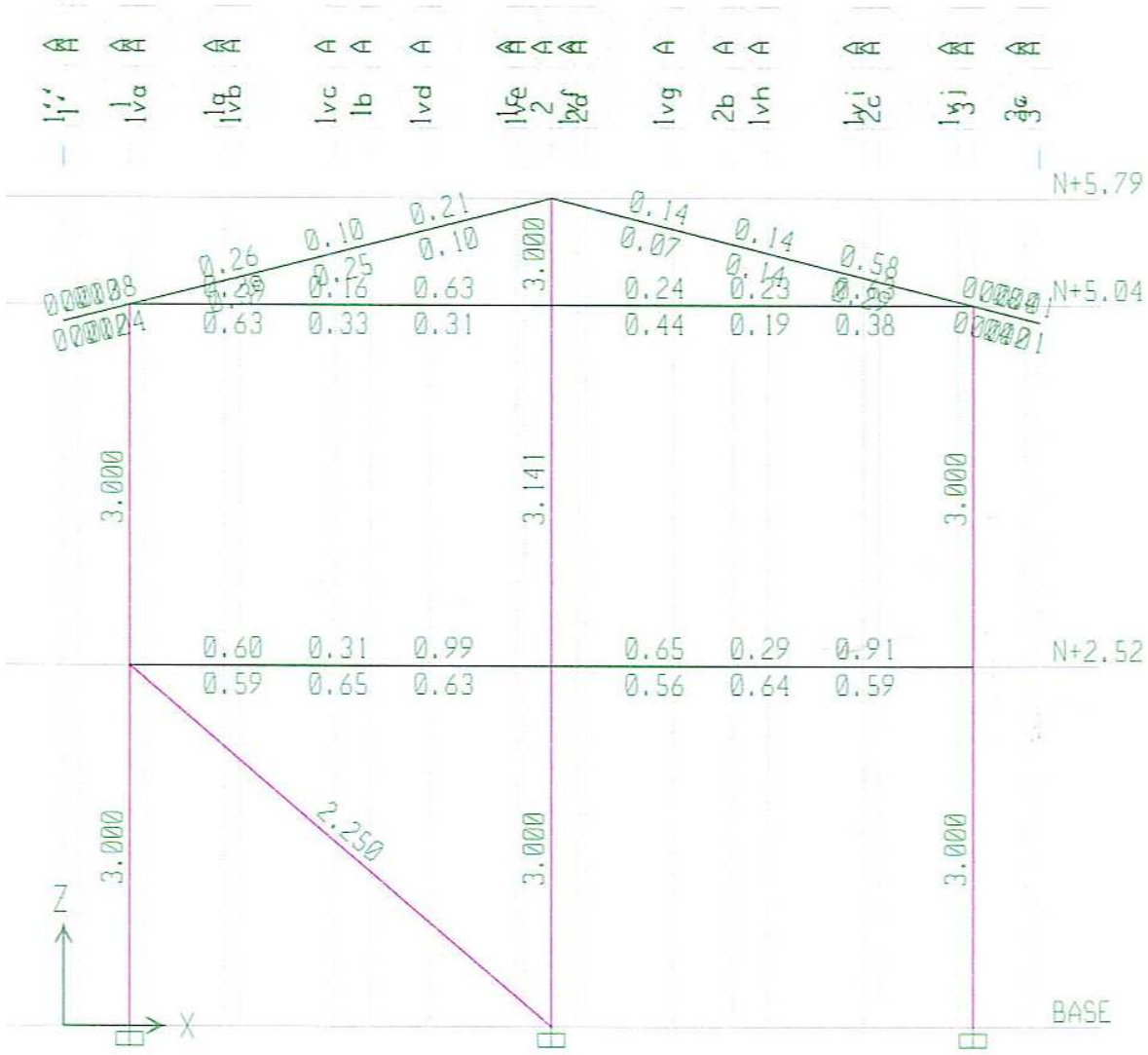
5.3. DISEÑO DE VIGAS, DIAGONALES Y COLUMNAS MEDIANTE UN PROGRAMA DE ANÁLISI ESTRUCTURAL.

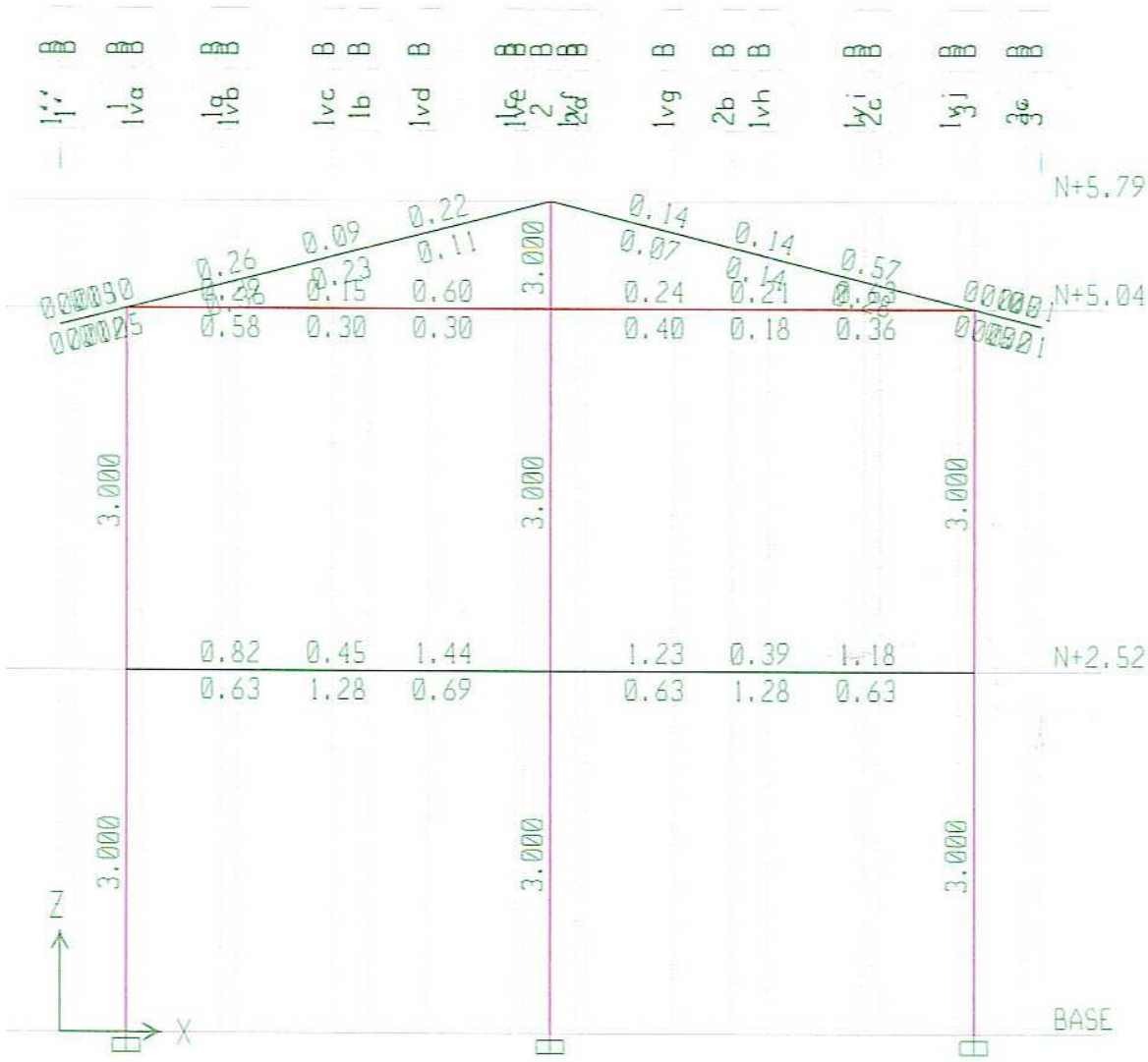
5.3.1 ALTERNATIVA 3.

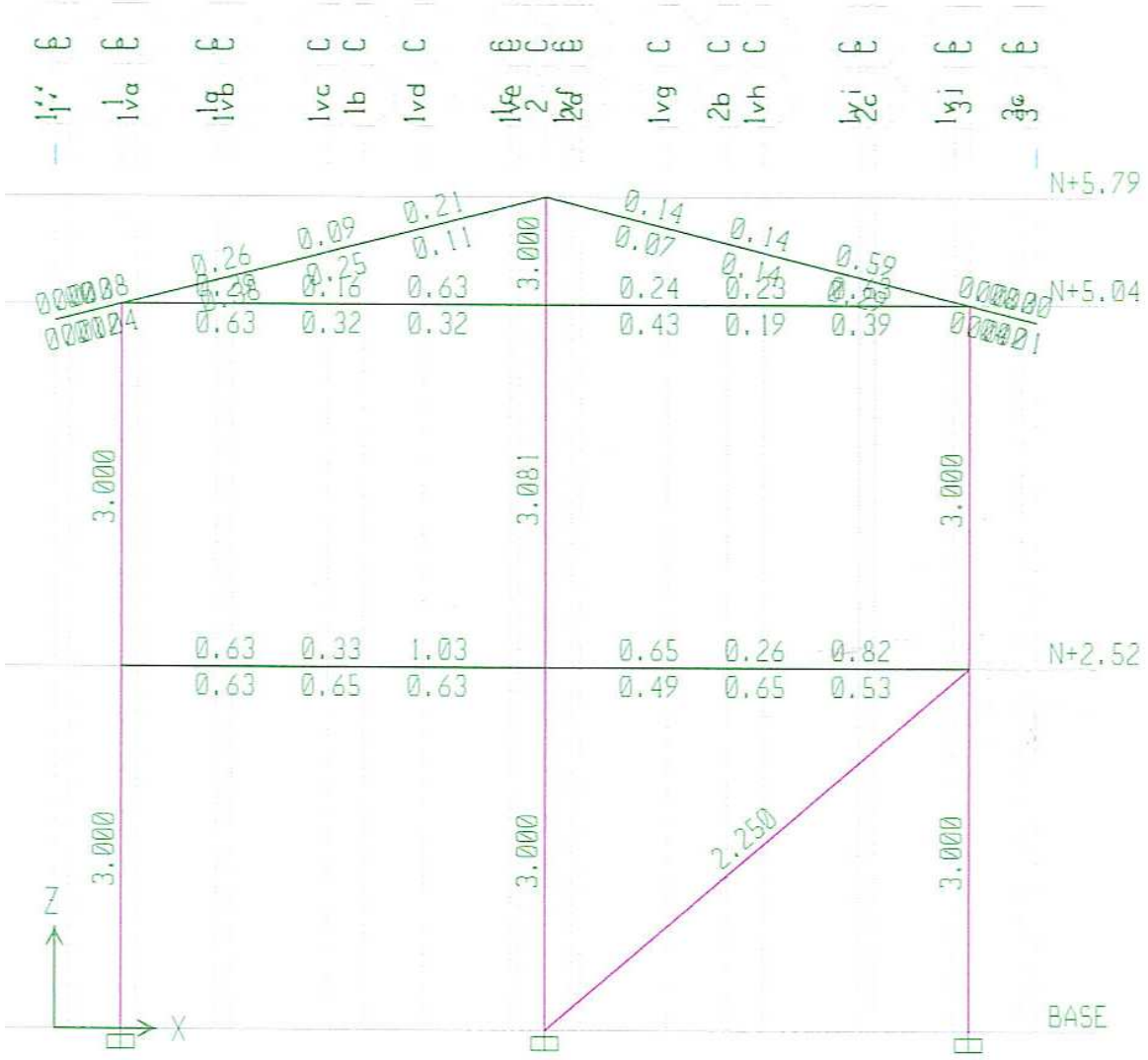



A
B
C
2
2
2
0.11 0.03 0.11
0.06 0.07 0.05
0.14 0.12 0.49
0.36 0.18 0.24
0.13 0.03 0.14
0.07 0.09 0.07
0.13 0.13 0.52
0.30 0.16 0.26
N+5.79
N+5.04
3.000
3.000
3.000
3.141
3.000
3.081
0.72 0.35 1.12
0.59 1.07 0.63
1.26 0.39 1.11
0.63 1.44 0.63
N+2.52
3.000
3.000
3.000
Z
Y
BASE


A
B
C
3
3
3
N+5.79
0.11 0.03 0.10 0.13 0.07 0.25
0.13 0.15 0.05 0.06 0.09 0.13
N+5.04
3.000
3.000
3.000
0.52 0.28 0.86 0.66 0.25 0.79
0.51 0.63 0.56 0.43 0.72 0.51
N+2.52
3.000
3.000
2.250
3.000
Z
Y
BASE

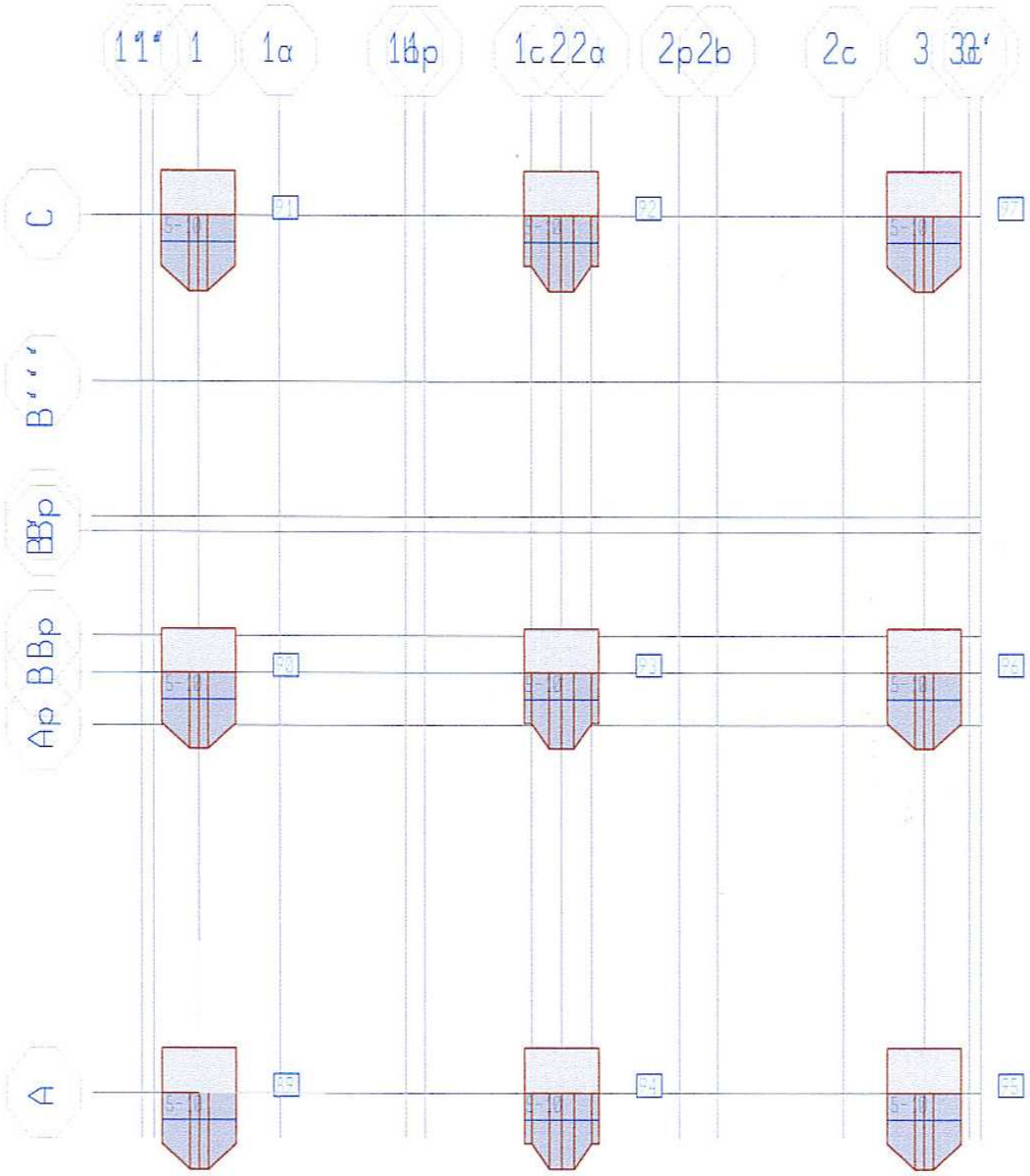

N+5.79
N+5.04
N+2.52
BASE
0.21
0.10
0.10
0.26
0.25
0.16
0.63
0.33
0.31
0.14
0.07
0.14
0.14
0.58
0.24
0.23
0.44
0.19
0.38
0.60
0.31
0.99
0.59
0.65
0.63
0.65
0.29
0.91
0.56
0.64
0.59
3.000
3.141
3.000
2.250
3.000
3.000
Z
X


N+5.79
N+5.04
N+2.52
BASE
3.000
0.22
0.09
0.26
0.11
0.23
0.15
0.60
0.58
0.30
0.30
0.14
0.07
0.14
0.14
0.57
0.24
0.21
0.40
0.18
0.36
0.82
0.45
1.44
0.63
1.28
0.69
1.23
0.39
1.18
0.63
1.28
0.63
Z
X

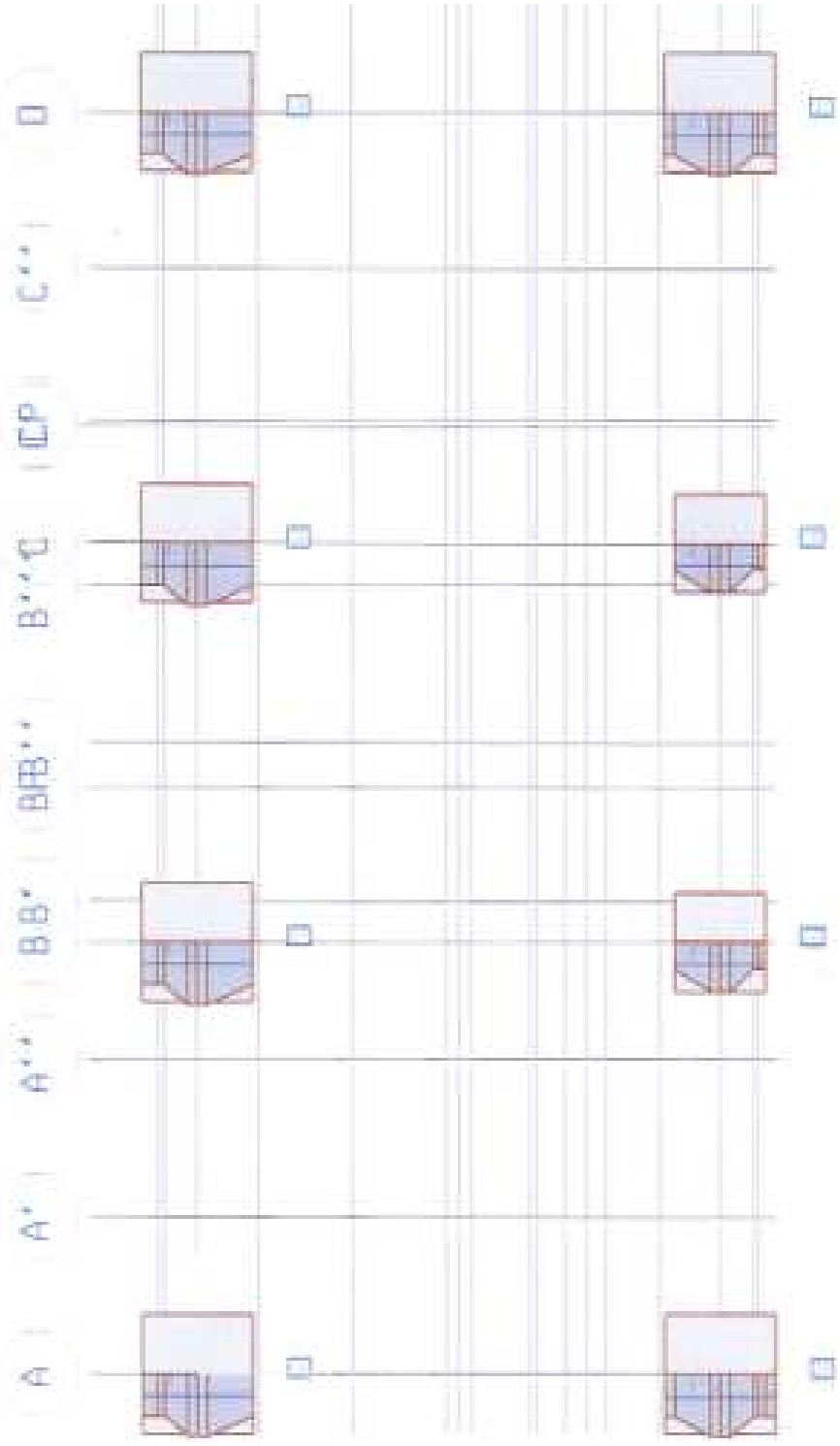

N+5.79
N+5.04
N+2.52
BASE
0.21
0.09
0.11
0.14
0.07
0.14
0.14
0.59
0.26
0.25
0.63
0.24
0.23
0.63
0.32
0.32
0.43
0.19
0.39
3.000
3.081
3.000
0.63
0.33
1.03
0.65
0.26
0.82
0.63
0.65
0.63
0.49
0.65
0.53
3.000
3.000
2.250
3.000
Z
X

5.4. DISEÑO DE ZAPATA MEDIANTE UN PROGRAMA DE ANALISIS ESTRUCTURAL.

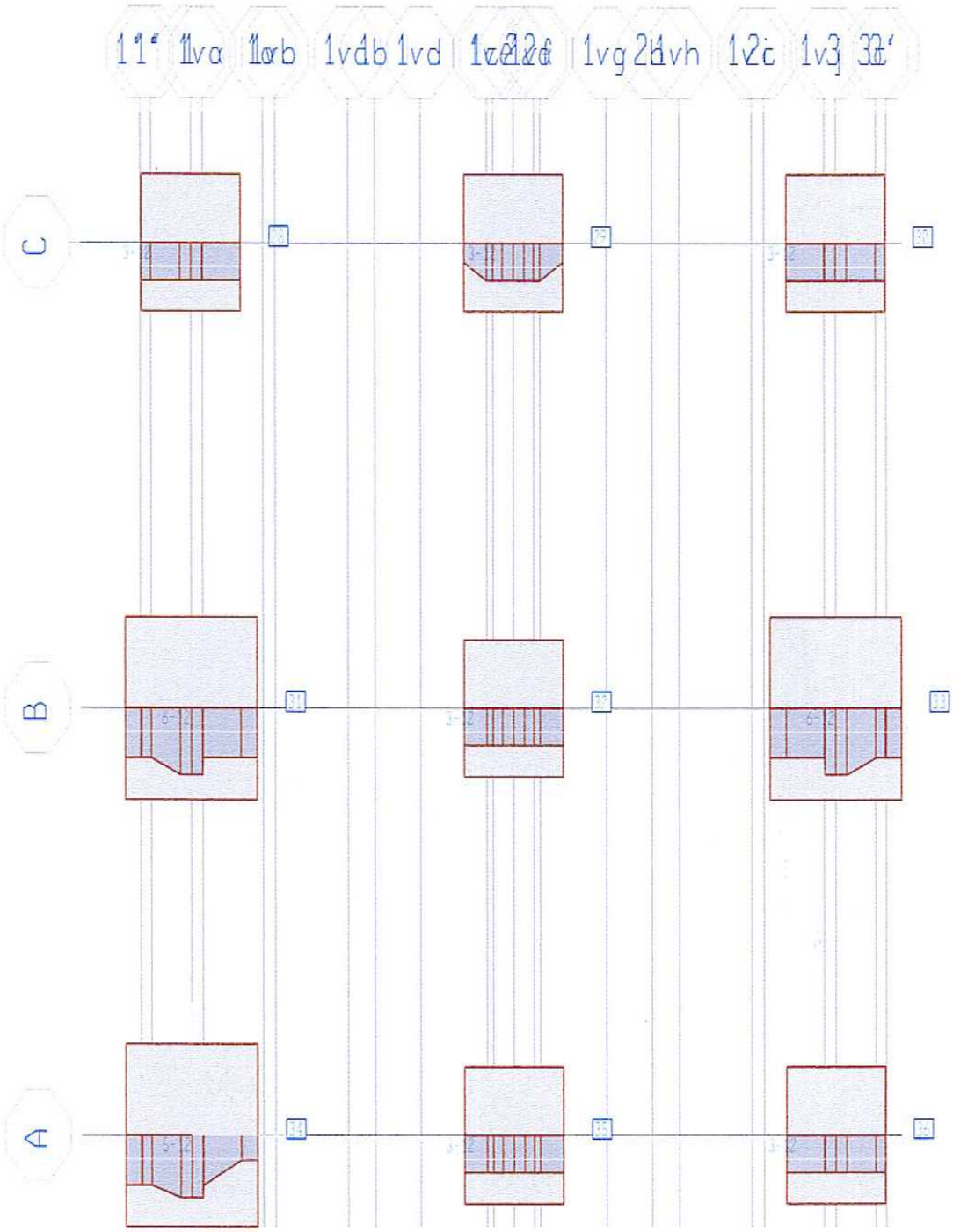
5.4.1 ALTERNATIVA 1.



5.4.2 ALTERNATIVA 2.



5.4.3 ALTERNATIVA 3.



CAPITULO 6

CONCLUSIONES

Los esfuerzos de corte son menores que 1.0 Kg/cm2 ó 10T/m2, esto es aceptable debido a que el agrietamiento en la mampostería estructural confinada se produce con valores mayores a este rango.

Los valores de momento y carga axial se ubican dentro del rango que impone el diagrama de interacción de la mampostería confinada.

Para el caso de las estructuras de un piso de mampostería estructural las derivas son menores que el 0.003 tal como el código ecuatoriano de la construcción exige.

Al comprobar la cuantía de vigas y columnas de confinamiento con el programa, este genera un refuerzo mínimo. Lo cual nos permite concluir, que la mampostería es el único elemento estructural que disipa la energía del sismo.

En las correas de acero se presenta fuerzas internas máximas tales como: momento de 0.134 T*m y corte: 0.229 T utilizadas para el diseño.

La cercha de madera presenta las siguientes fuerzas internas máximas; momentos: 0.0274 T*m y Axial: -0.989 T, el signo indica que el elemento está en compresión, en esta armadura prevalece el diseño flexo-compresión.

Para la cimentación en estructuras con mampostería confinada se utiliza las zapatas corridas, la cual es una ventaja en la transmisión de las fuerzas hacia el suelo y permite la idealización de una pared estructural. Sin embargo el proyecto propone analizar este tipo alternativas con zapatas aisladas llegando a la conclusión que este sistema cumple los requerimientos de diseño sismo resistente.

Las zapatas no necesitan de refuerzo pero debe ser mayor que los efectos por retracción de fraguado, efectos de temperatura y también compensar el refuerzo mínimo a flexión.

Se exige una dimensión de zapata para la alternativa 1 de: 60X60cm.

En las zapatas de la alternativa II, se tiene un suelo de 10 T/m2, por lo que se recomienda un mejoramiento del mismo o a su vez se plantea una sección de 90X90cm la cual cumple de forma óptima.

En el caso de zapatas corridas la cuantía es mínima, en el caso del refuerzo este debe cumplir con los requisitos de la zapatas aisladas.

Se recomienda la utilización de zapatas corridas en muros confinados el cual se considera como muro estructural cuando este es continuo desde la cimentación hasta su nivel superior y no puede tener ningún tipo de aberturas.

Se debe hacer hincapié en el proceso de construcción en el cual primero se construye la zapata corrida con mampostería estructural y luego se confina con los elementos de concreto reforzado de no cumplir con este requerimiento se debería trabajar con zapatas aisladas que resisten normalmente los movimientos sísmicos.

Alternativa 3

En la estructura de dos pisos se produce una deriva máxima del orden de 0.0024 que superior al 0.002, pero este valor es menor que el 20% de exceso por lo tanto se acepta como válido.

Las fuerzas máxima que se producen en la viga es para momento: 0.61 T*m, corte: 0.98T, las cuales solo requieren refuerzo a tensión, sin embargo se debe coloca acero en compresión debido a la unión viga columna. Al comparar con el programa de análisis estructural este propone colocar refuerzo mínimo.

En columnas se presentan fuerzas máximas como: momento: 0.83T*m, cortes: 0.65T y Axial: 5.91 T. Al verificar con el diagrama de interacción estas columnas son aceptables para este tipo de estructuras.

En las zapatas de la alternativa 3 se producen esfuerzos negativos lo cual no es cierto, por lo tanto se debe mejorar el suelo y reducir el área de la zapata., por ejemplo para un suelo de 10T/m2 se utiliza una zapata cuadrada de 120X120cm.

Estos sistemas estructurales cumplen con el requerimiento sismo-resistentes del código ecuatoriano de construcción. Los materiales son de bajo costo lo que permite que sean aconsejables utilizar en la población rural y urbana marginal.

RECOMENDACIONES

Los sistemas de instalaciones eléctricas y sanitarias tiene repercusión en el comportamiento sismo resistente por tal razón se sugiere las siguientes pautas:

- Las tuberías de instalación eléctrica pueden alojarse en los muros siempre y cuando su recorrido sea vertical.
- Los tubos de desagüe, agua y ventilación no deben alojarse en muros ni en losas, para esto se crea un cielo falso así estas instalaciones no deberían empotrarse en la losa.

La madera pierde su comportamiento estructural en el proceso de construcción proponiendo tener conocimientos de las propiedades mecánicas, criterios de uso y protección de diseño por ejemplo:

- La madera tiene la propiedad de equilibrar su contenido de humedad con el medio ambiente, sufriendo contracciones o expansiones.

- Al conocer las propiedades anatómicas de la madera permite especificar que para pisos es conveniente utilizar entablados que tengan un corte radial, pues son más resistentes al desgaste mecánico.

En el proceso de elaboración de datos el programa de análisis estructural reparte las cargas en todos los apoyos de la estructura, por lo tanto se debe ordenar y realizar un análisis estático para determinar la carga axial, corte y momento que actúan en cada mampostería.

Para comprobar las fuerzas de corte, se debe hacer la sumatoria de fuerzas en X o Y de todas las mamposterías y el resultado debe ser igual a la fuerza del sismo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1 Amaldo Carrillo Gil. "Tecnología Geotécnica en las cimentaciones del Perú Antiguo" Profesor Emérito de la Universidad Nacional de Ingeniería, Lima Perú.

2 Robert r. Schneider , Walter l. Dickey, Reinforced Masonry design, Prentice HallCivil Engineering, N.M. Newmark and W. J. Hall, Editors.

3 Bresler, Lin y Ssalzy Diseño de Estructuras de Acero

4 Proyectos Andinos de Desarrollo Tecnológico en el área de recursos forestales tropicales (padt-refort), (1984) Manual de diseño para maderas del grupo andino, Editado por junta del acuerdo de Cartagena.

5 Codigo Ecuatoriano de la Construcción,(2001), Subcapítulo de la construcción con mampostería estructural, Quito-Mayo.

6 Pino Morales Giovanni Gerardo, Valencia Rocío del Pilar, (1995), Tesis de grado #251, Diseño de un edificio de 2 y 5 plantas de mampostería confinada, Escuela Politécnica Nacional, Quito-Agosto.

7 Placencia Patricio, Apuntes de Configuración Estructural, Escuela Politécnica Nacional, Quito-Ecuador.

8 James M. Gere, Stephen p. Timoshenko, Mecánica de materials, Segunda Edición, Grupo editorial Iberoamérica, Rio atoyac-Mexico.

9 Guayasamín. t Juan José, Tesis de grado #349, Diseño a flexo-compresión de secciones de mampostería reforzada, Escuela Politécnica Nacional, Quito-Ecuador.

10 Arthur y Nilson, Diseño de estructuras de concreto, Duodécima edición, Editorial Mc. Graw Hill, Interamericana, Santafé de Bogotá-Colombia.

11 Marquez. Eduardo, Apuntes de Hormigón armado I, Sección Vigas, Escuela Politécnica Nacional, Quito- Ecuador.

12 Placencia Patricio, Apuntes de Hormigón armado III, Sección Columnas, Escuela Politécnica Nacional, Quito-Ecuador.

13 Valverde Jorge, Apuntes del diseño de cimentación, Escuela Politécnica Nacional, Quito-Ecuador.

14 Arellano Roberto, (1998), Diseño de estructuras en Acero, Parte I, Esfuerzos Admisibles, Centro tecnológico de reproducción de documentos ESPOCH, Quito-Ecuador.

15 Arellano Roberto, Curso de Diseño de estructuras en acero, Escuela Politécnica Nacional, Quito- Ecuador.

16 Código Ecuatoriano de la Construcción, Requisitos generales de diseño, Quito-Mayo, 2001.

17 American Concrete Institute (ACI318S-05) Requisitos generales para concreto estructural y comentarios.

18 Normas Colombianas de Diseño y Construcción sismo resistentes, (1997), NSR-98, Tomo 1, Ley 400 de 1997.

19 UBC, Uniforming Building Code.

20 Ávila Vega Carlos Fabián, Tesis de grado #278, (1998), Estudio de procedimientos para el diseño a flexo-compresión uniaxial de paredes de mampostería confinada, Escuela Politécnica Nacional, Quito-Abril.

ANEXOS

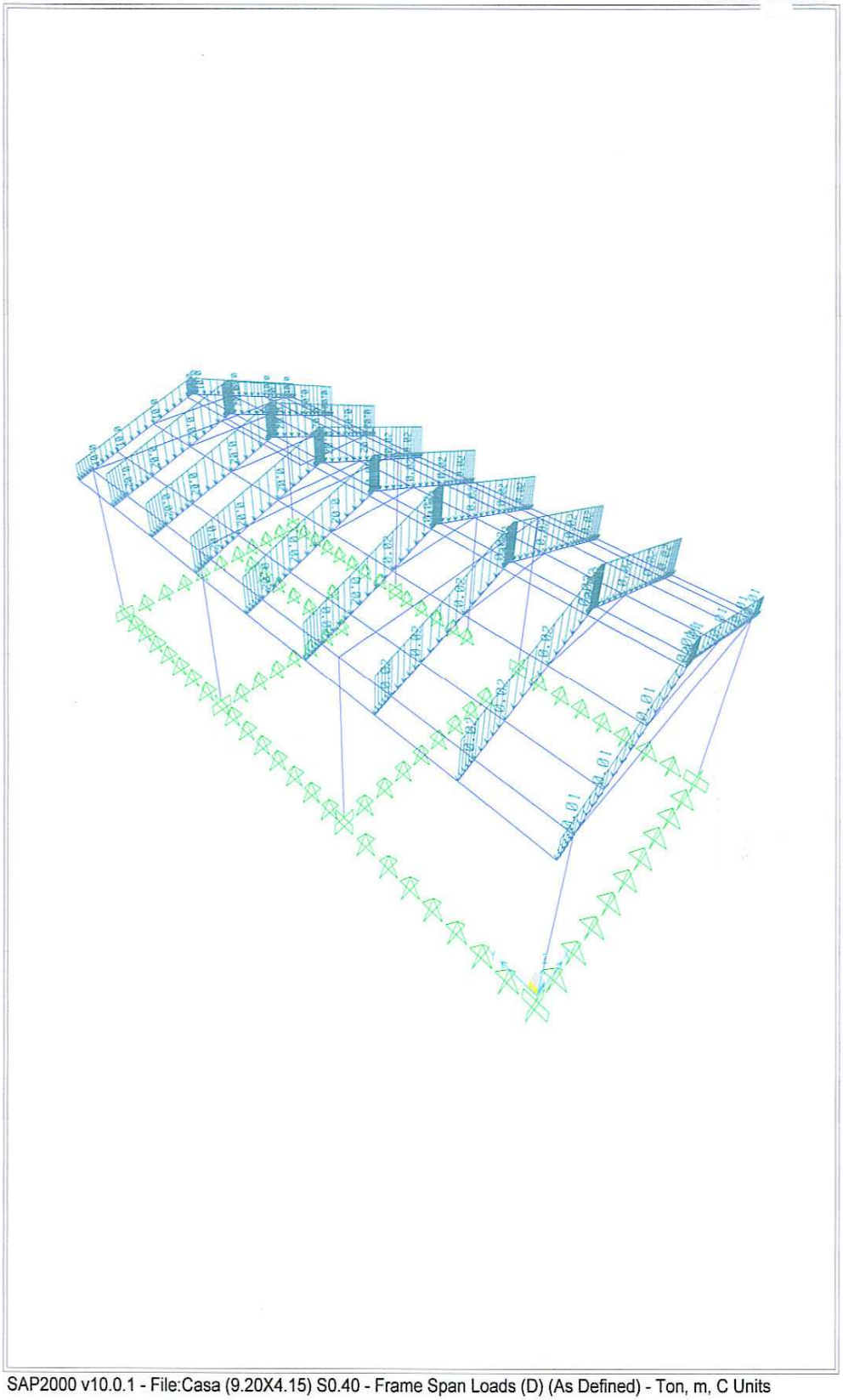
ANEXO Nº1

DISTRIBUCIÓN DE CARGA

ANEXO Nº1A

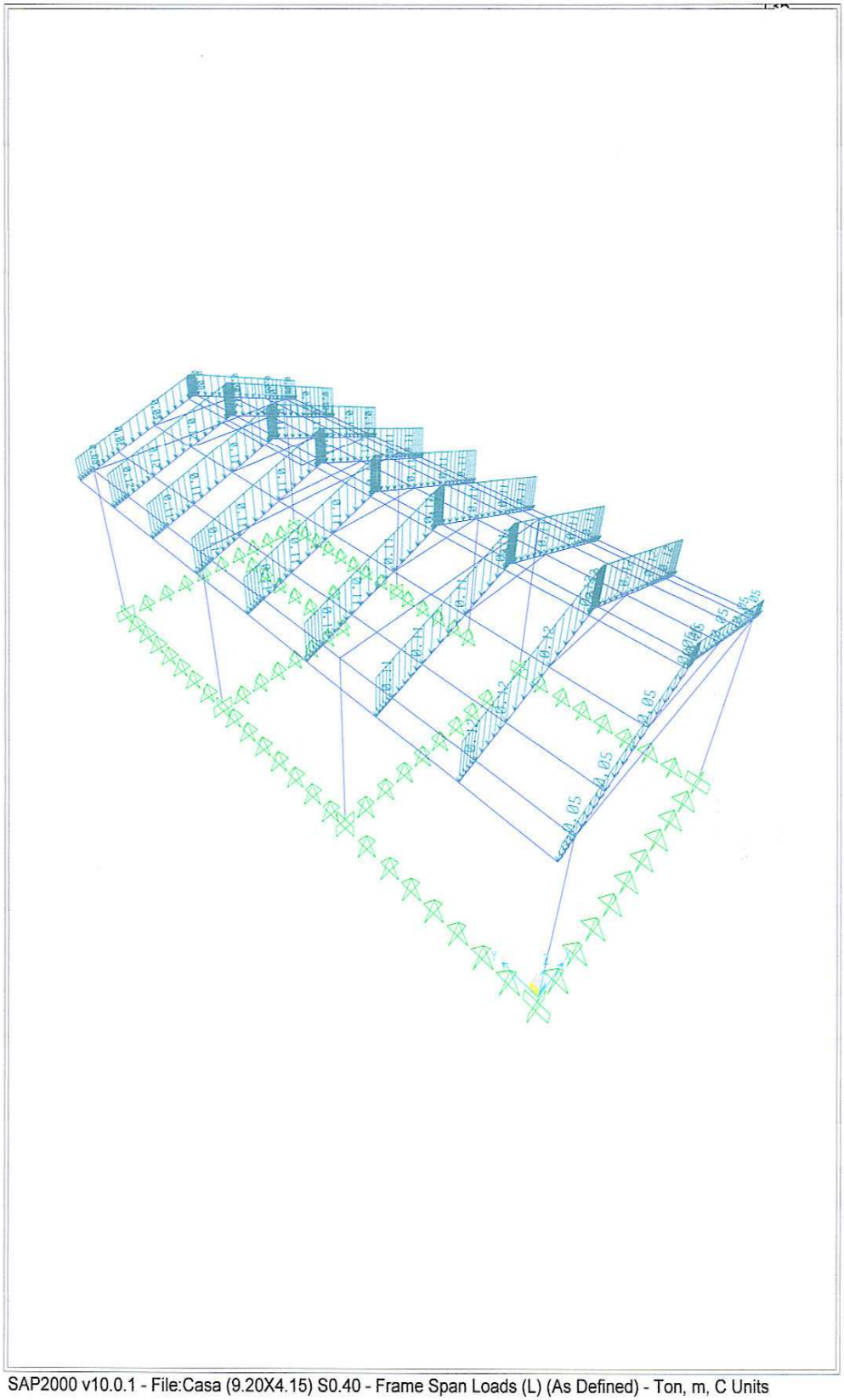
ALTERNATIVA 2

SAP2000 10/4/09 11:48:22



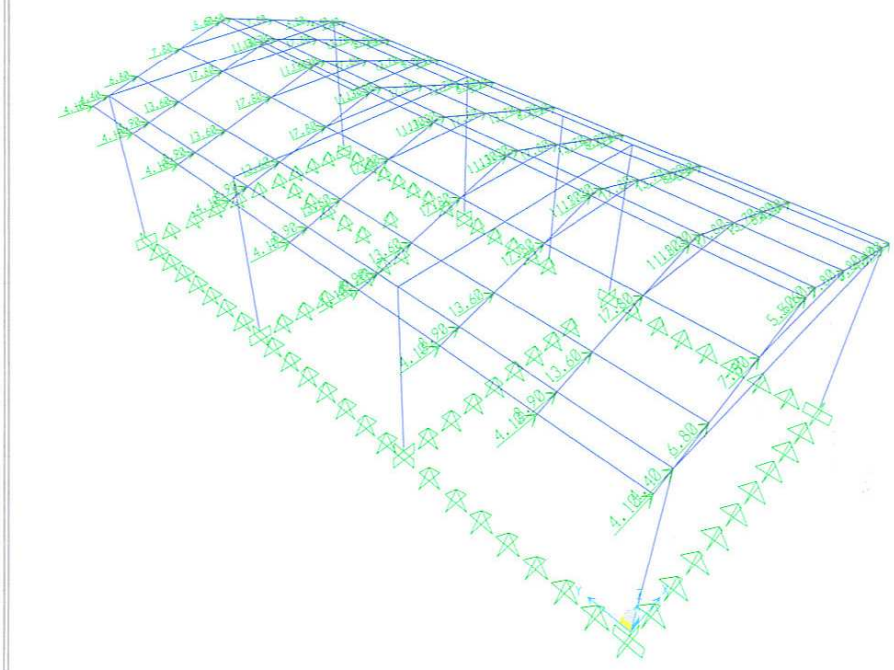
SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Frame Span Loads (D) (As Defined) - Ton, m, C Units

SAP2000 10/4/09 11:57:46



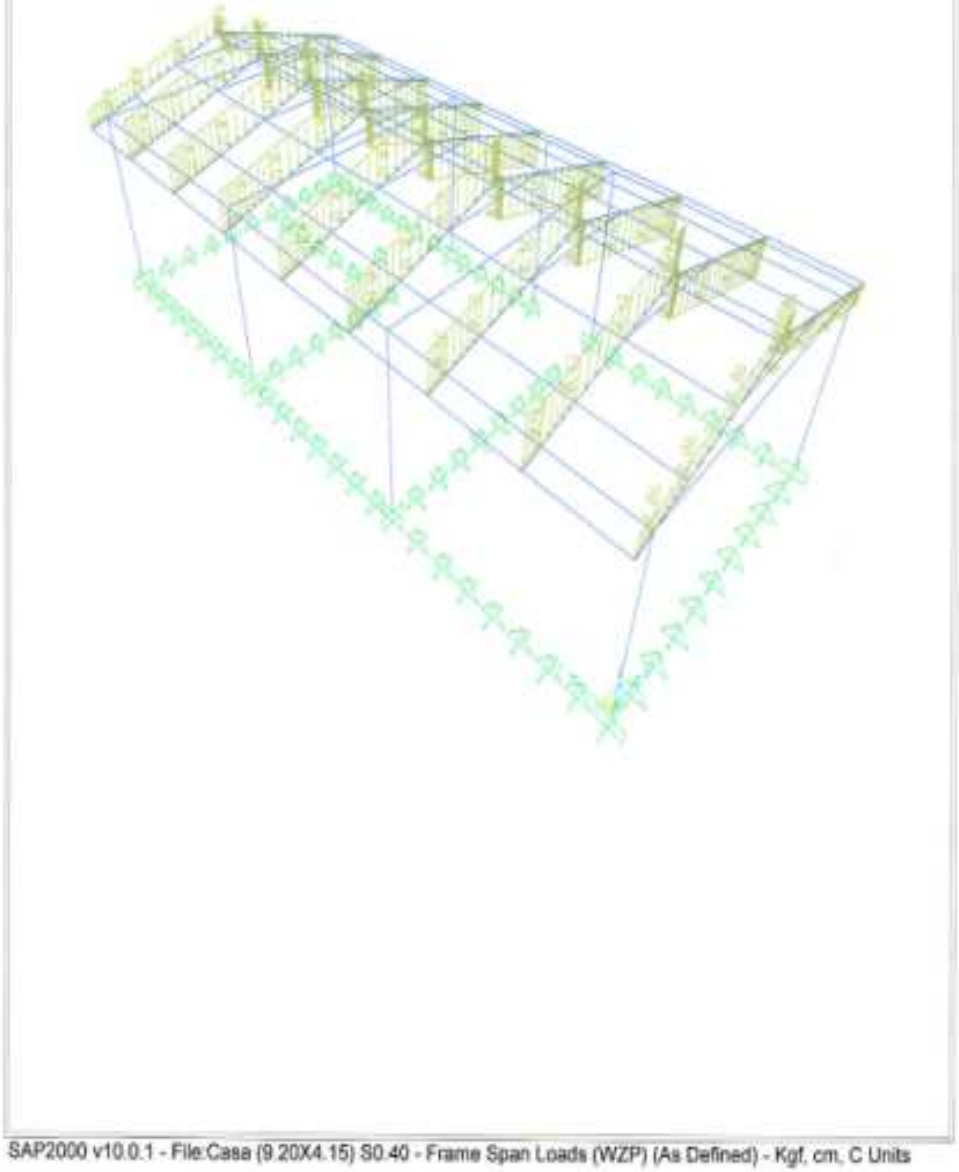
SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Frame Span Loads (L) (As Defined) - Ton, m, C Units

SAP2000 10/4/09 17:35:44

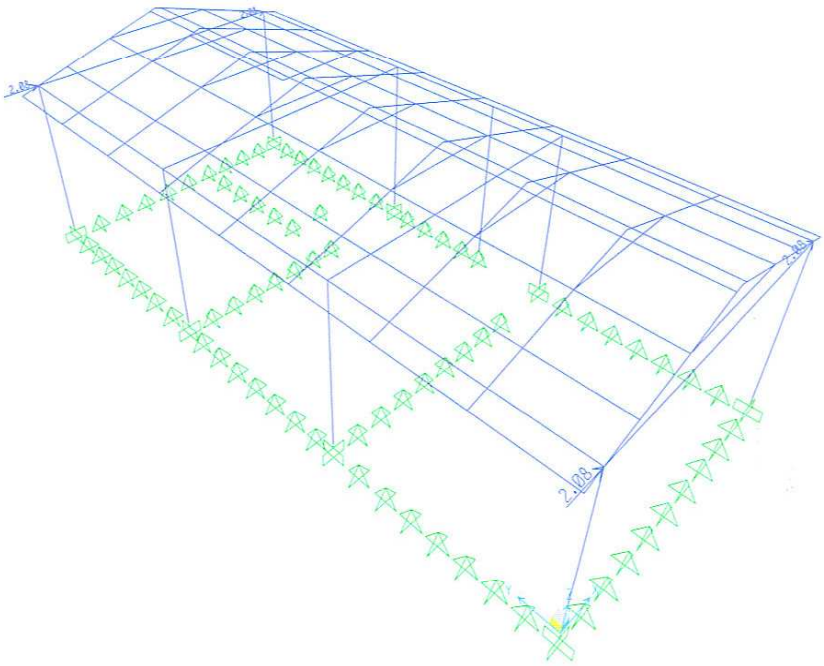


SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Joint Loads (WXP) (As Defined) - Kgf, cm, C Units

SAP2000 10/4/09 17:48:21
137



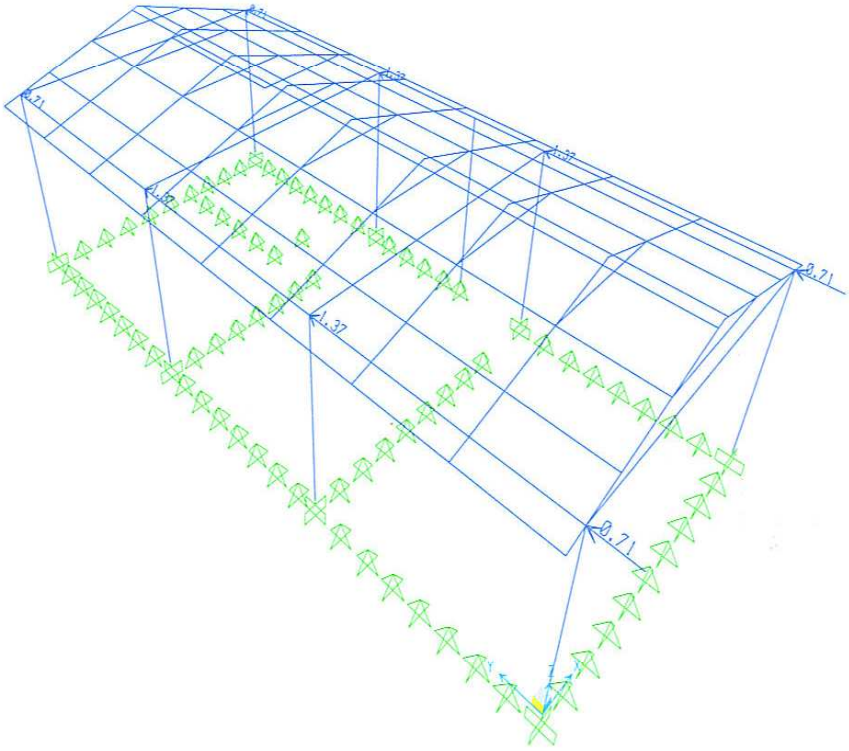
SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Frame Span Loads (WZP) (As Defined) - Kgf, cm, C Units



SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Joint Loads (SXP) (As Defined) - Ton, m, C Units

SAP2000

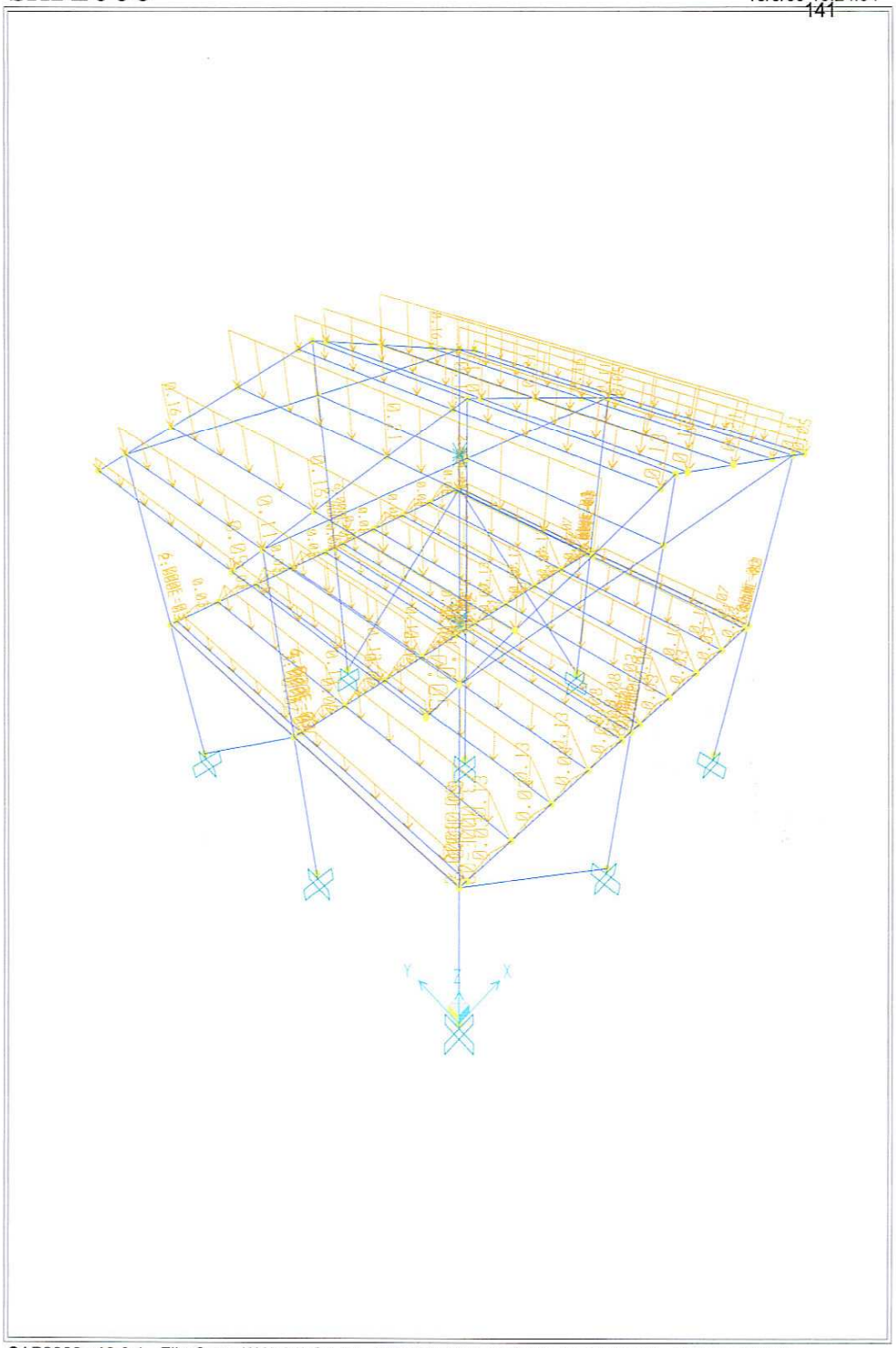
10/4/09 18:52:06
139



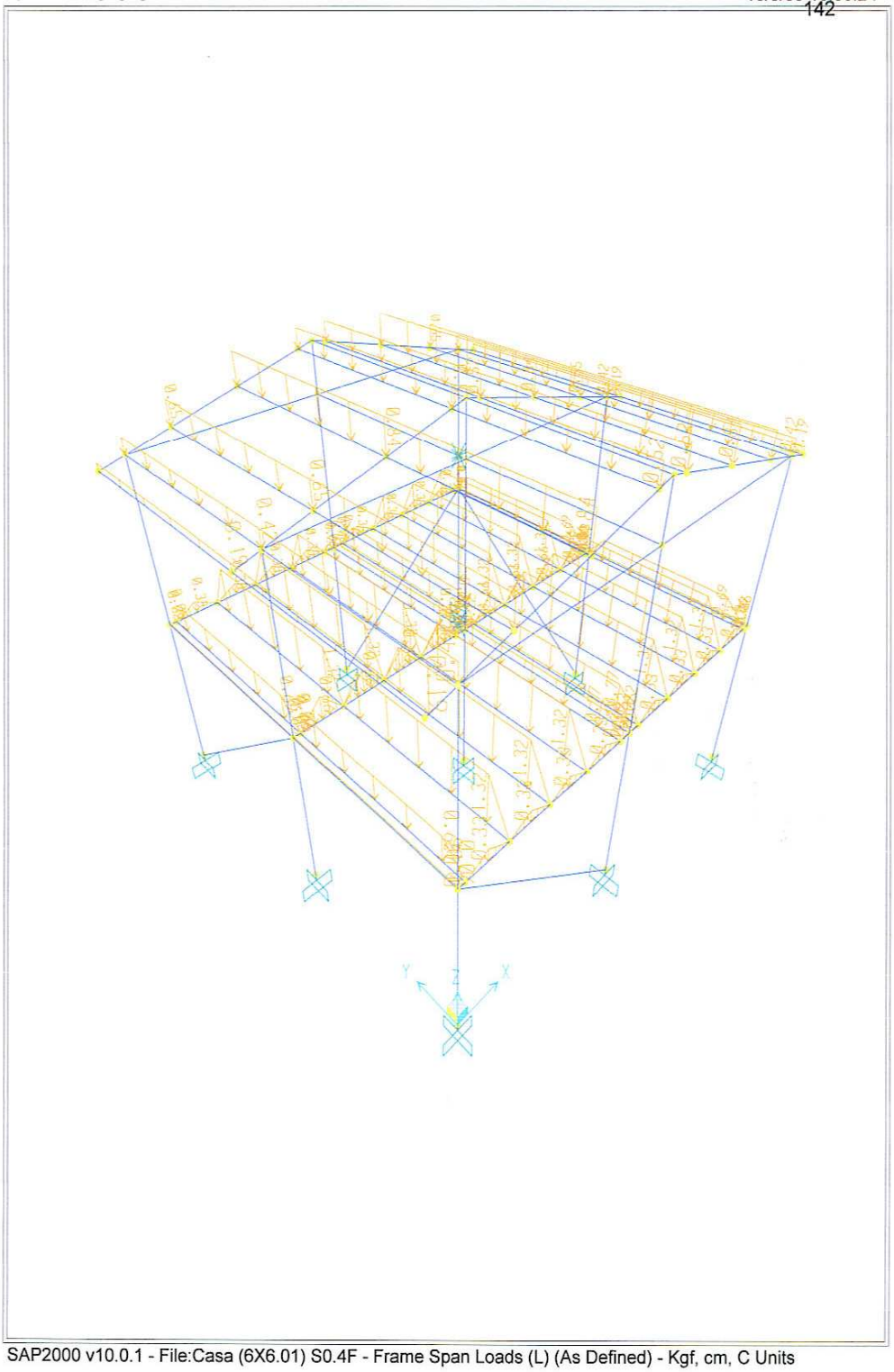
SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Joint Loads (SYP) (As Defined) - Ton, m, C Units

ANEXO Nº1B

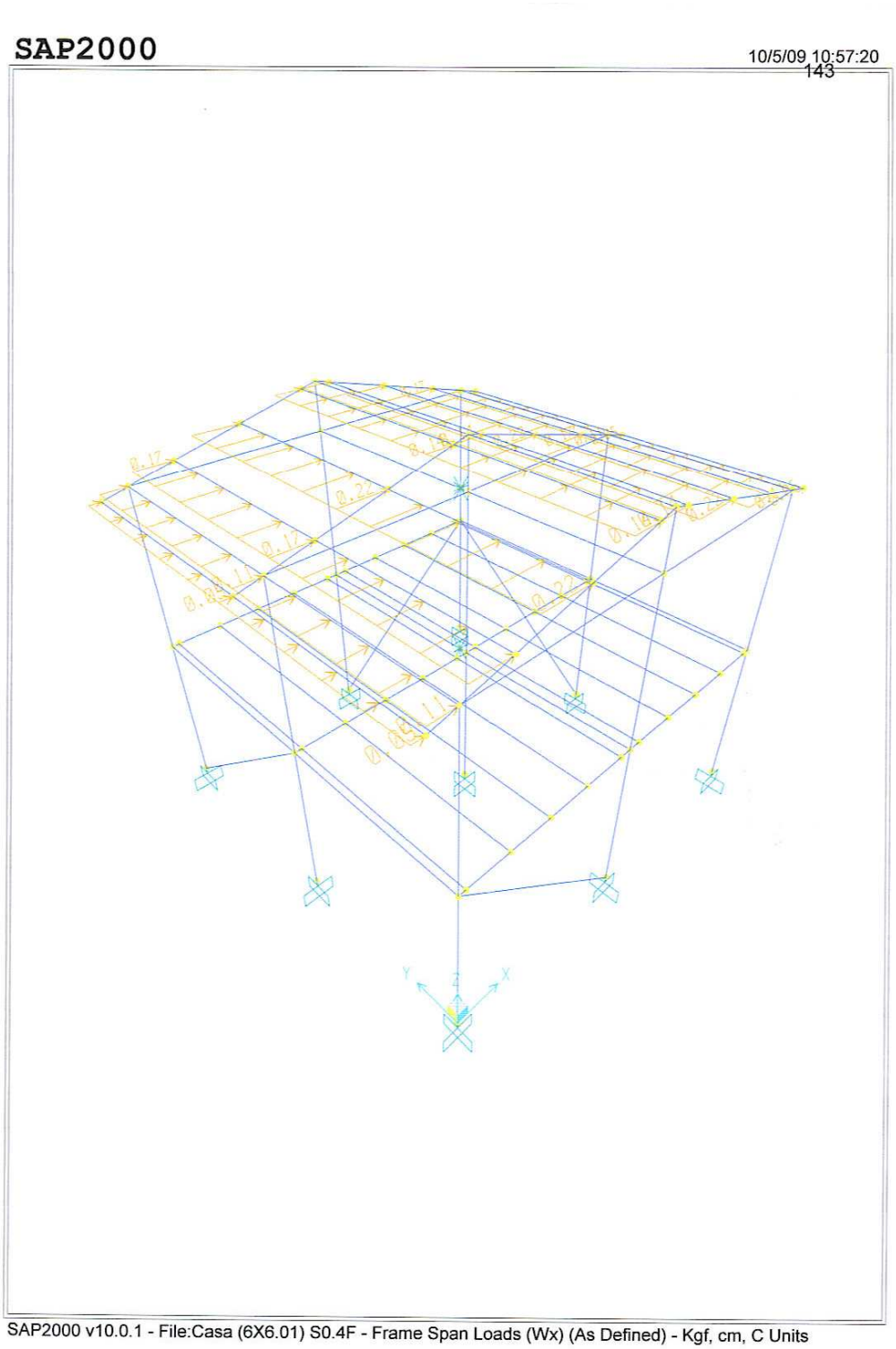
ALTERNATIVA 3

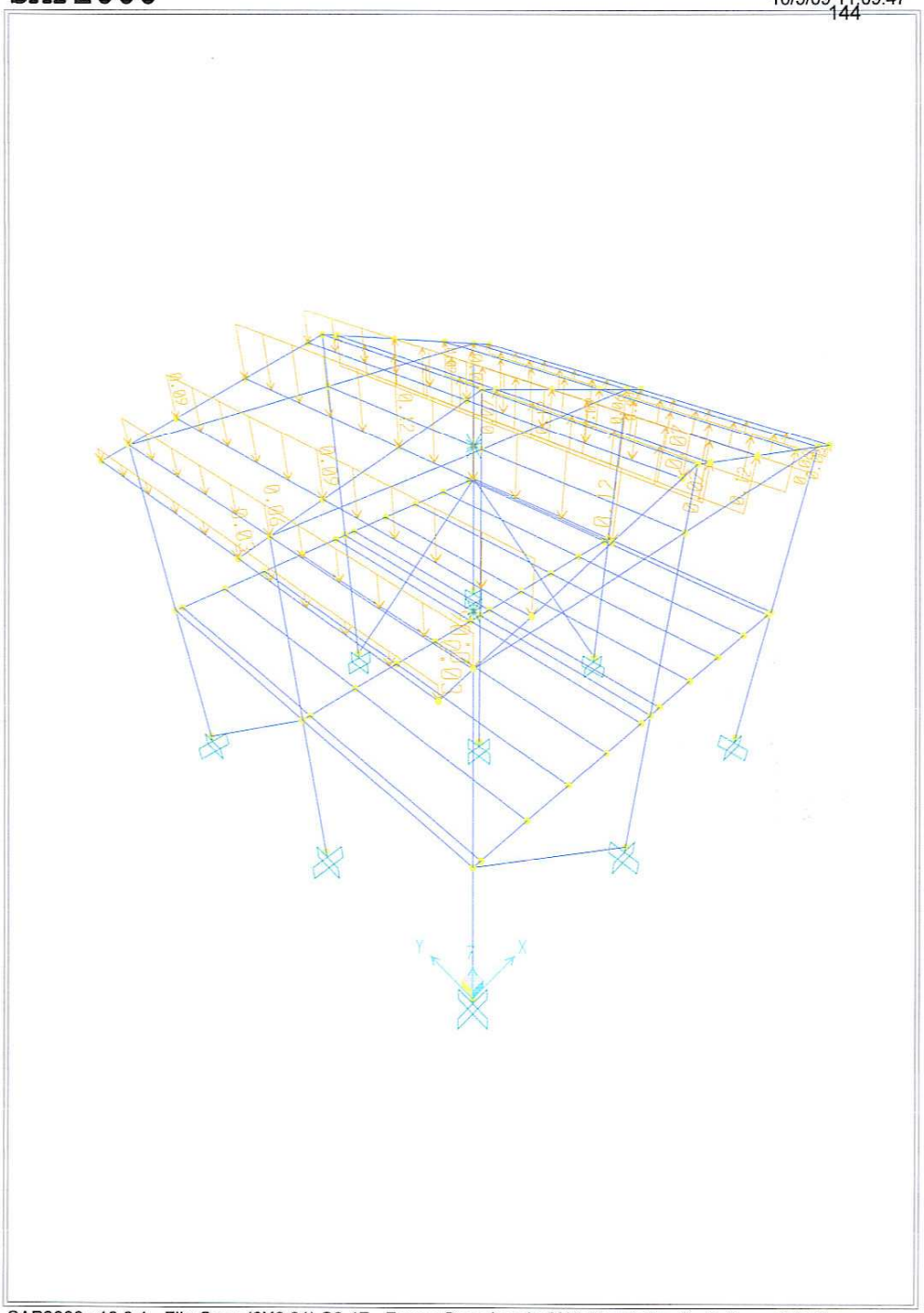


SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (6X6.01) S0.4F - Frame Span Loads (D) (As Defined) - Kgf, cm, C Units

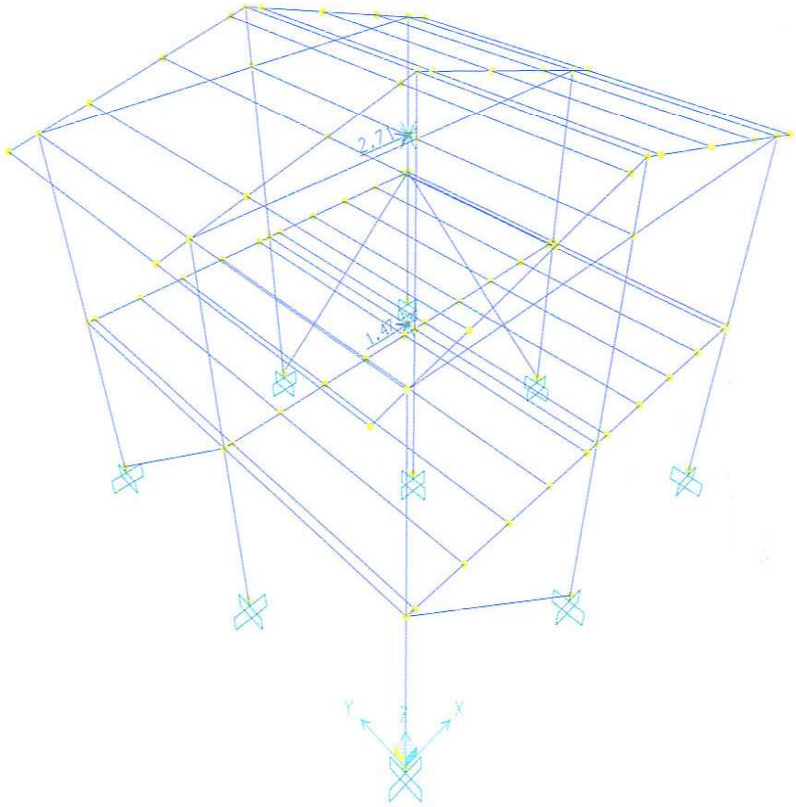


SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (6X6.01) S0.4F - Frame Span Loads (L) (As Defined) - Kgf, cm, C Units

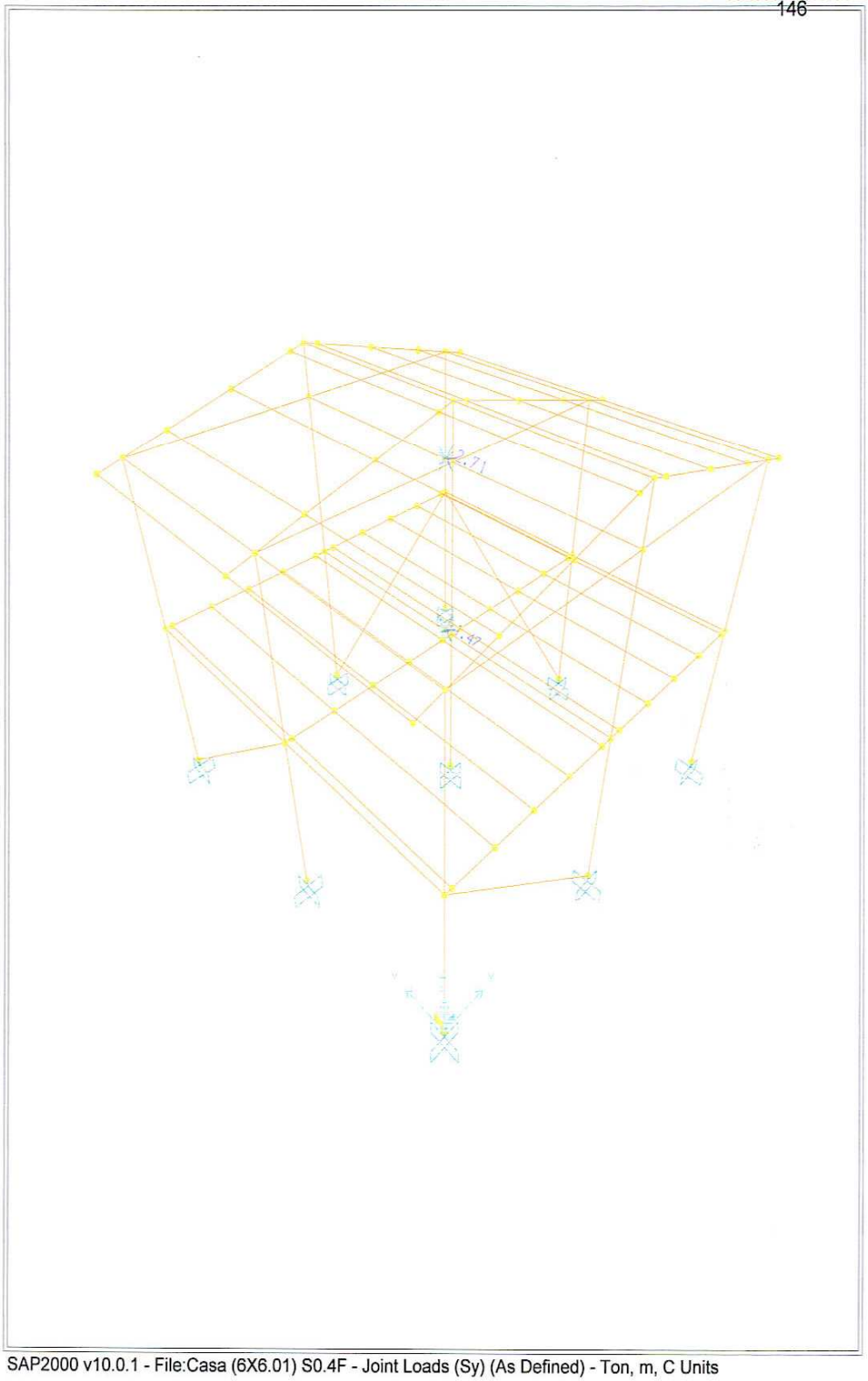

SAP2000
10/5/09 10:57:20
143
SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (6X6.01) S0.4F - Frame Span Loads (Wx) (As Defined) - Kgf, cm, C Units



SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (6X6.01) S0.4F - Frame Span Loads (Wz) (As Defined) - Kgf, cm, C Units



SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (6X6.01) S0.4F - Joint Loads (Sx) (As Defined) - Ton, m, C Units



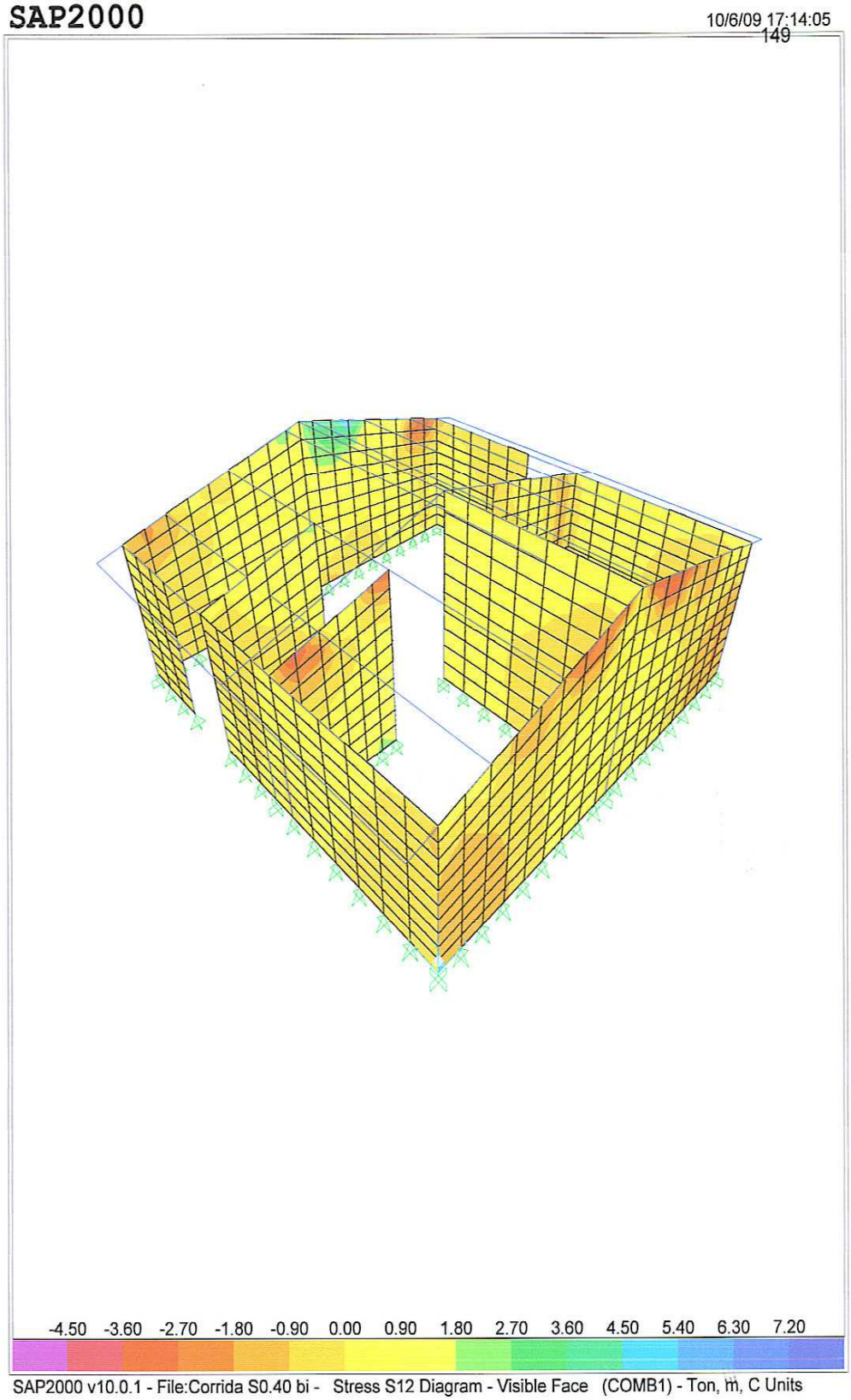
SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (6X6.01) S0.4F - Joint Loads (Sy) (As Defined) - Ton, m, C Units

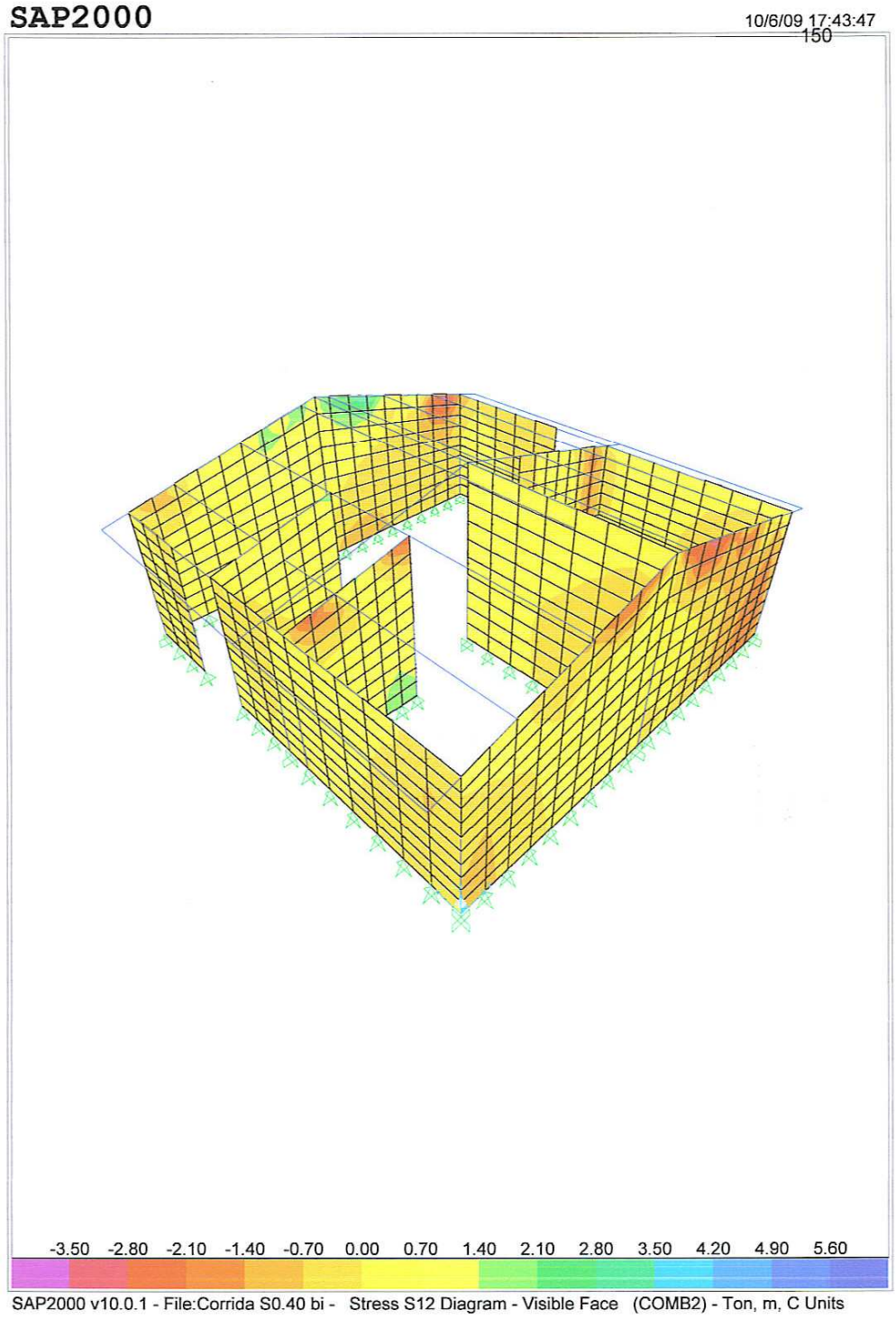
ANEXO Nº2

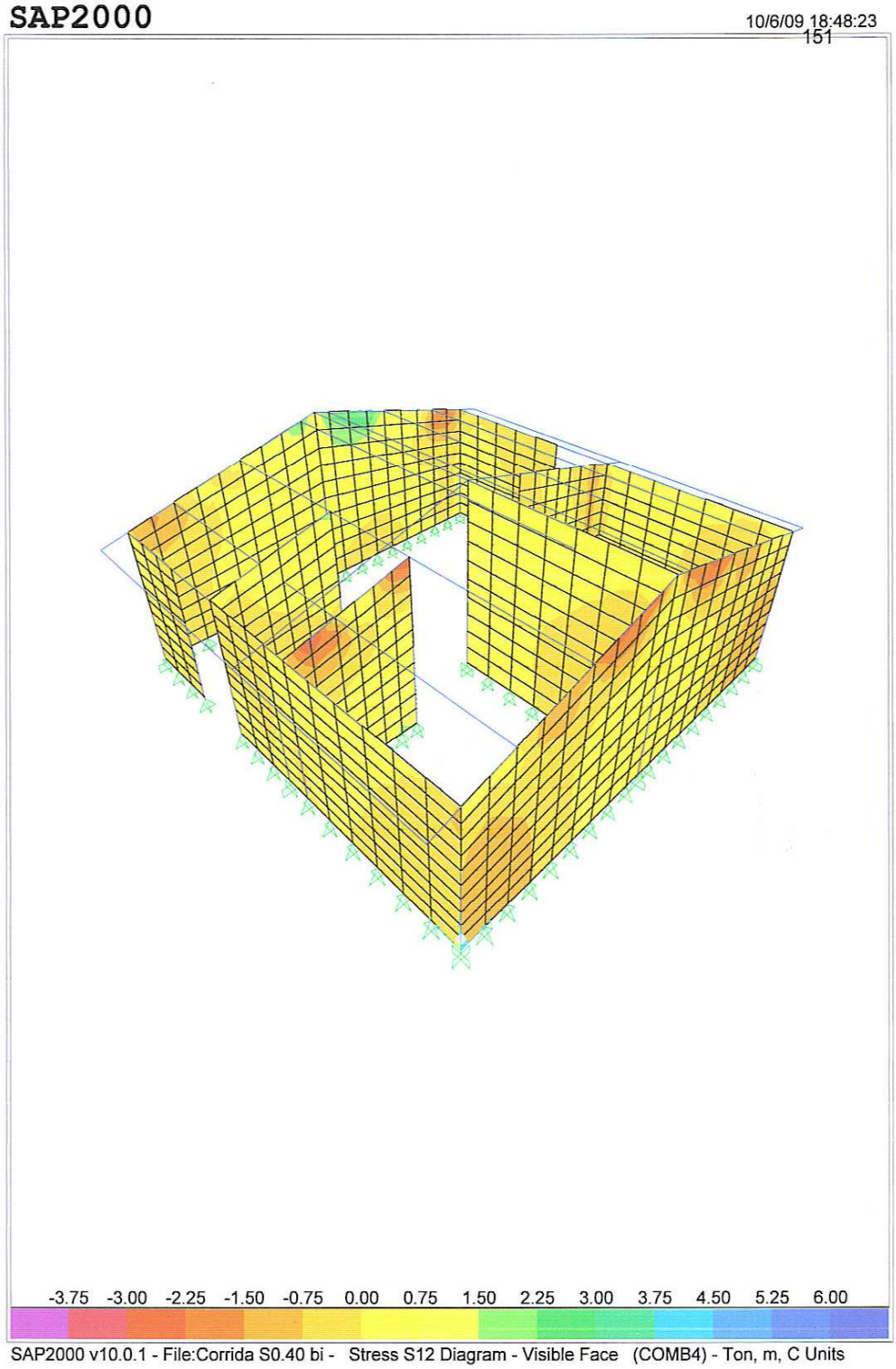
ESFUERZOS DE CORTE

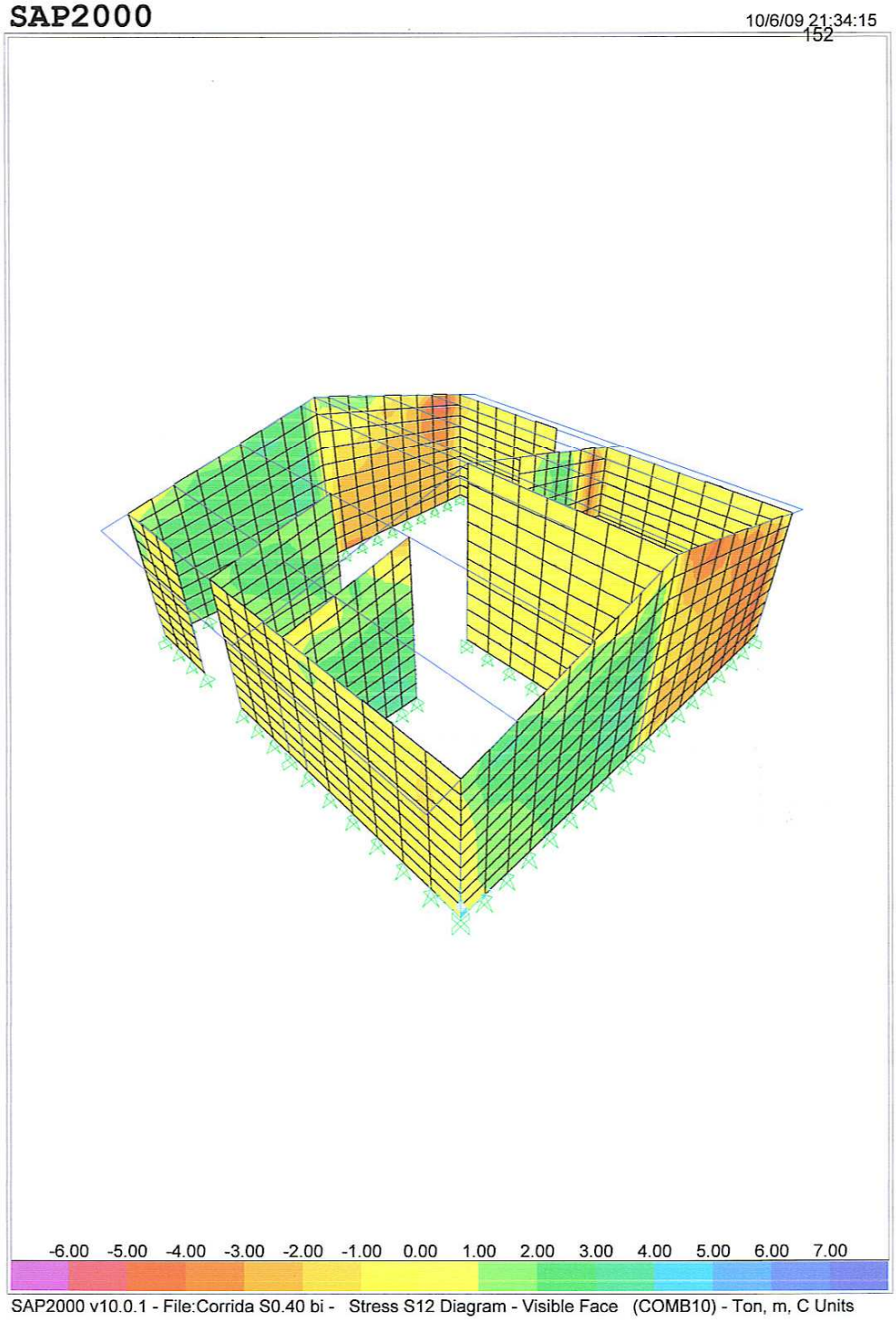
ANEXO Nº2A

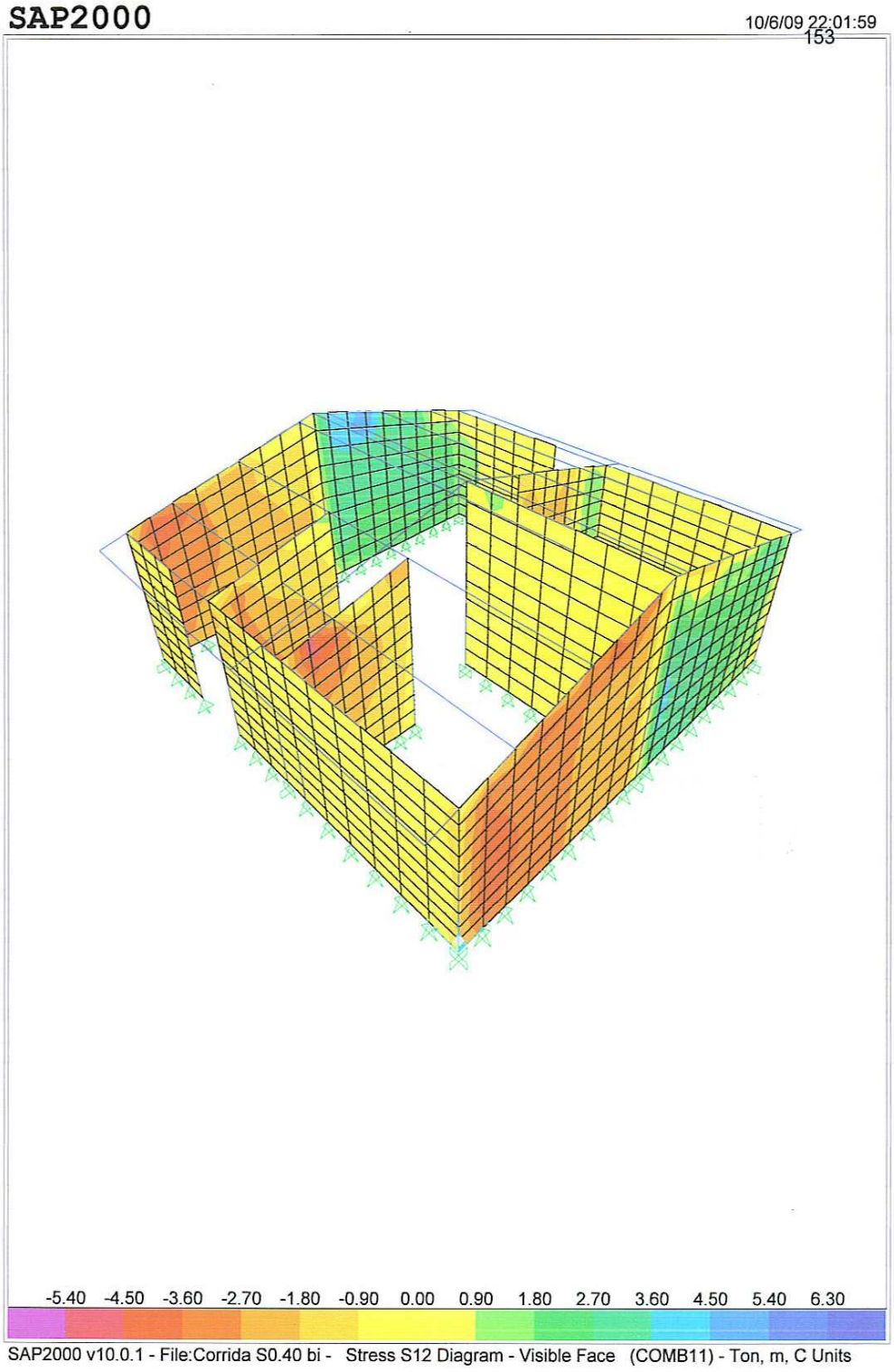
ALTERNATIVA 1

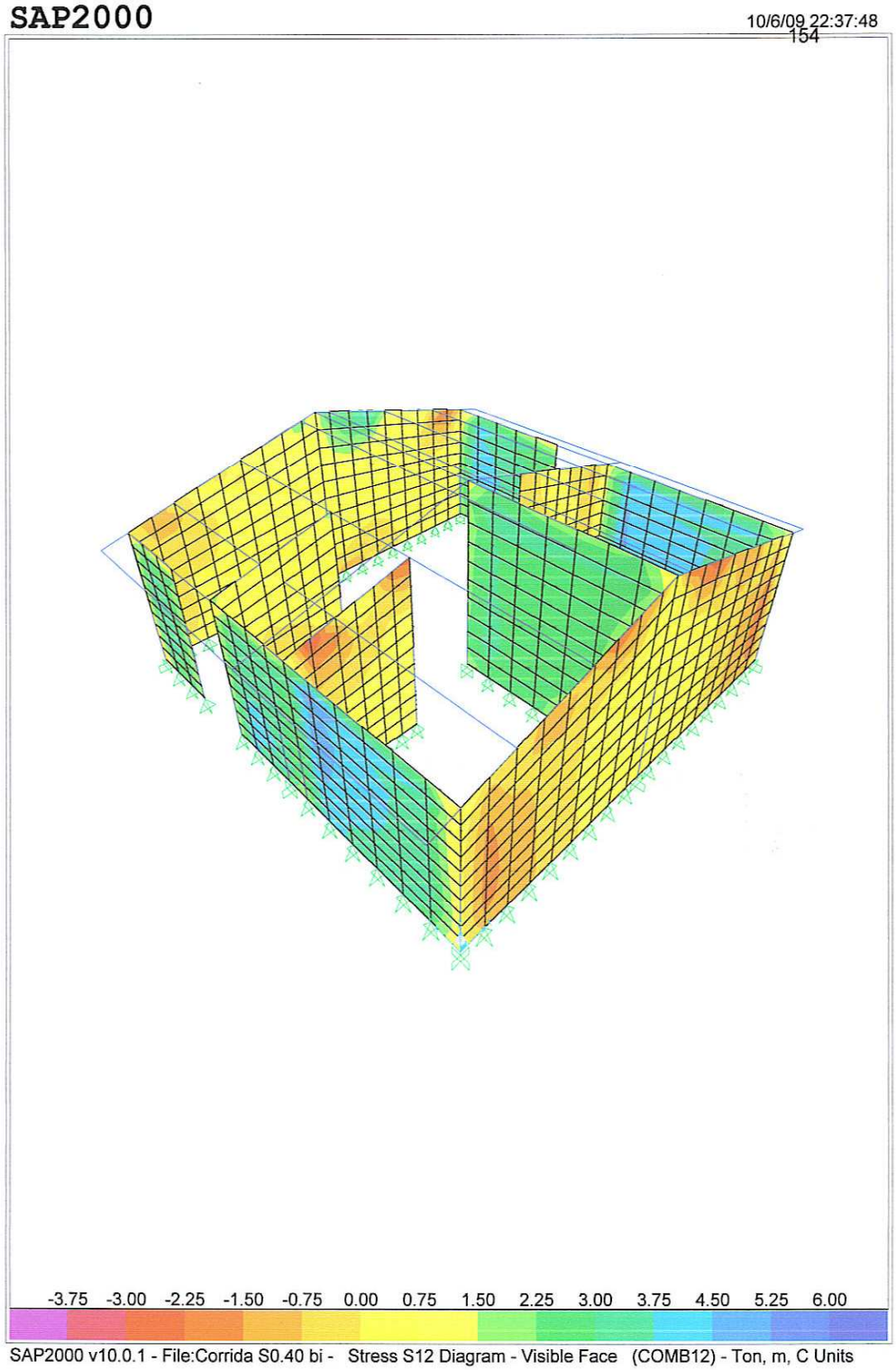

SAP2000
10/6/09 17:14:05
149
-4.50 -3.60 -2.70 -1.80 -0.90 0.00 0.90 1.80 2.70 3.60 4.50 5.40 6.30 7.20
SAP2000 v10.0.1 - File:Corrida S0.40 bi - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB1) - Ton, m, C Units

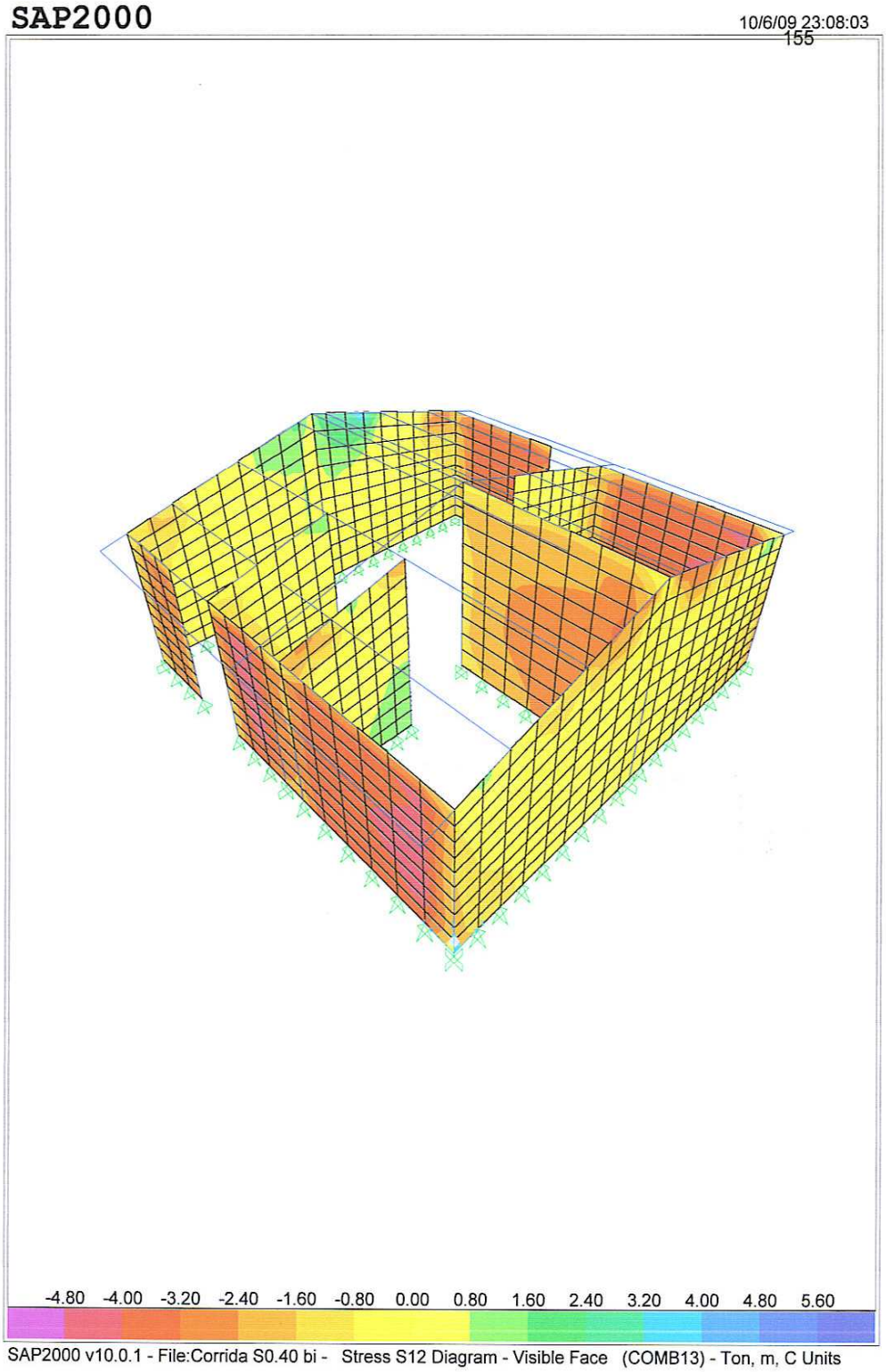

SAP2000
10/6/09 17:43:47
150
-3.50 -2.80 -2.10 -1.40 -0.70 0.00 0.70 1.40 2.10 2.80 3.50 4.20 4.90 5.60
SAP2000 v10.0.1 - File:Corrida S0.40 bi - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB2) - Ton, m, C Units

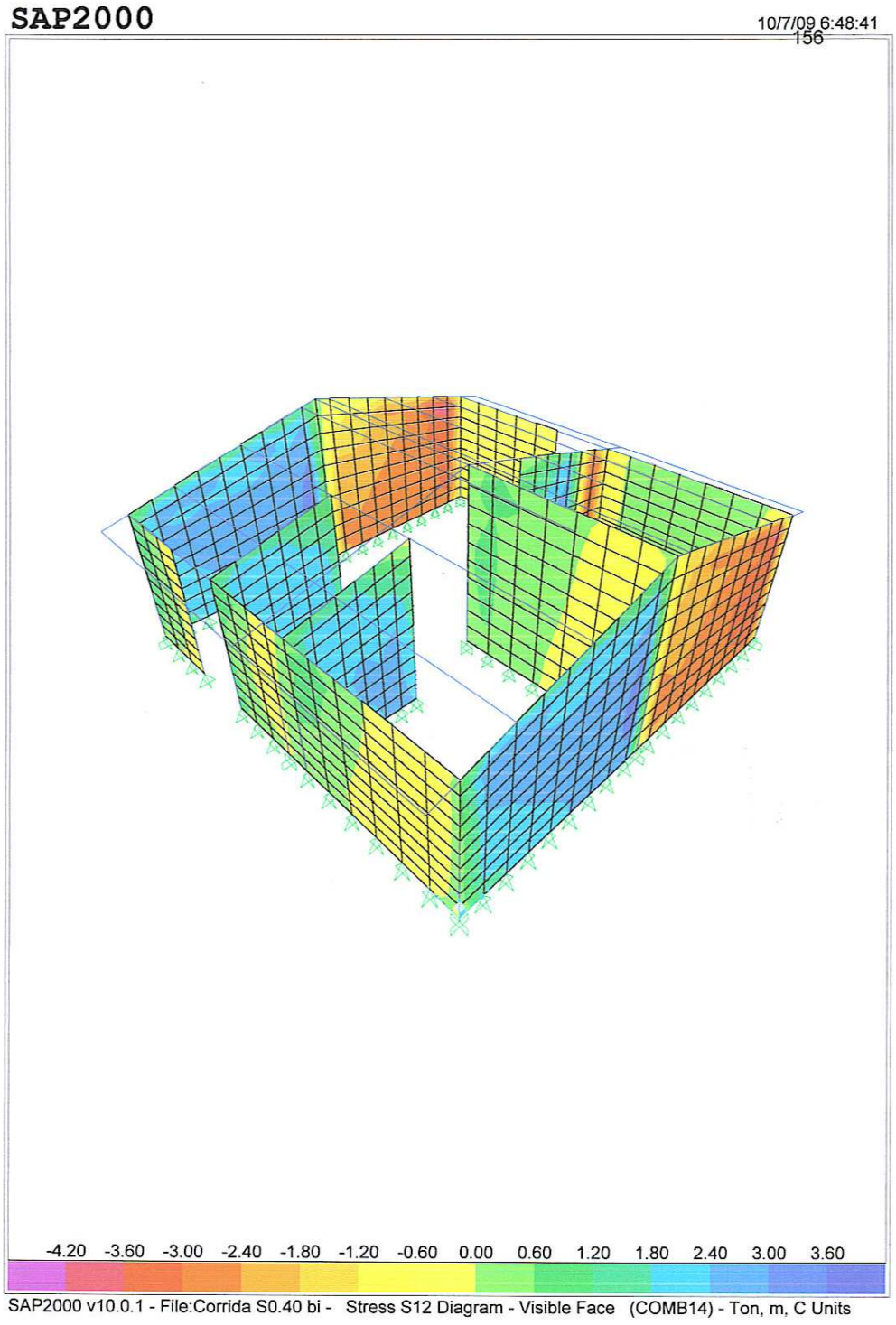

SAP2000
10/6/09 18:48:23
151
-3.75 -3.00 -2.25 -1.50 -0.75 0.00 0.75 1.50 2.25 3.00 3.75 4.50 5.25 6.00
SAP2000 v10.0.1 - File:Corrida S0.40 bi - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB4) - Ton, m, C Units

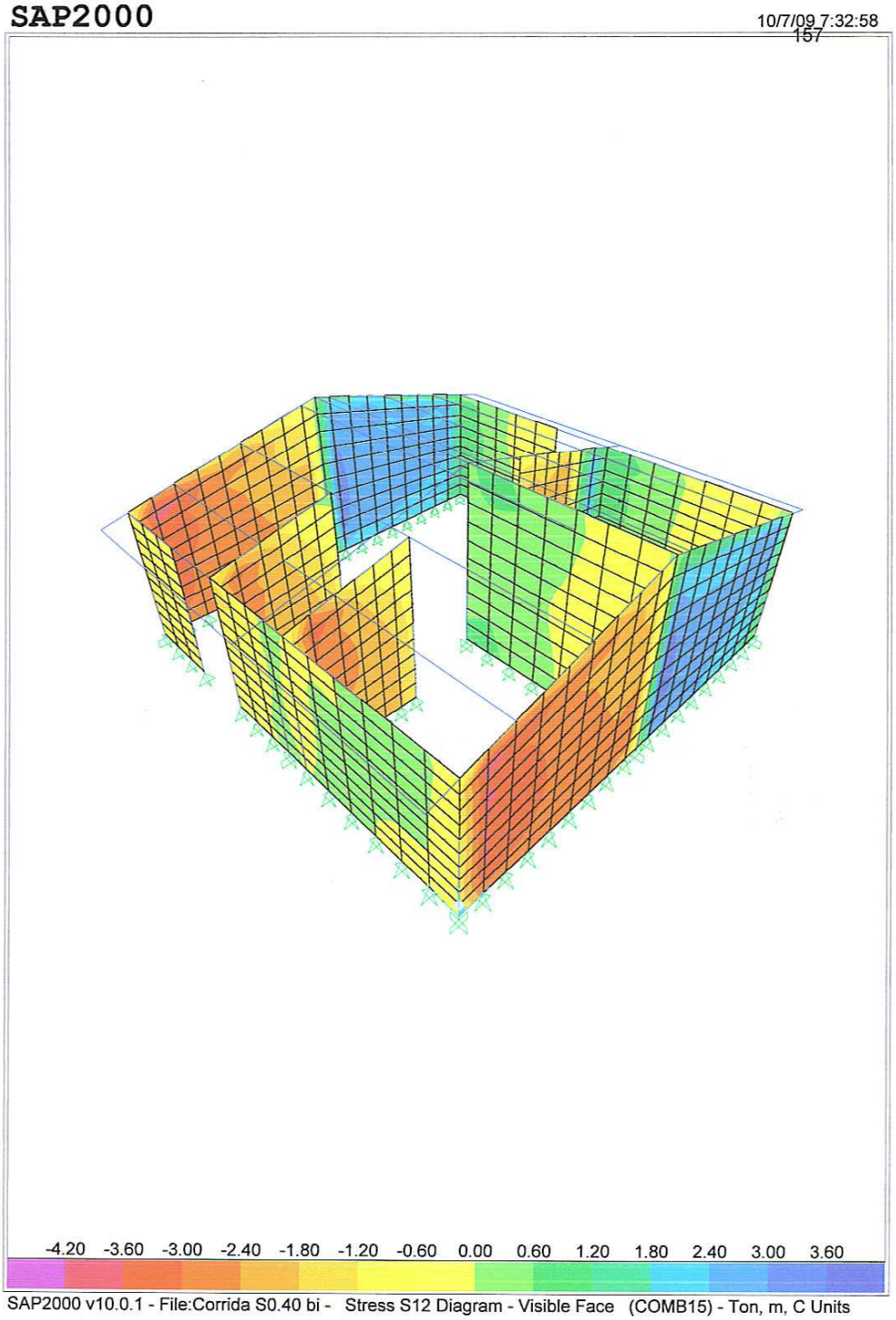

SAP2000
10/6/09 21:34:15
152
-6.00 -5.00 -4.00 -3.00 -2.00 -1.00 0.00 1.00 2.00 3.00 4.00 5.00 6.00 7.00
SAP2000 v10.0.1 - File:Corrida S0.40 bi - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB10) - Ton, m, C Units

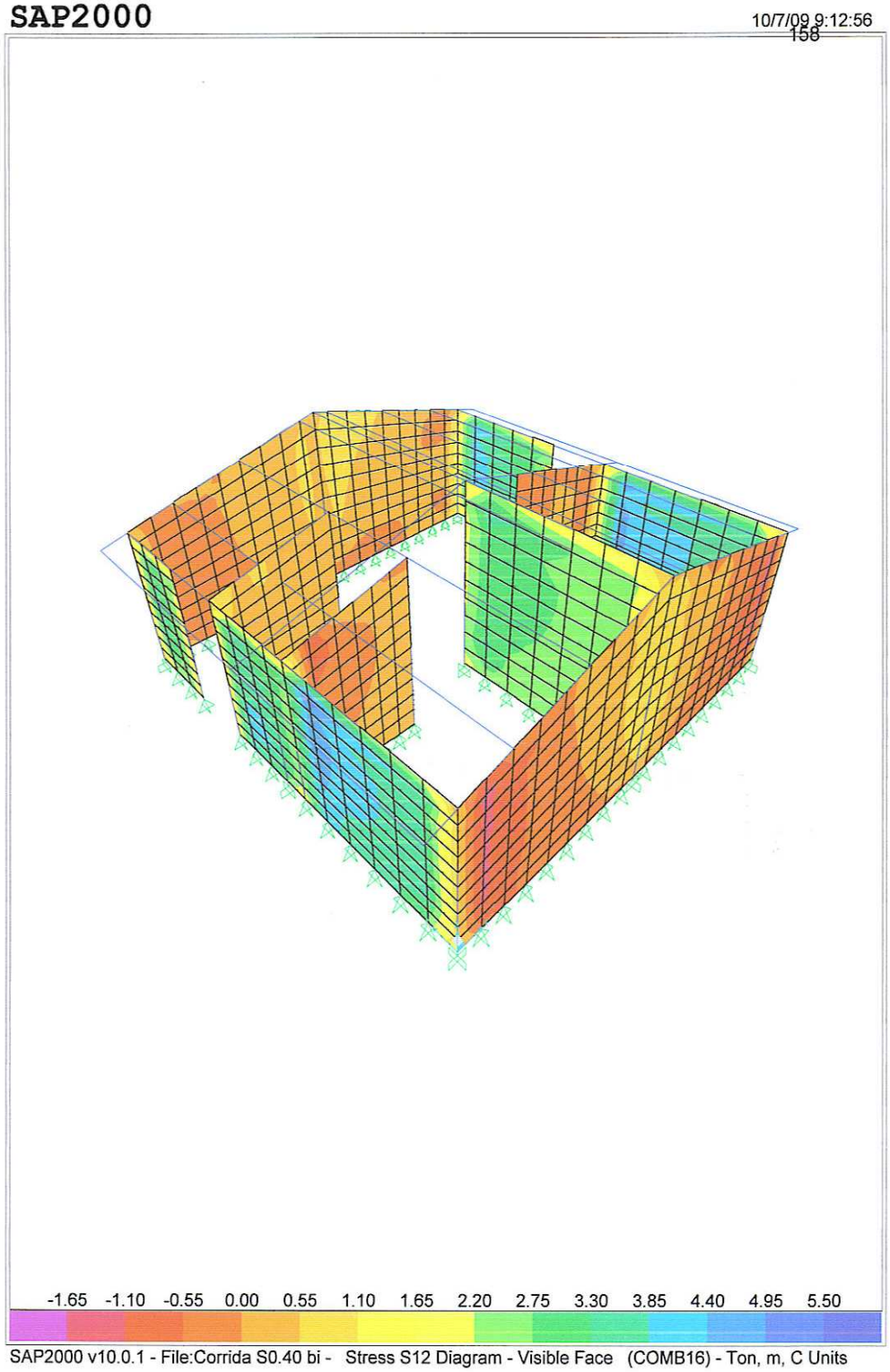

SAP2000
10/6/09 22:01:59
153
-5.40 -4.50 -3.60 -2.70 -1.80 -0.90 0.00 0.90 1.80 2.70 3.60 4.50 5.40 6.30
SAP2000 v10.0.1 - File:Corrida S0.40 bi - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB11) - Ton, m, C Units

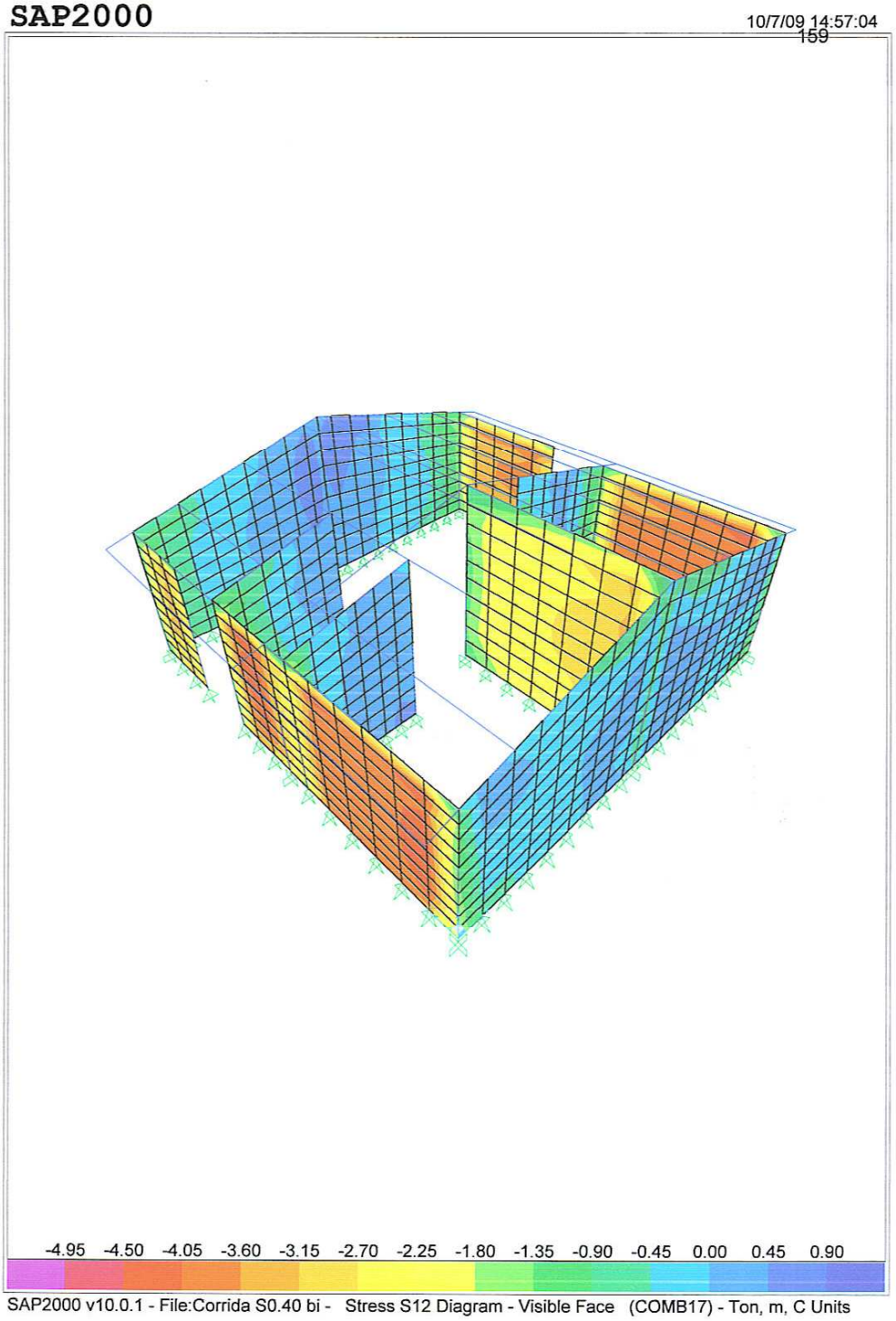

SAP2000
10/6/09 22:37:48
154
-3.75 -3.00 -2.25 -1.50 -0.75 0.00 0.75 1.50 2.25 3.00 3.75 4.50 5.25 6.00
SAP2000 v10.0.1 - File:Corrida S0.40 bi - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB12) - Ton, m, C Units


SAP2000
10/6/09 23:08:03
155
-4.80 -4.00 -3.20 -2.40 -1.60 -0.80 0.00 0.80 1.60 2.40 3.20 4.00 4.80 5.60
SAP2000 v10.0.1 - File:Corrida S0.40 bi - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB13) - Ton, m, C Units


SAP2000
10/7/09 6:48:41
156
-4.20 -3.60 -3.00 -2.40 -1.80 -1.20 -0.60 0.00 0.60 1.20 1.80 2.40 3.00 3.60
SAP2000 v10.0.1 - File:Corrida S0.40 bi - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB14) - Ton, m, C Units

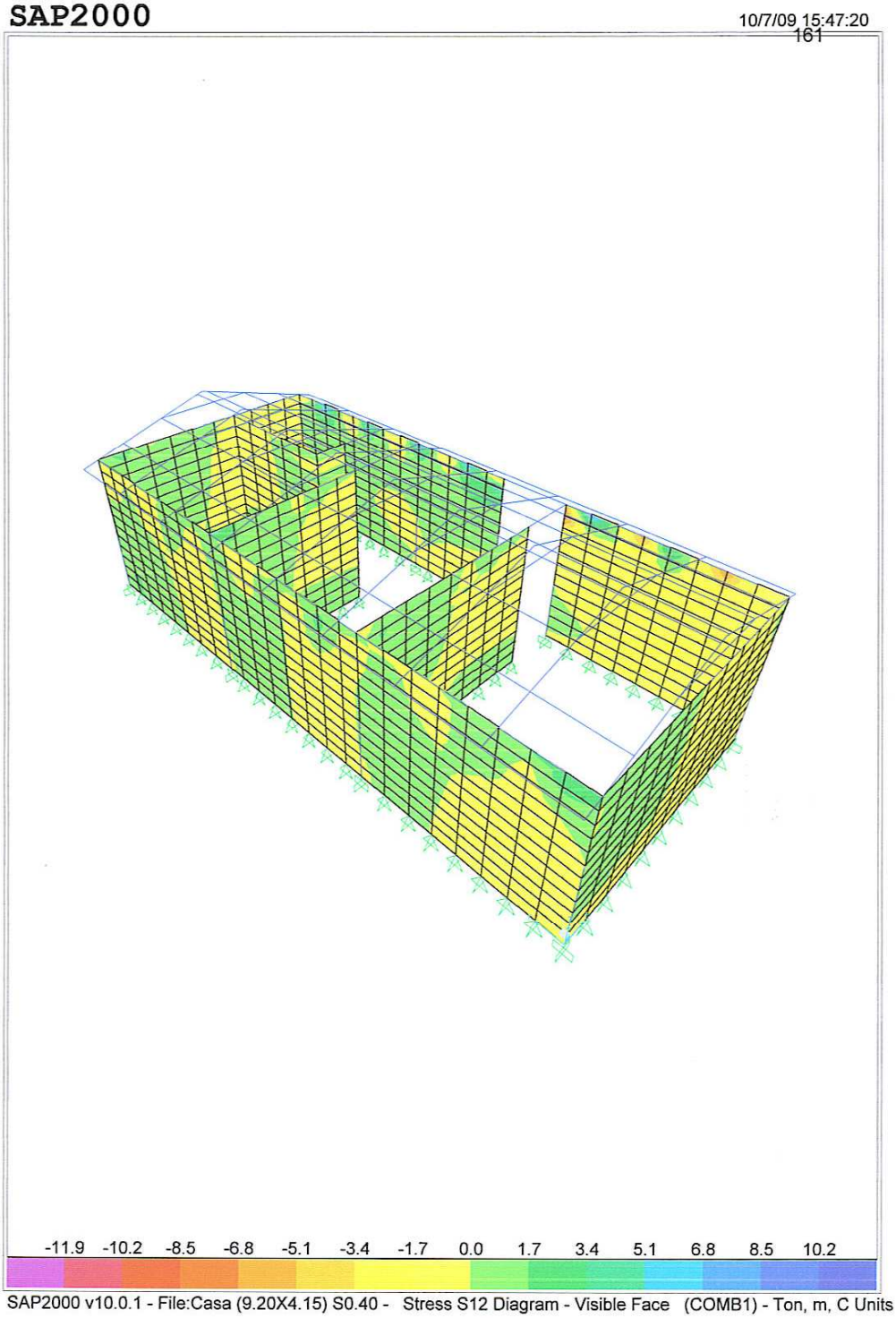

SAP2000
10/7/09 7:32:58
157
-4.20 -3.60 -3.00 -2.40 -1.80 -1.20 -0.60 0.00 0.60 1.20 1.80 2.40 3.00 3.60
SAP2000 v10.0.1 - File:Corrida S0.40 bi - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB15) - Ton, m, C Units

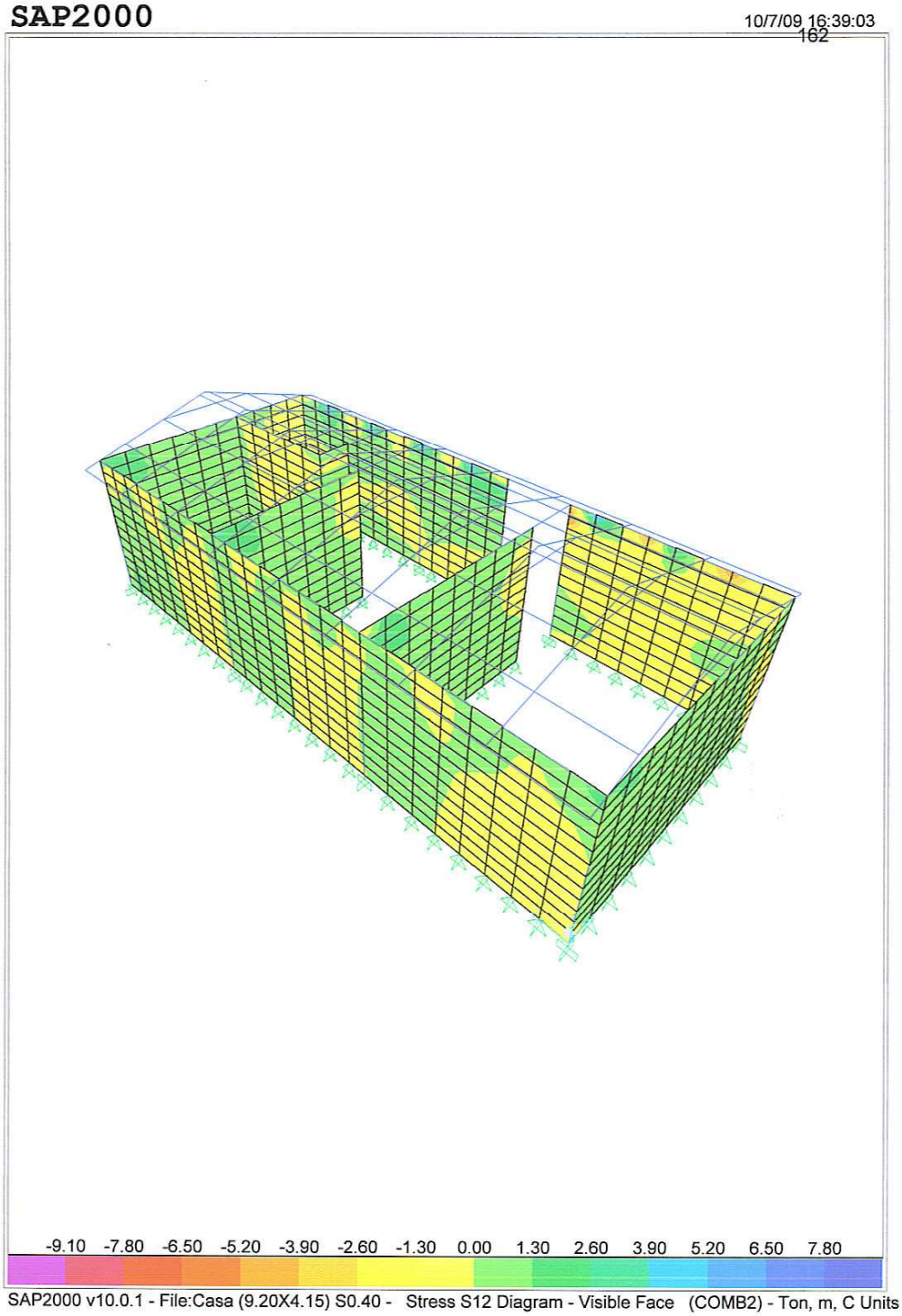

SAP2000
10/7/09 9:12:56
158
-1.65 -1.10 -0.55 0.00 0.55 1.10 1.65 2.20 2.75 3.30 3.85 4.40 4.95 5.50
SAP2000 v10.0.1 - File:Corrida S0.40 bi - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB16) - Ton, m, C Units

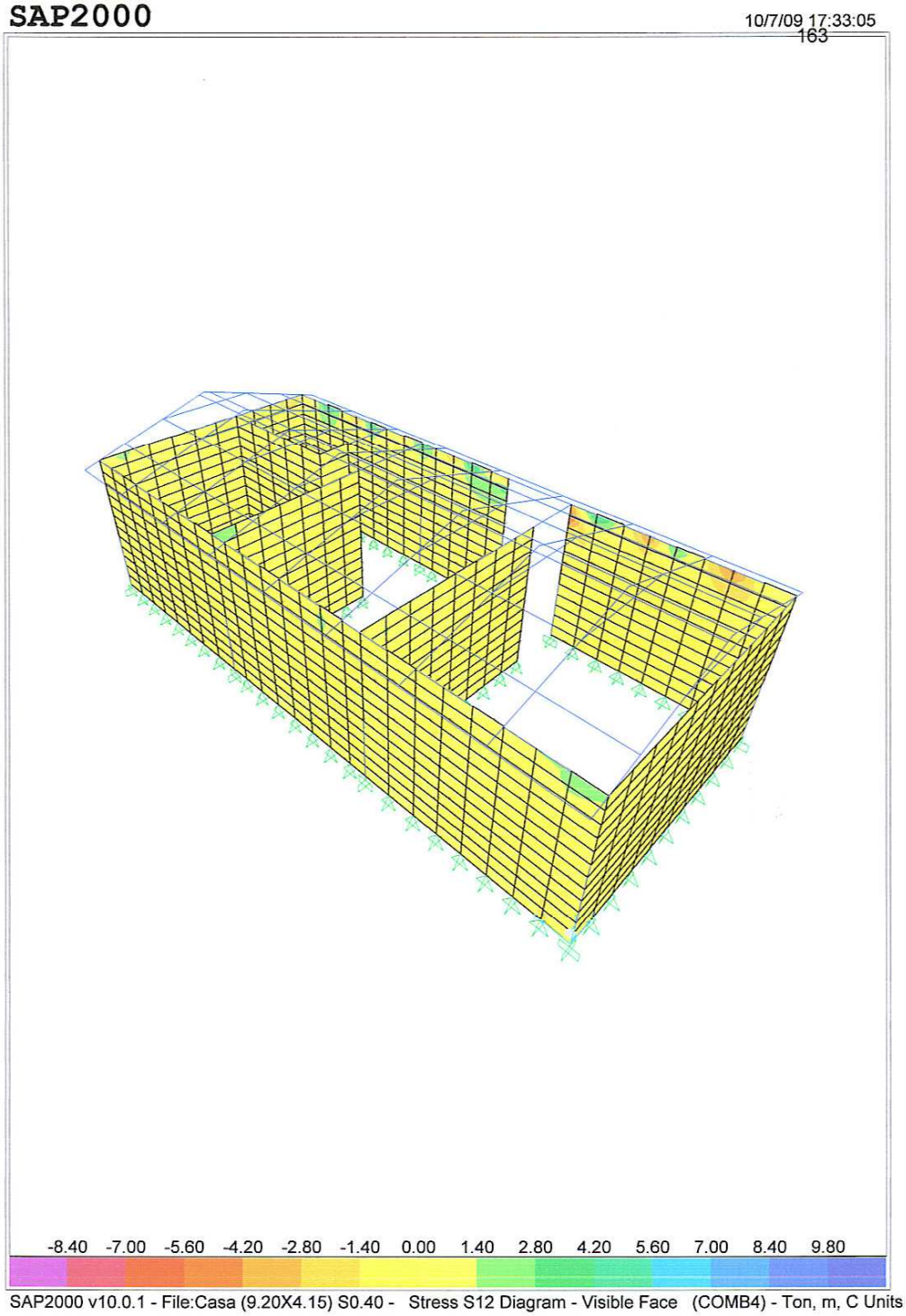

SAP2000
10/7/09 14:57:04
159
-4.95 -4.50 -4.05 -3.60 -3.15 -2.70 -2.25 -1.80 -1.35 -0.90 -0.45 0.00 0.45 0.90
SAP2000 v10.0.1 - File:Corrida S0.40 bi - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB17) - Ton, m, C Units

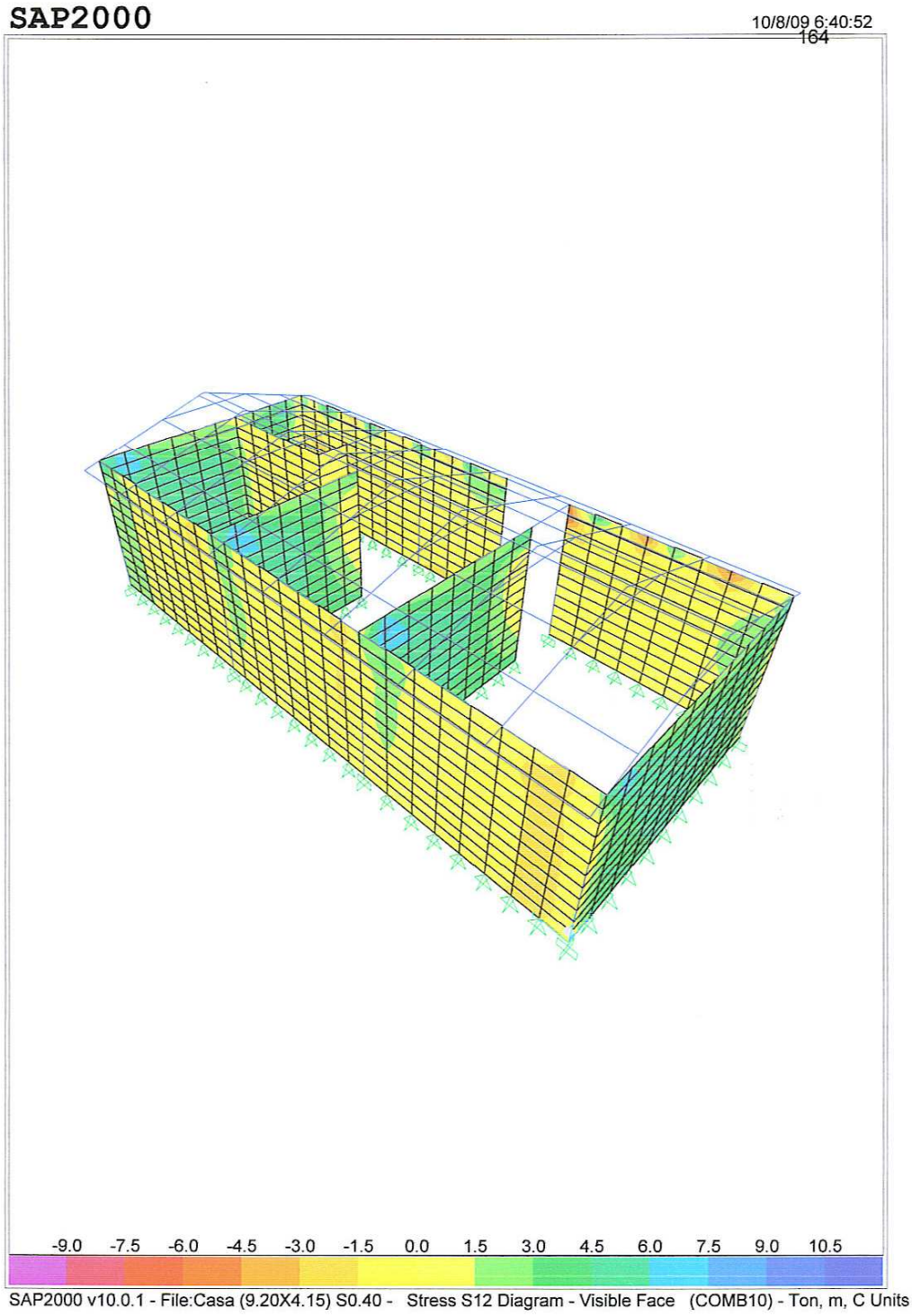
ANEXO Nº2B

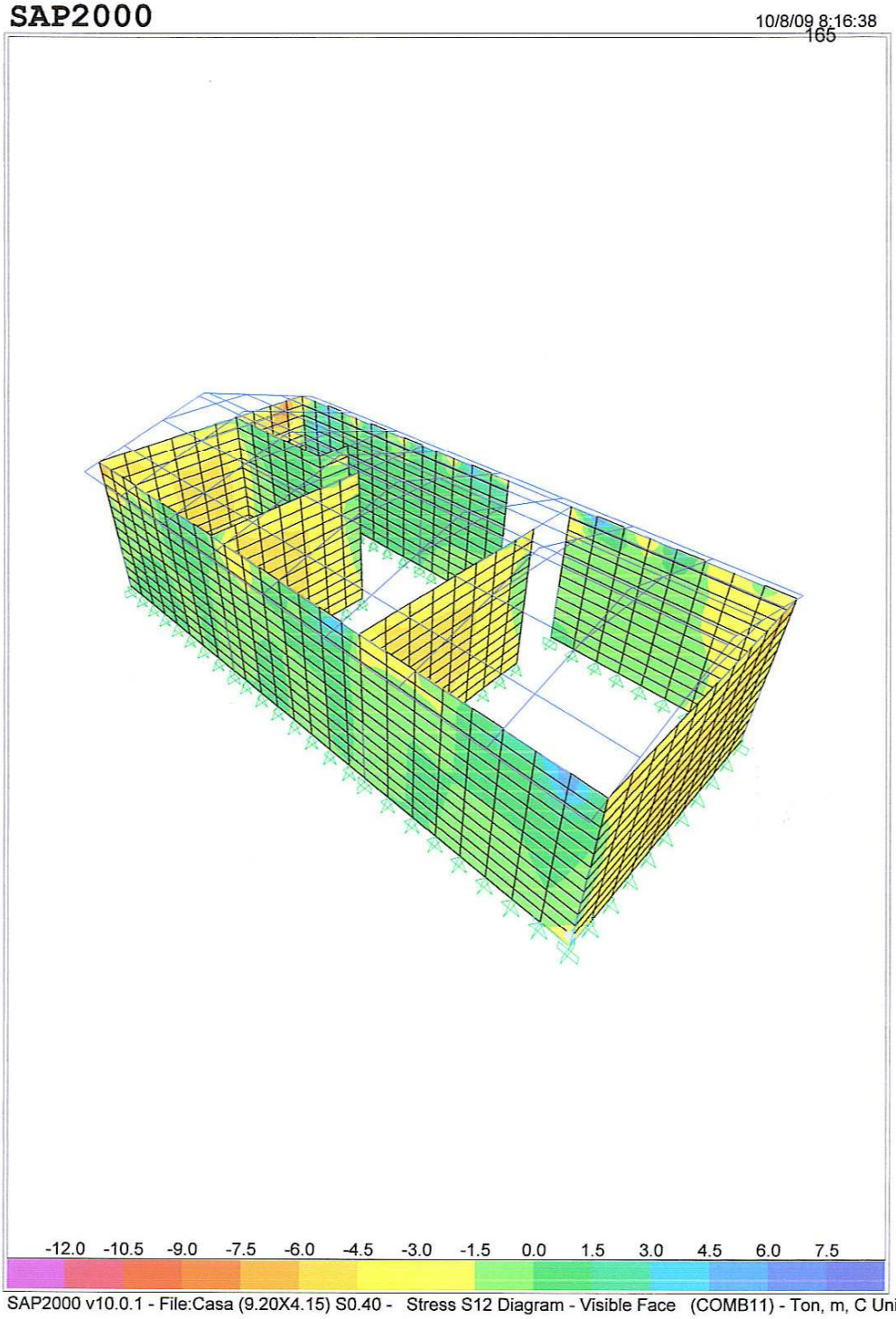
ALTERNATIVA 2

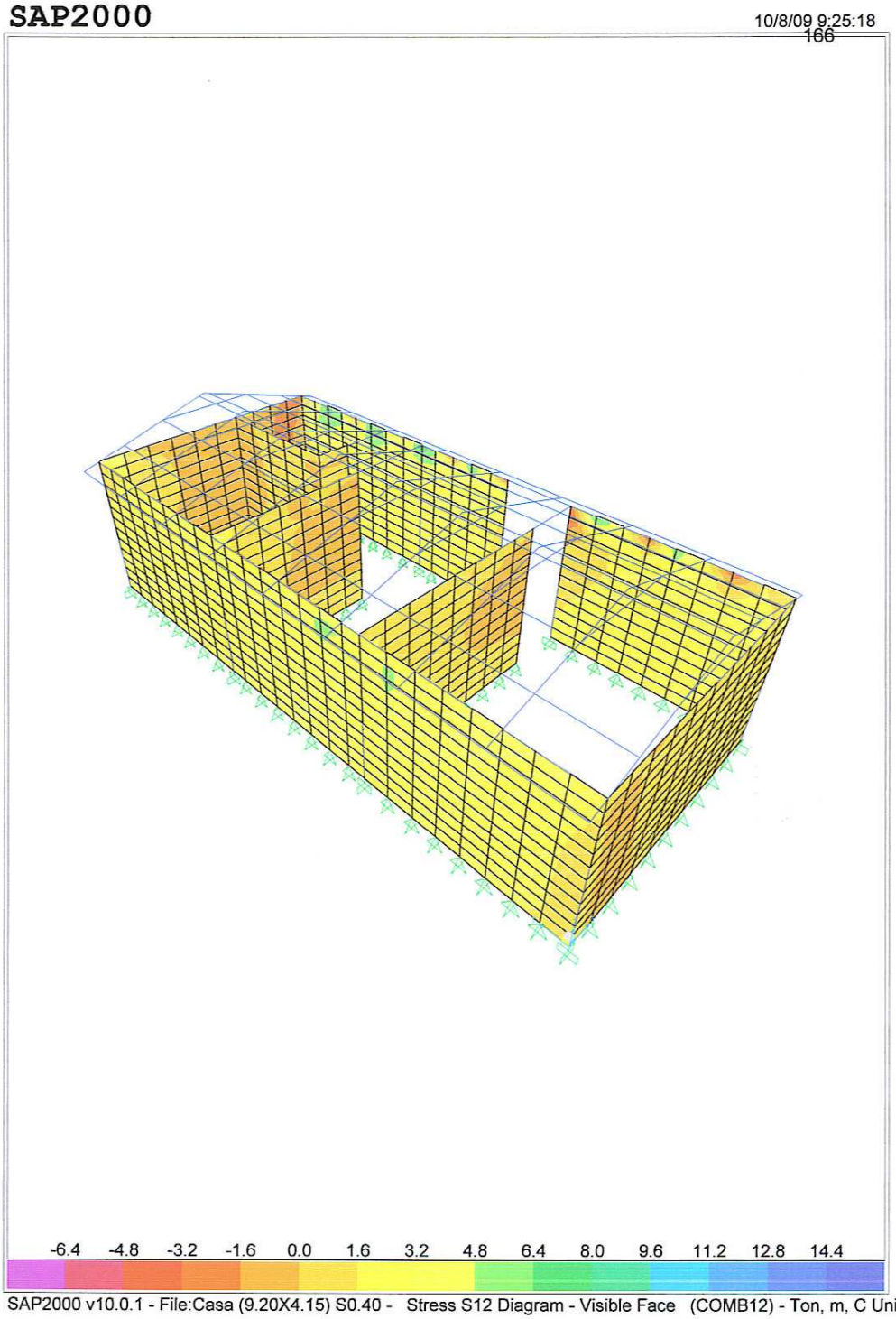

SAP2000
10/7/09 15:47:20
161
-11.9 -10.2 -8.5 -6.8 -5.1 -3.4 -1.7 0.0 1.7 3.4 5.1 6.8 8.5 10.2
SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB1) - Ton, m, C Units

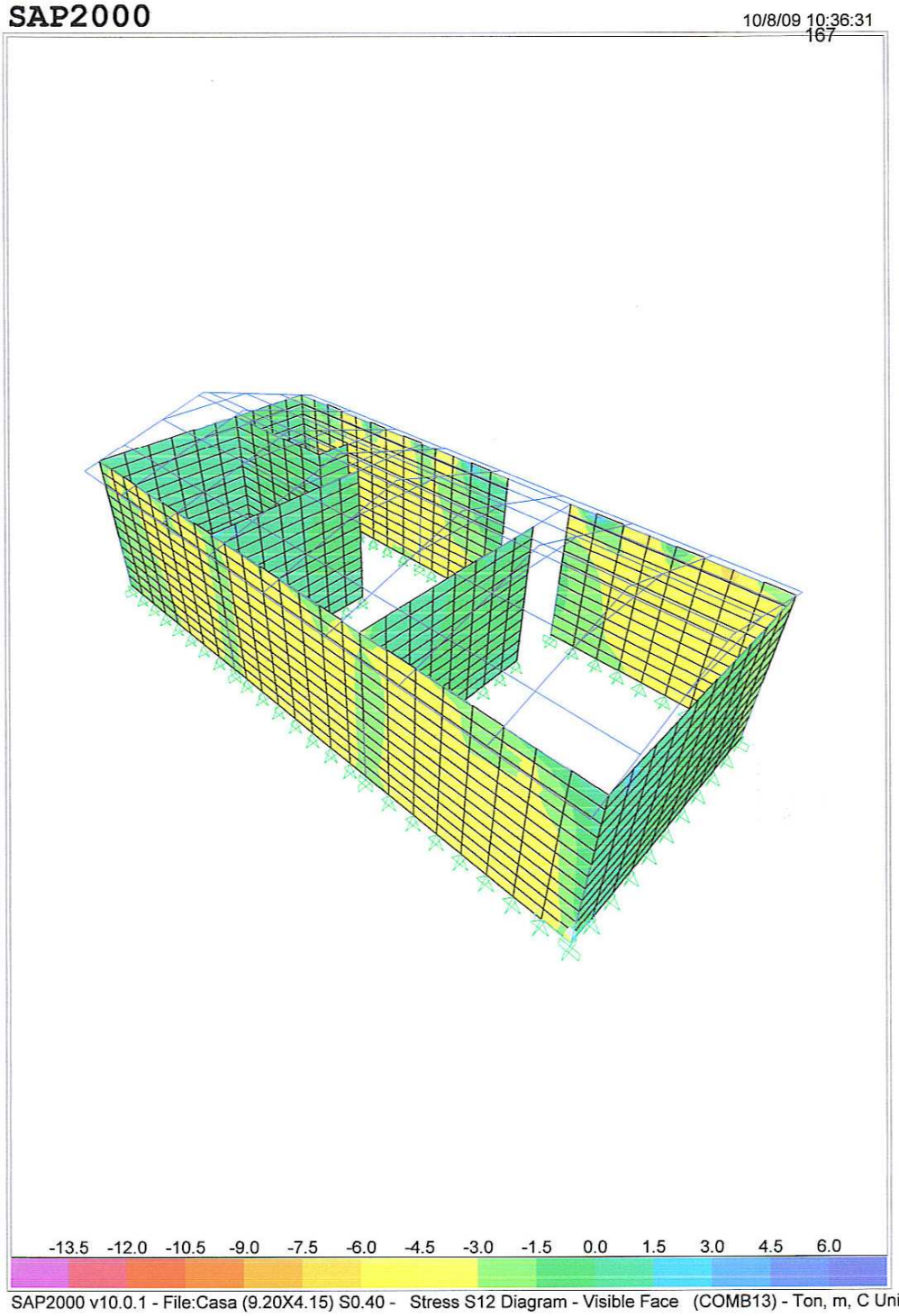

SAP2000
10/7/09 16:39:03
162
-9.10 -7.80 -6.50 -5.20 -3.90 -2.60 -1.30 0.00 1.30 2.60 3.90 5.20 6.50 7.80
SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB2) - Ton, m, C Units

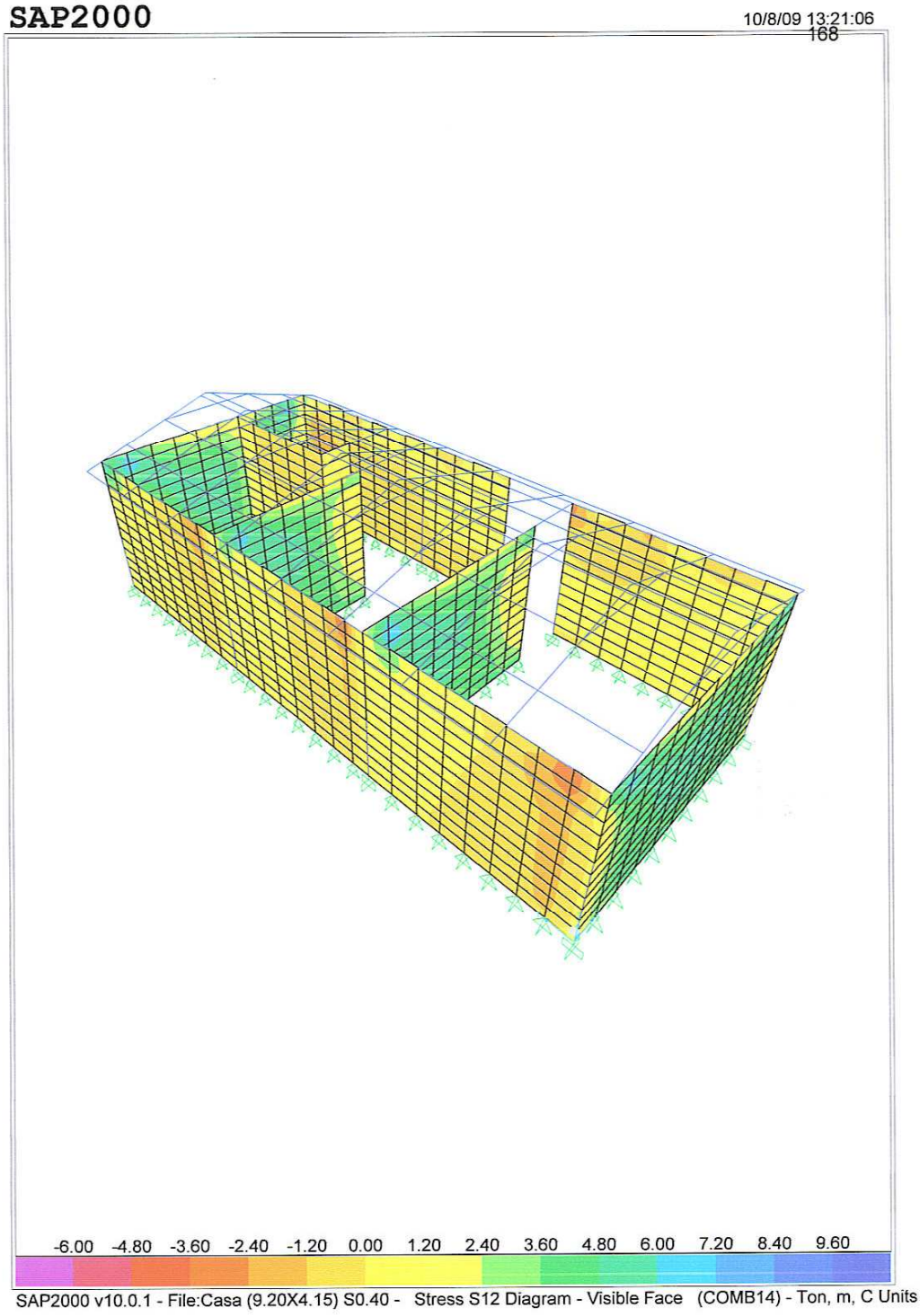

SAP2000
10/7/09 17:33:05
163
-8.40 -7.00 -5.60 -4.20 -2.80 -1.40 0.00 1.40 2.80 4.20 5.60 7.00 8.40 9.80
SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB4) - Ton, m, C Units

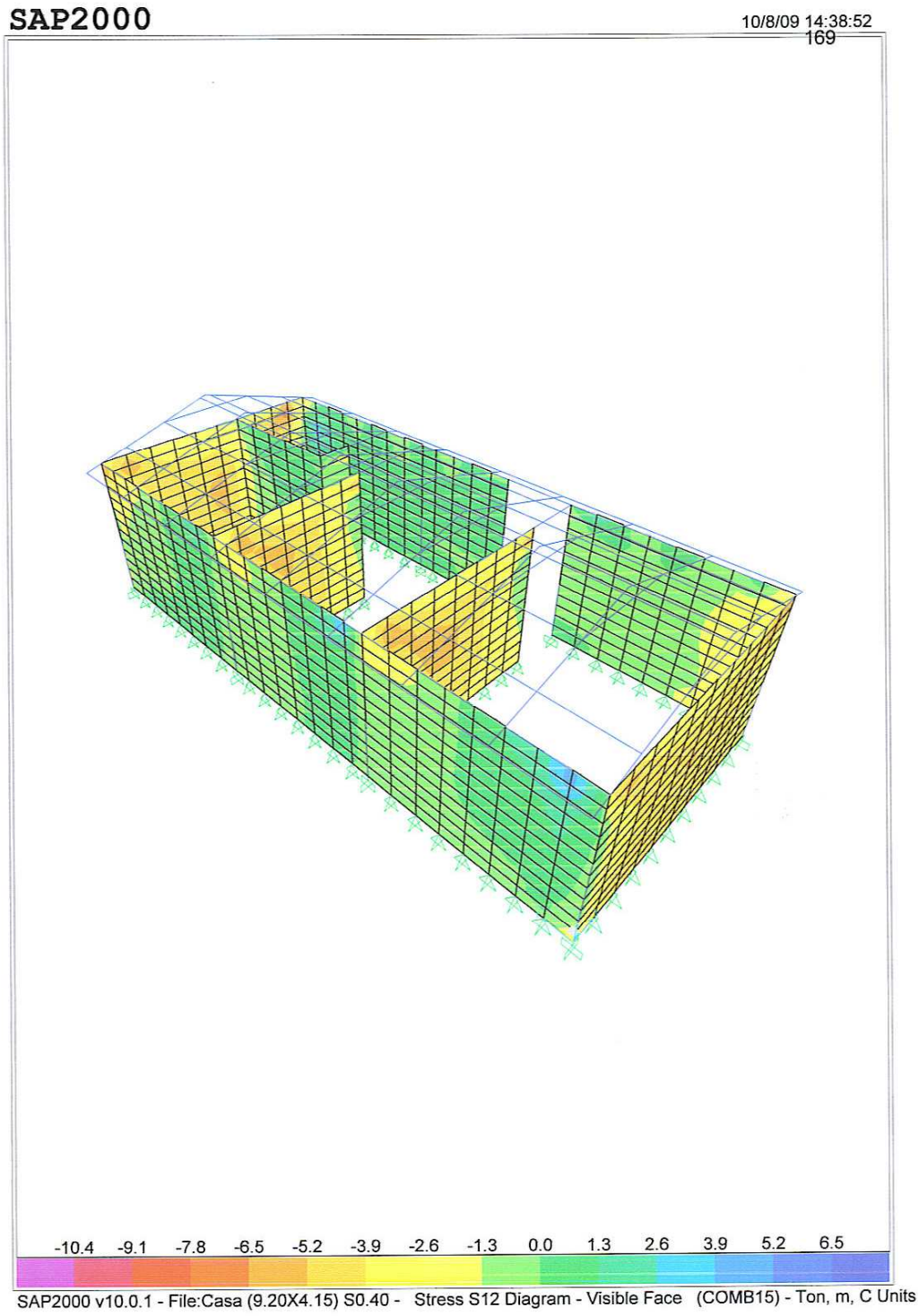

SAP2000
10/8/09 6:40:52
164
-9.0 -7.5 -6.0 -4.5 -3.0 -1.5 0.0 1.5 3.0 4.5 6.0 7.5 9.0 10.5
SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB10) - Ton, m, C Units

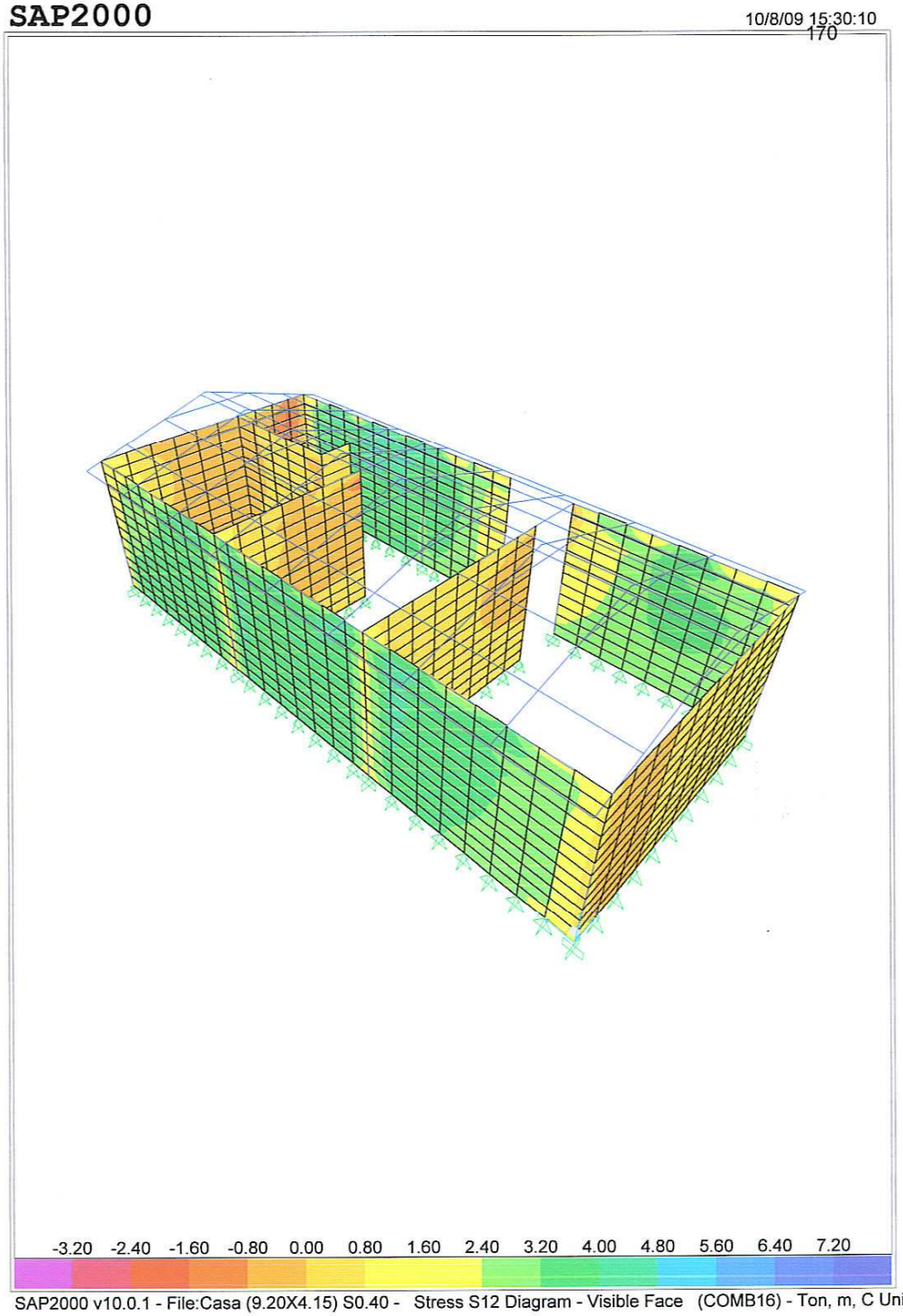

SAP2000
10/8/09 8:16:38
165
-12.0 -10.5 -9.0 -7.5 -6.0 -4.5 -3.0 -1.5 0.0 1.5 3.0 4.5 6.0 7.5
SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB11) - Ton, m, C Units

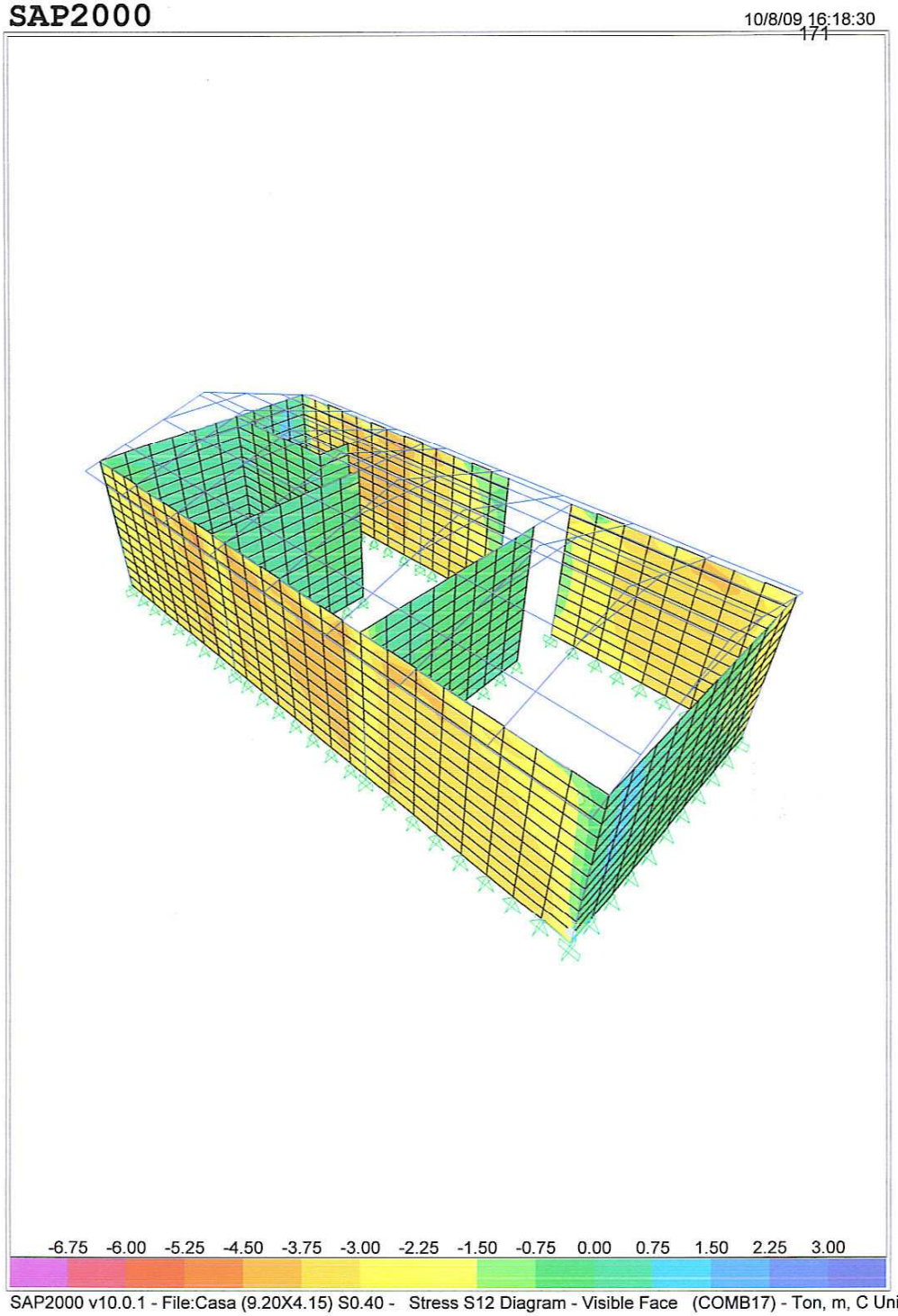

SAP2000
10/8/09 9:25:18
166
-6.4 -4.8 -3.2 -1.6 0.0 1.6 3.2 4.8 6.4 8.0 9.6 11.2 12.8 14.4
SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB12) - Ton, m, C Units


SAP2000
10/8/09 10:36:31
167
-13.5 -12.0 -10.5 -9.0 -7.5 -6.0 -4.5 -3.0 -1.5 0.0 1.5 3.0 4.5 6.0
SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB13) - Ton, m, C Units


SAP2000
10/8/09 13:21:06
168
-6.00 -4.80 -3.60 -2.40 -1.20 0.00 1.20 2.40 3.60 4.80 6.00 7.20 8.40 9.60
SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB14) - Ton, m, C Units


SAP2000
10/8/09 14:38:52
169
-10.4 -9.1 -7.8 -6.5 -5.2 -3.9 -2.6 -1.3 0.0 1.3 2.6 3.9 5.2 6.5
SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB15) - Ton, m, C Units


SAP2000
10/8/09 15:30:10
170
-3.20 -2.40 -1.60 -0.80 0.00 0.80 1.60 2.40 3.20 4.00 4.80 5.60 6.40 7.20
SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB16) - Ton, m, C Units

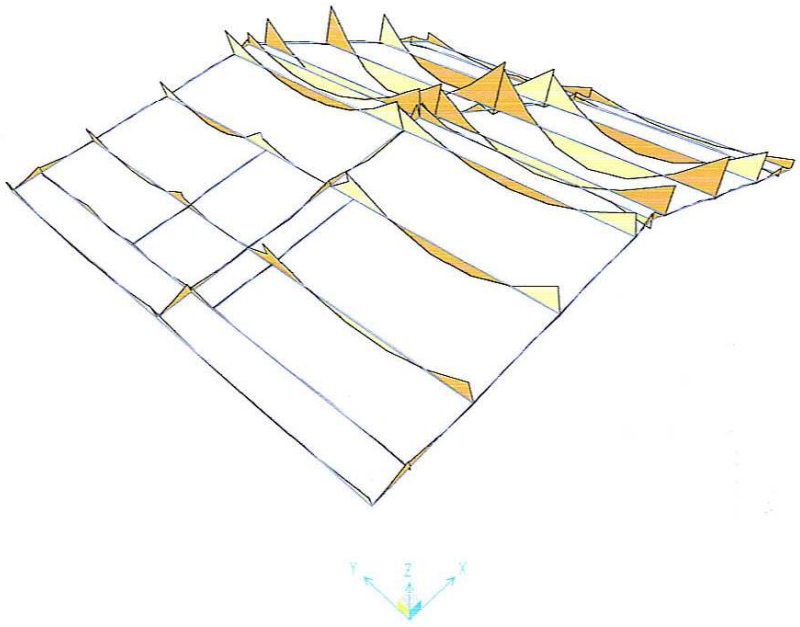

SAP2000
10/8/09 16:18:30
171
-6.75 -6.00 -5.25 -4.50 -3.75 -3.00 -2.25 -1.50 -0.75 0.00 0.75 1.50 2.25 3.00
SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Stress S12 Diagram - Visible Face (COMB17) - Ton, m, C Units

ANEXO Nº3

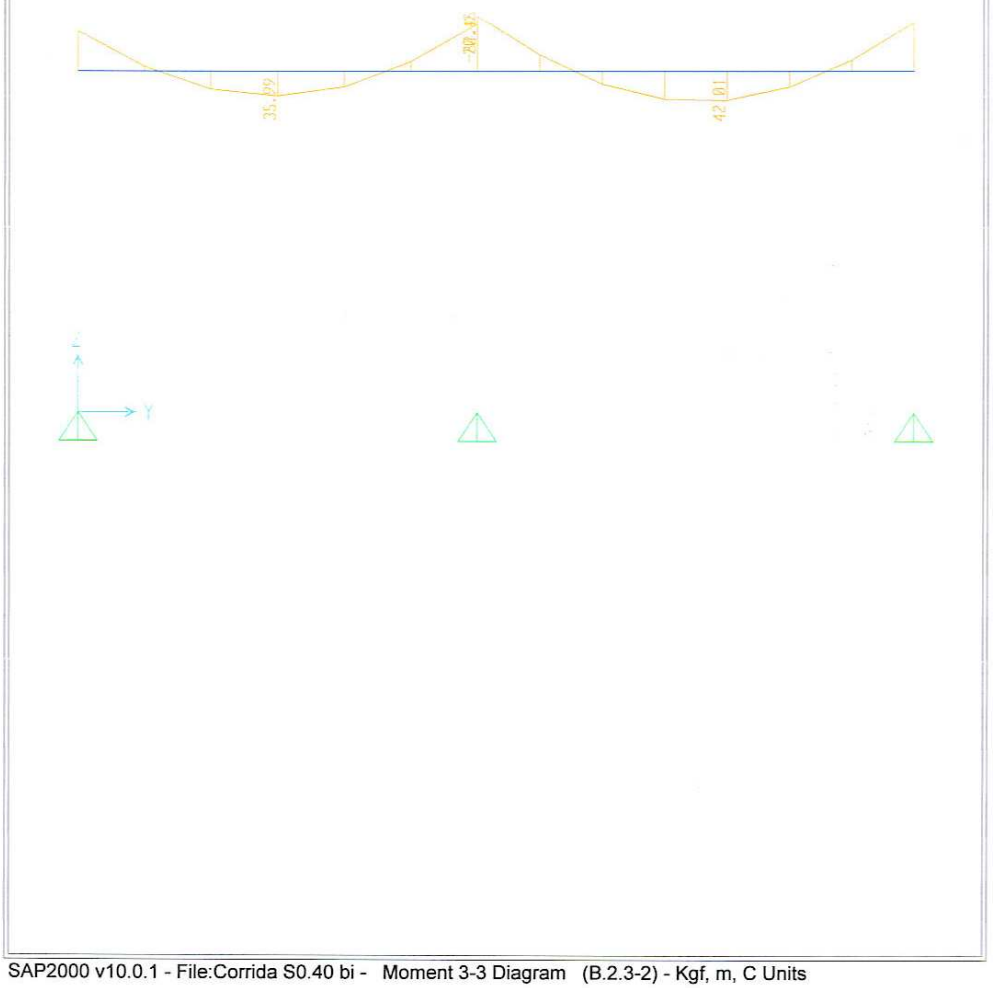
DIAGRAMAS DE CARGA AXIAL, CORTE Y MOMENTO DE LOS MATERIALES UTIIZADOS EN LAS TRES ALTERNATIVAS.

ANEXO Nº 3A

DIAGRAMAS DE CORTE Y MOMENTO EN LAS CORREAS DE ACERO.

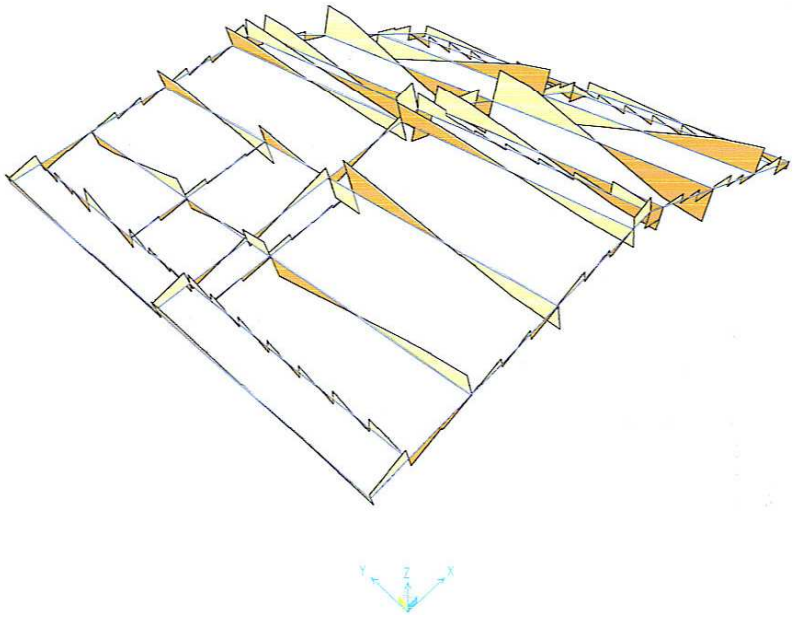


SAP2000 v10.0.1 - File:Corrida S0.40 bi - Moment 3-3 Diagram (B.2.3-2) - Kgf, m, C Units

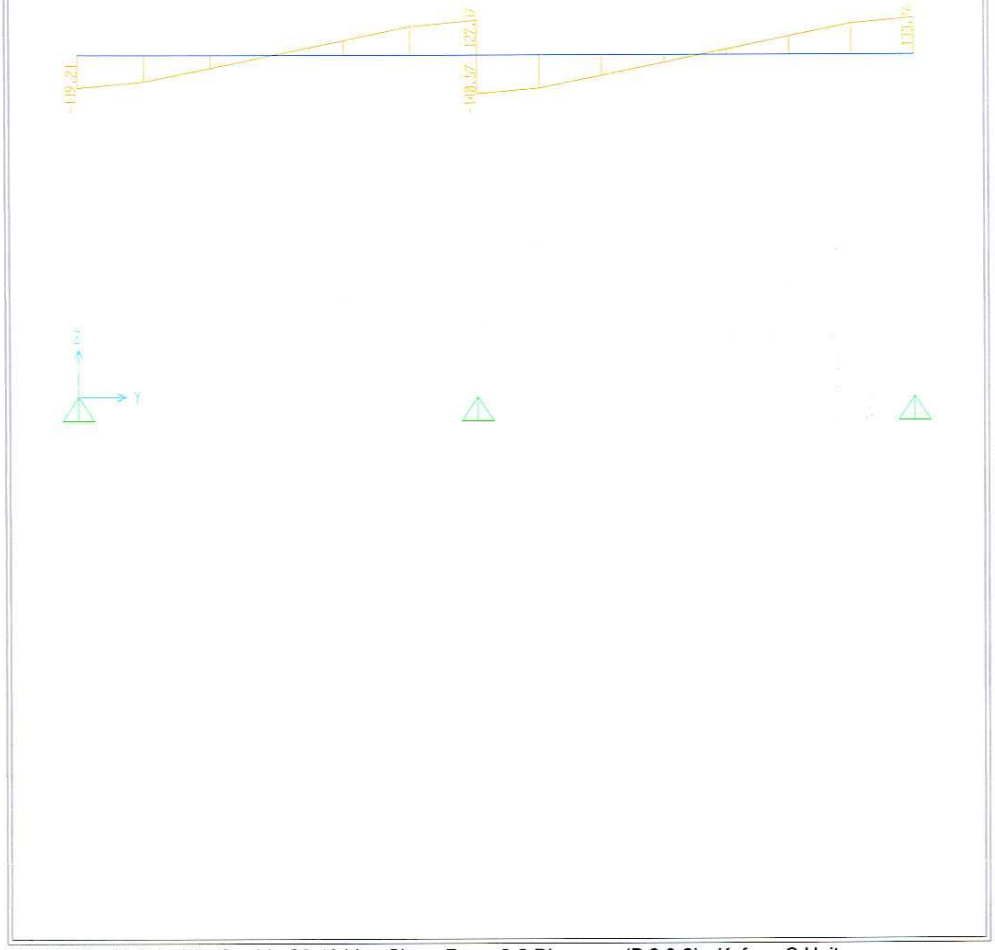


SAP2000 v10.0.1 - File:Corrida S0.40 bi - Moment 3-3 Diagram (B.2.3-2) - Kgf, m, C Units

SAP2000 10/5/09 9:50:27
176



SAP2000 v10.0.1 - File:Corrida S0.40 bi - Shear Force 2-2 Diagram (B.2.3-2) - Kgf, m, C Units

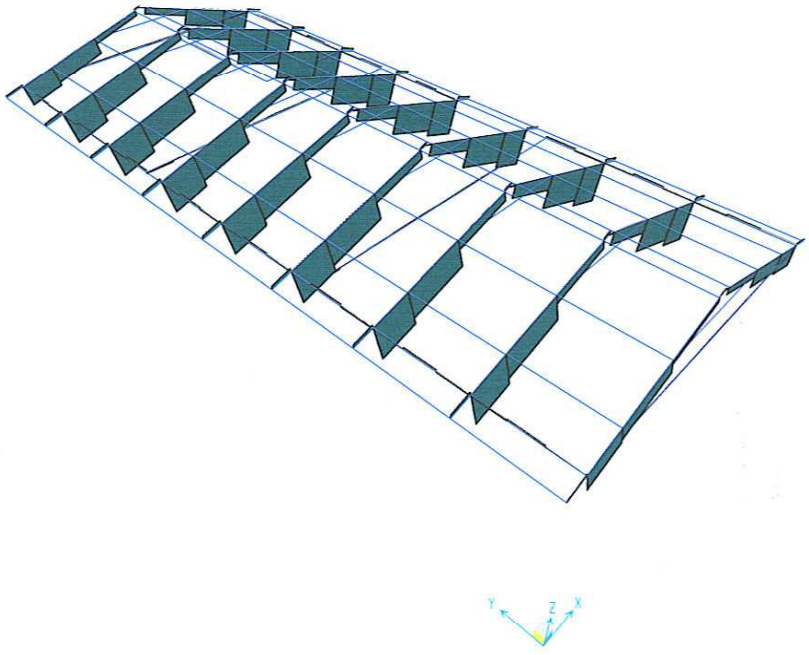


SAP2000 v10.0.1 - File:Corrida S0.40 bi - Shear Force 2-2 Diagram (B.2.3-2) - Kgf, m, C Units

ANEXO Nº 3B

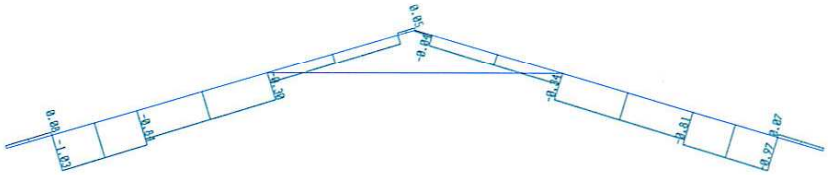
DIAGRAMAS DE CARGA AXIAL, CORTE Y MOMENTO EN LA CERCHA DE MADERA.

SAP2000 10/4/09 19:00:39
179



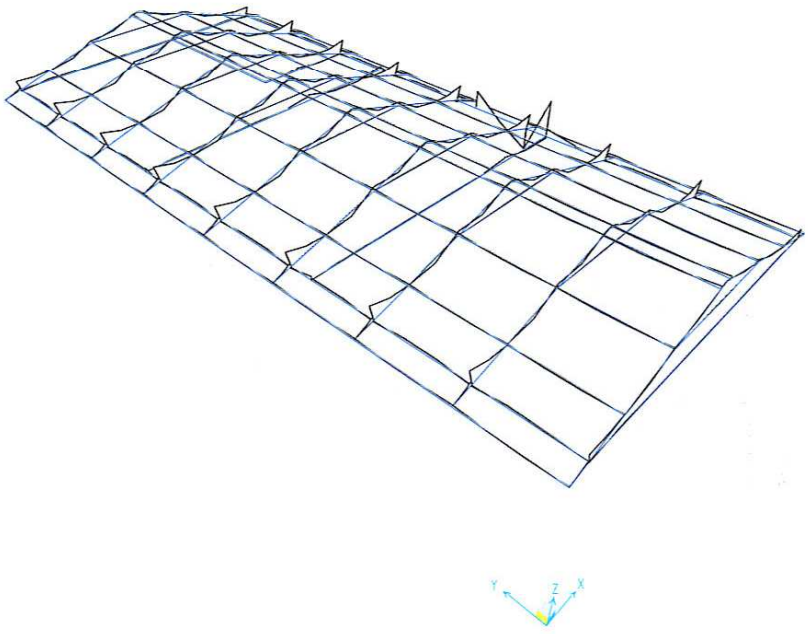
SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Axial Force Diagram (B.2.3-5WZP) - Ton, m, C Units

SAP2000 10/5/09 6:32:49
180

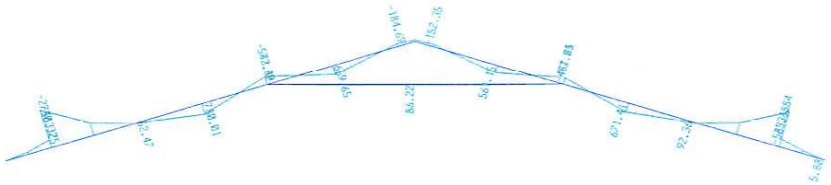


SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Axial Force Diagram (B.2.3-5WZP) - Ton, m, C Units

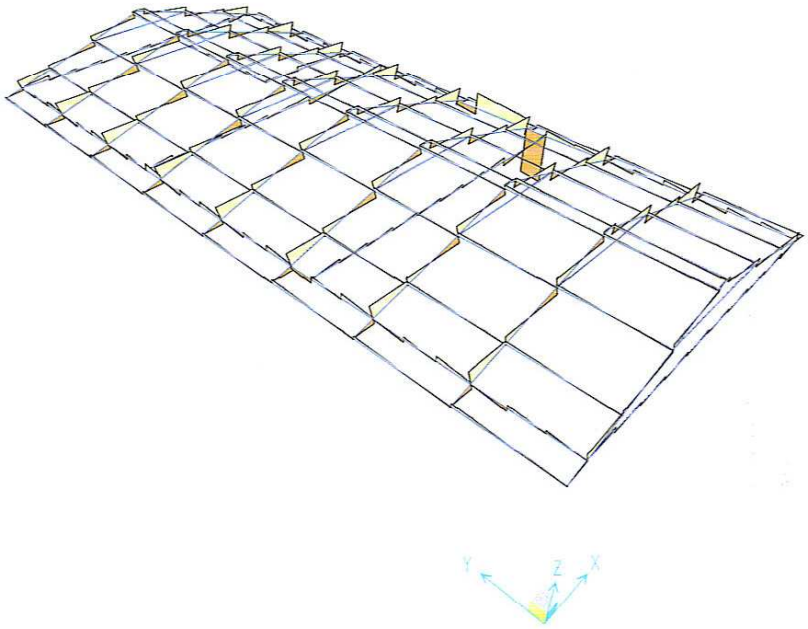
SAP2000 10/5/09 7:28:16
181



SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Moment 3-3 Diagram (B.2.3-5WZP) - Ton, m, C Units

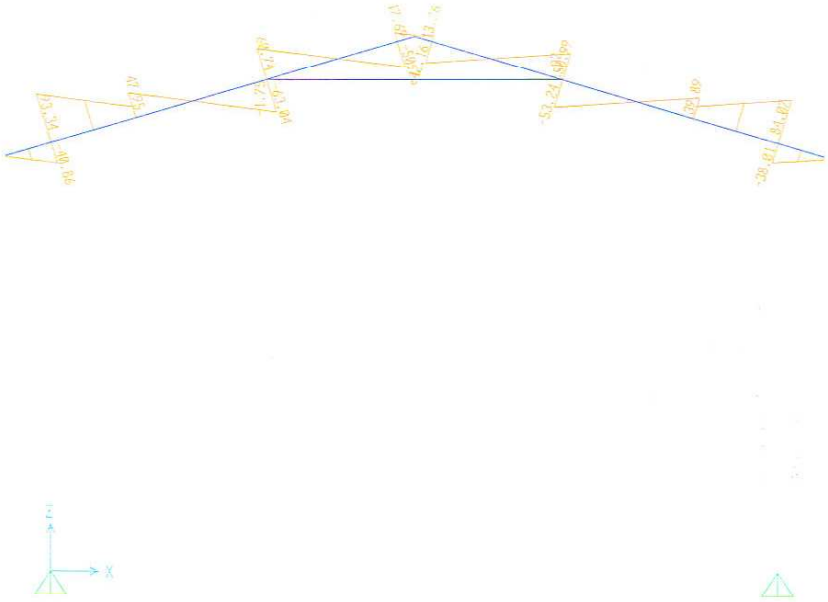


SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Moment 3-3 Diagram (B.2.3-5WZP) - Kgf, cm, C Units



SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Shear Force 2-2 Diagram (B.2.3-5WZP) - Kgf, cm, C Units

SAP2000 10/5/09 8:22:46
184



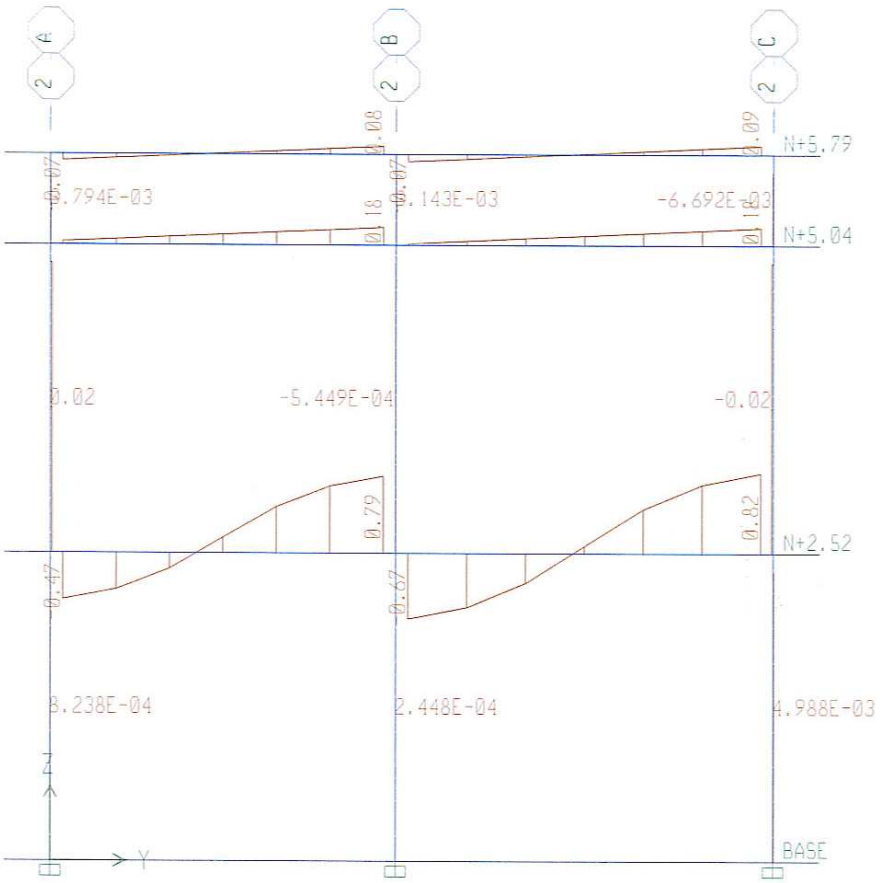
SAP2000 v10.0.1 - File:Casa (9.20X4.15) S0.40 - Shear Force 2-2 Diagram (B.2.3-5WZP) - Kgf, cm, C Units

ANEXO Nº 3C

DIAGRAMAS DE CORTE EN ALTERTIVA 3

ETABS M.G.S.M

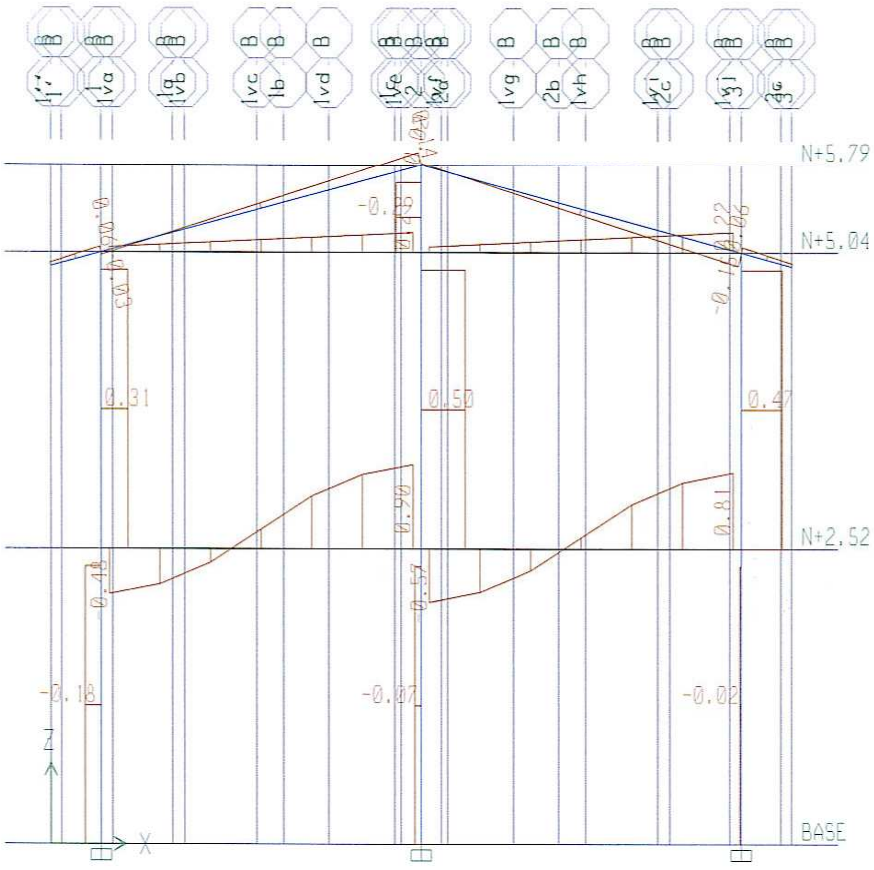
186



ETABS v9.0.0 - File: Ejercicio Casa 6X6 T(s0.40) - Octubre 5,2009 12:34
Elevation View - 2 Shear Force 2-2 Diagram (COMB12) - Ton-m Units

ETABS M.G.S.M

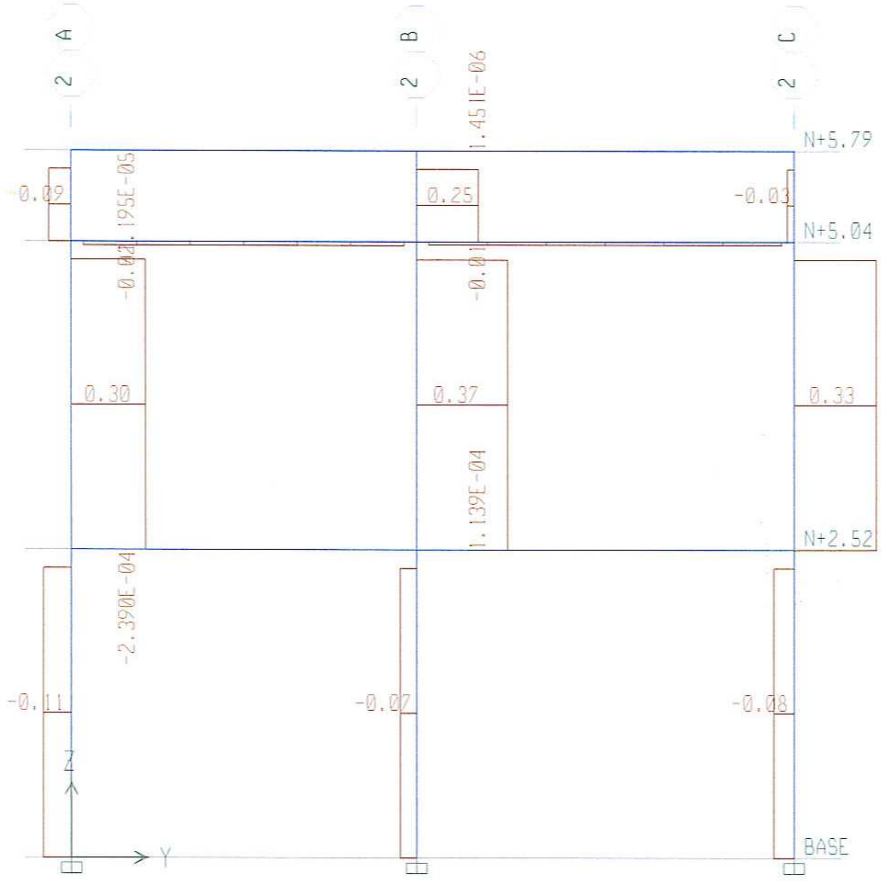
187



ETABS v9.0.0 - File: Ejercicio Casa 6X6 T(s0.40) - Octubre 5,2009 13:39
Elevation View - B Shear Force 2-2 Diagram (COMB11) - Ton-m Units

ETABS M.G.S.M

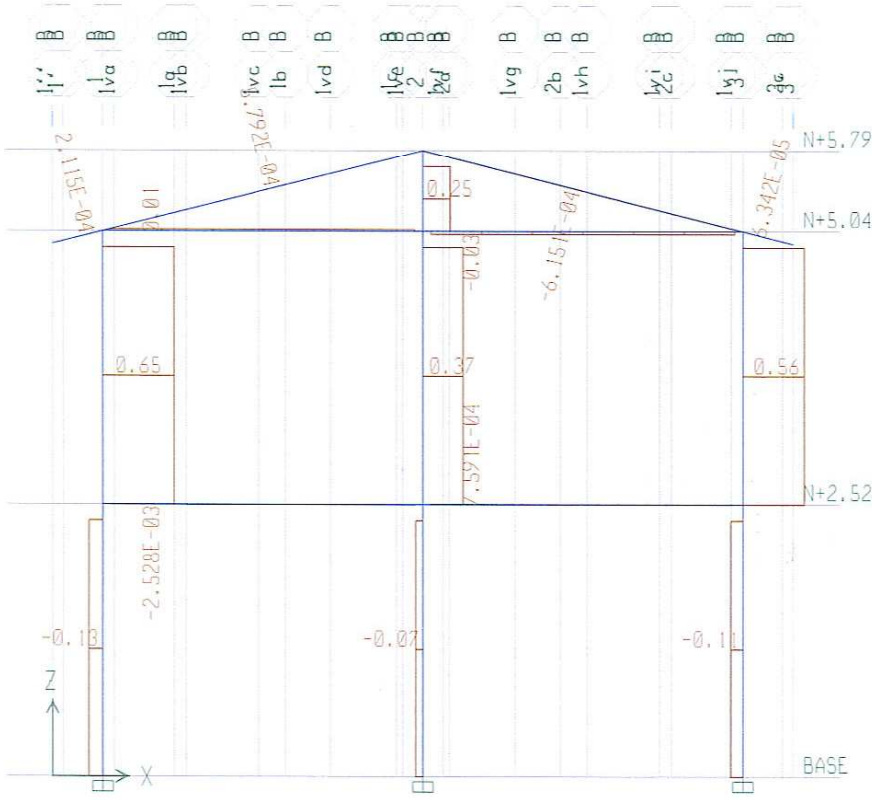
188



ETABS v9.0.0 - File: Ejercicio Casa 6X6 T(s0.40) - Octubre 5,2009 13:51
Elevation View - 2 Shear Force 3-3 Diagram (COMB17) - Ton-m Units

ETABS M.G.S.M

189



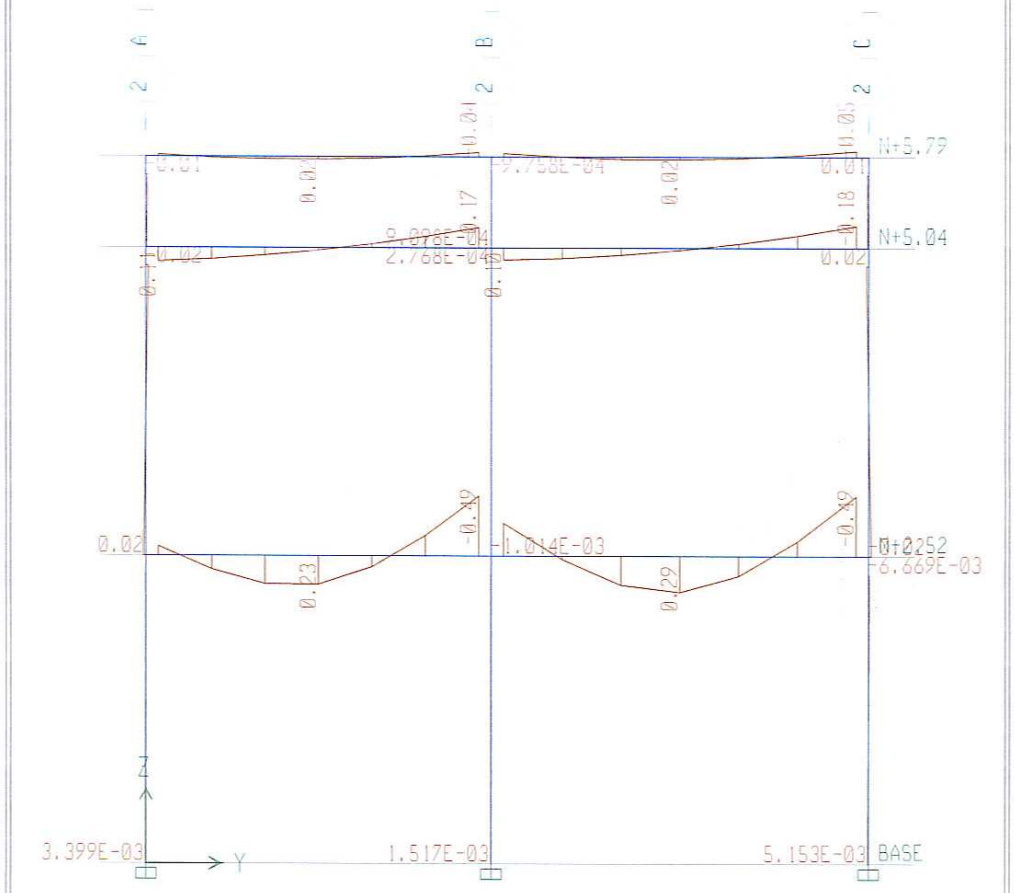
ETABS v9.0.0 - File: Ejercicio Casa 6X6 T(s0.40) - Octubre 5,2009 13:58
Elevation View - B Shear Force 3-3 Diagram (COMB17) - Ton-m Units

ANEXO Nº 3D

DIAGRAMAS DE MOMENTO EN ALTERTIVA 3

ETABS M.G.S.M

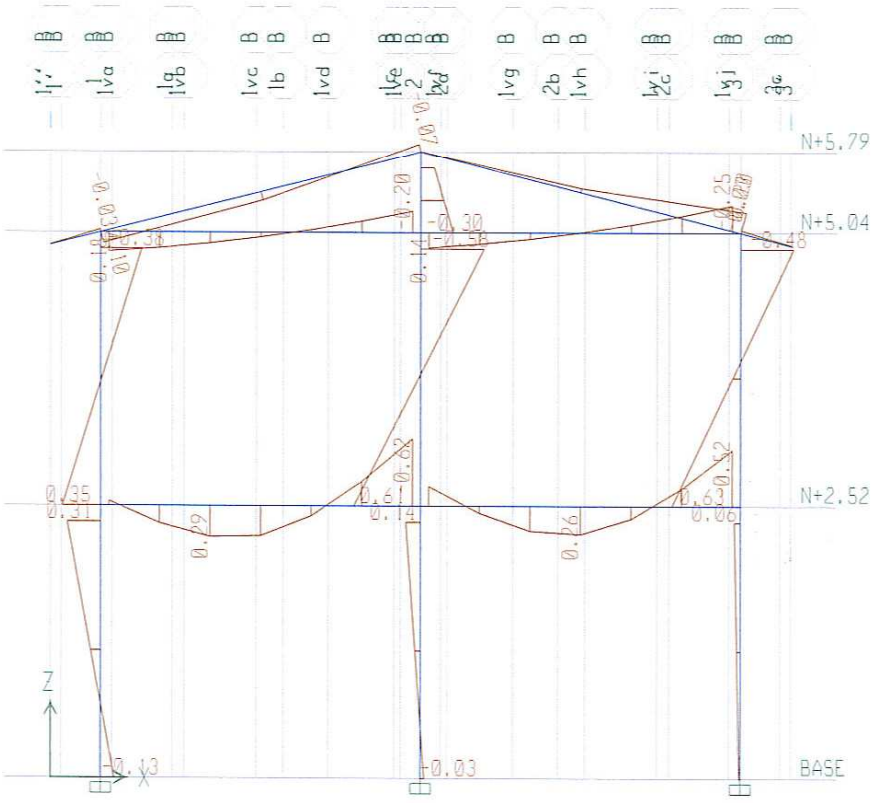
191



ETABS v9.0.0 - File: Ejercicio Casa 6X6 T(s0.40) - Octubre 5,2009 14:12
Elevation View - 2 Moment 3-3 Diagram (COMB12) - Ton-m Units

ETABS M.G.S.M

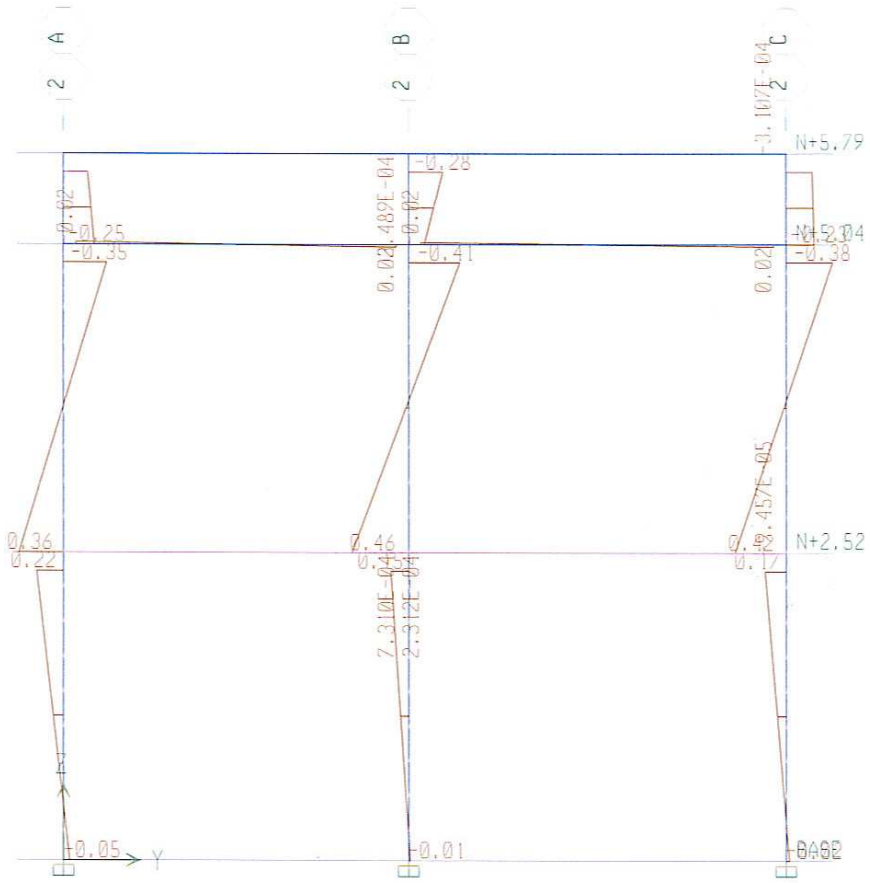
192



ETABS v9.0.0 - File: Ejercicio Casa 6X6 T(s0.40) - Octubre 5,2009 14:20
Elevation View - B Moment 3-3 Diagram (COMB11) - Ton-m Units

ETABS M.G.S.M

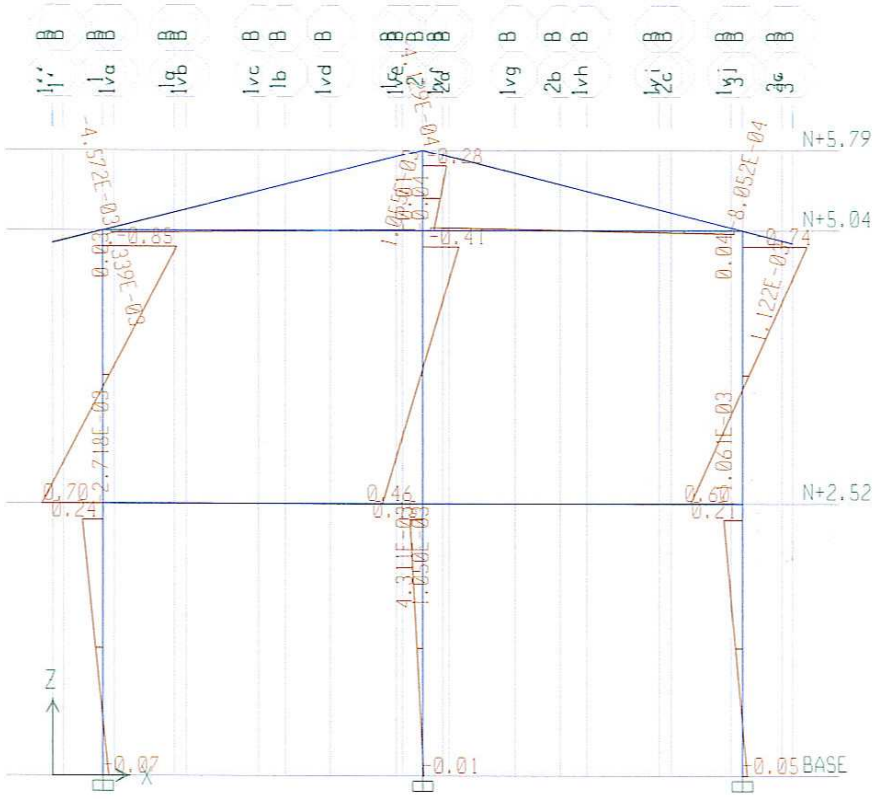
193



ETABS v9.0.0 - File: Ejercicio Casa 6X6 T(s0.40) - Octubre 5,2009 14:30
Elevation View - 2 Moment 2-2 Diagram (COMB17) - Ton-m Units

ETABS M.G.S.M

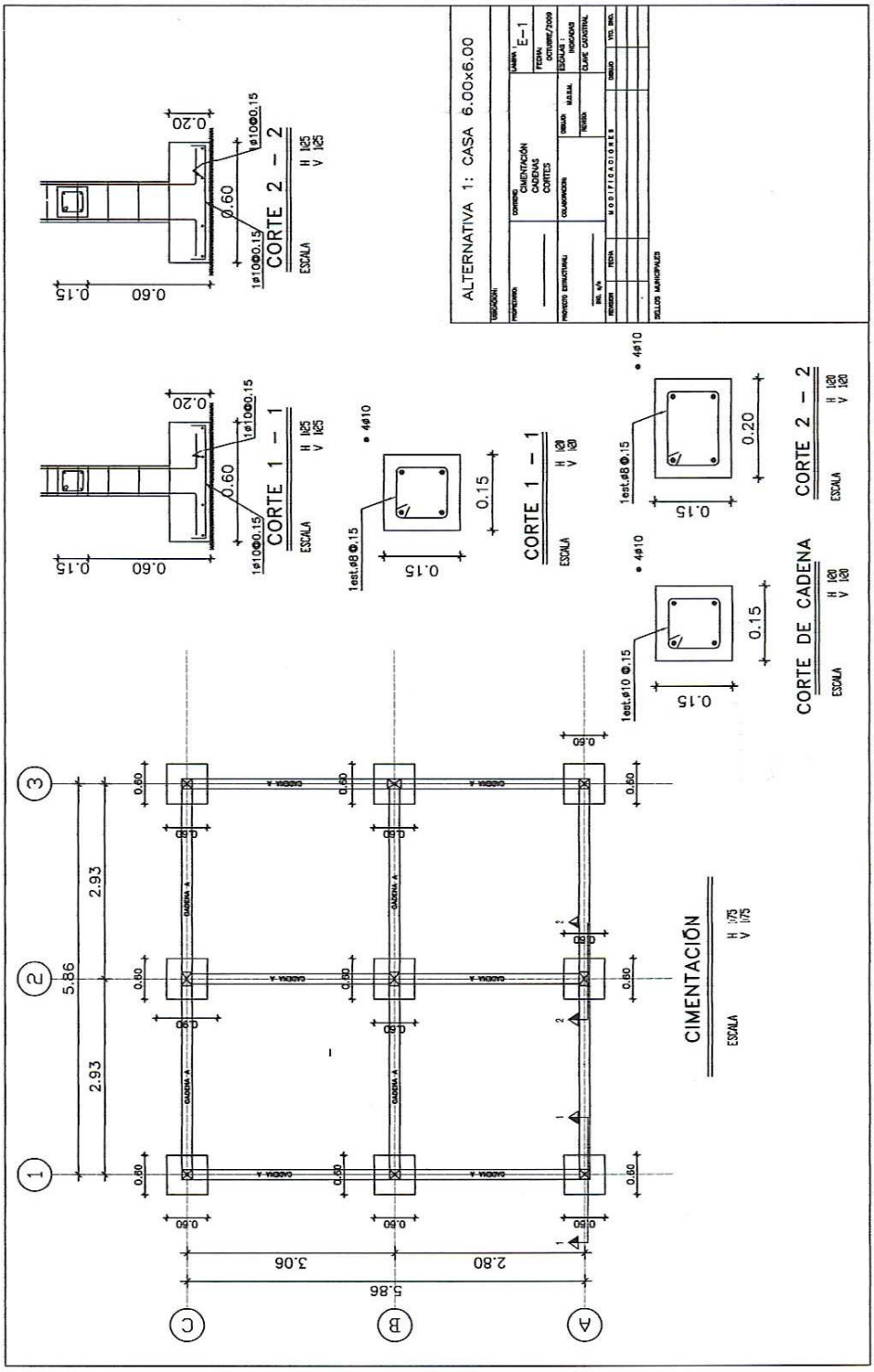
194

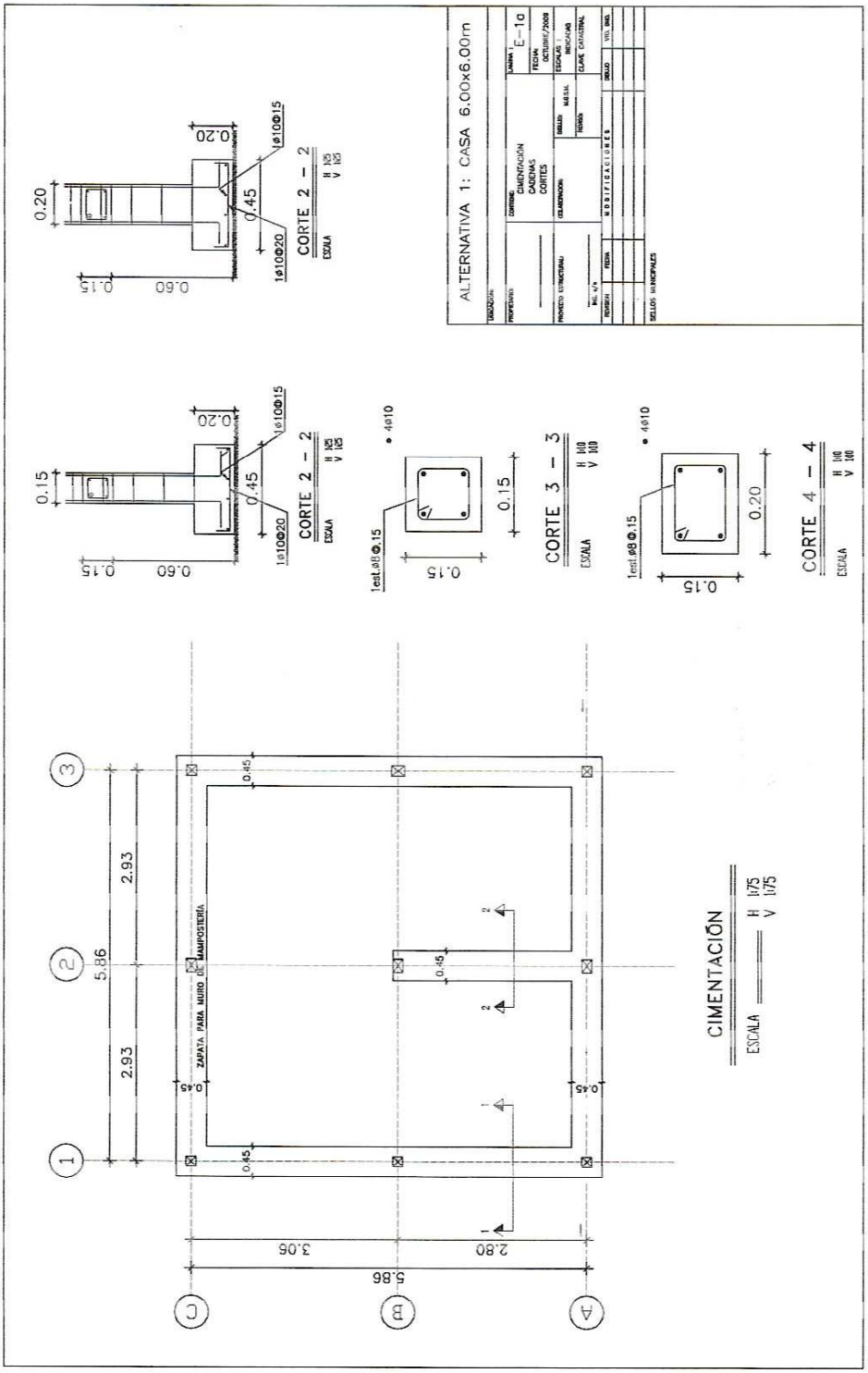


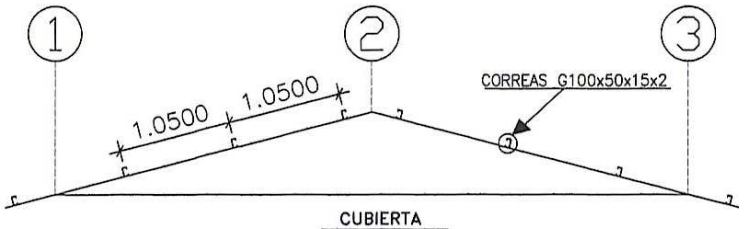
ETABS v9.0.0 - File: Ejercicio Casa 6X6 T(s0.40) - Octubre 5,2009 16:06
Elevation View - B Moment 2-2 Diagram (COMB17) - Ton-m Units

ANEXO Nº4

PLANOS DE LA ESTRUCTURA 1

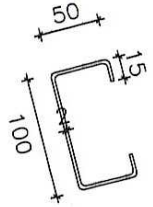

ALTERNATIVA 1: CASA 6.00x6.00
CIMENTACIÓN
CADENAS
CORTES
E-1
CORTE 2 - 2
CORTE 1 - 1
CORTE 1 - 1
CORTE 2 - 2
CORTE DE CADENA
CIMENTACIÓN
ESCALA
0.60
0.15
0.20
2.93
5.86
3.06
2.80
1ø10@0.15
1est.ø8@.15
1est.ø10 @.15
4ø10
CADENA A


ALTERNATIVA 1: CASA 6.00x6.00m
E-1a
CIMENTACIÓN
CADENAS
CORTES
CORTE 2 - 2
CORTE 3 - 3
CORTE 4 - 4
CIMENTACIÓN
ESCALA
ZAPATA PARA MURO DE MAMPOSTERÍA
5.86
2.93
3.06
2.80
0.45
0.20
0.15
0.60
1ø10@20
1ø10@15
4ø10
1est.ø8@.15



CUBIERTA

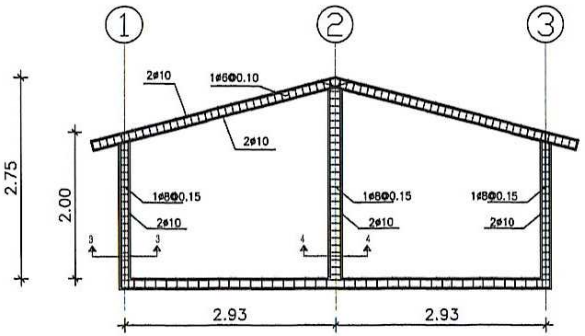
ESCALA H 1/50 V 1/50



LAMINA DE ACERO FORMADO EN FRIO

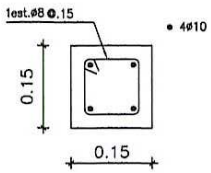
PERFIL G100x50x15x2

ESCALA H S/E V S/E



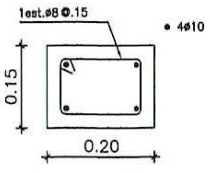
CORTE A, B, C

ESCALA H 1/75 V 1/75



CORTE 3 – 3

ESCALA H 1/10 V 1/10



CORTE 4 – 4

ESCALA H 1/10 V 1/10

ALTERNATIVA1: CASA 6.00x6.00

UBICACION:

PROPIETARIO:

CONTENIDO:
CUBIERTA
CORTE PORTICO A,B,C
CORTES DE COLUMNAS

LAMINA : E-2

FECHA: OCTUBRE/2008

PROYECTO ESTRUCTURAL:

ING. s/n

COLABORACION:

DIBUJO: M.G.S.M.

REVISO:

ESCALAS : INDICADAS

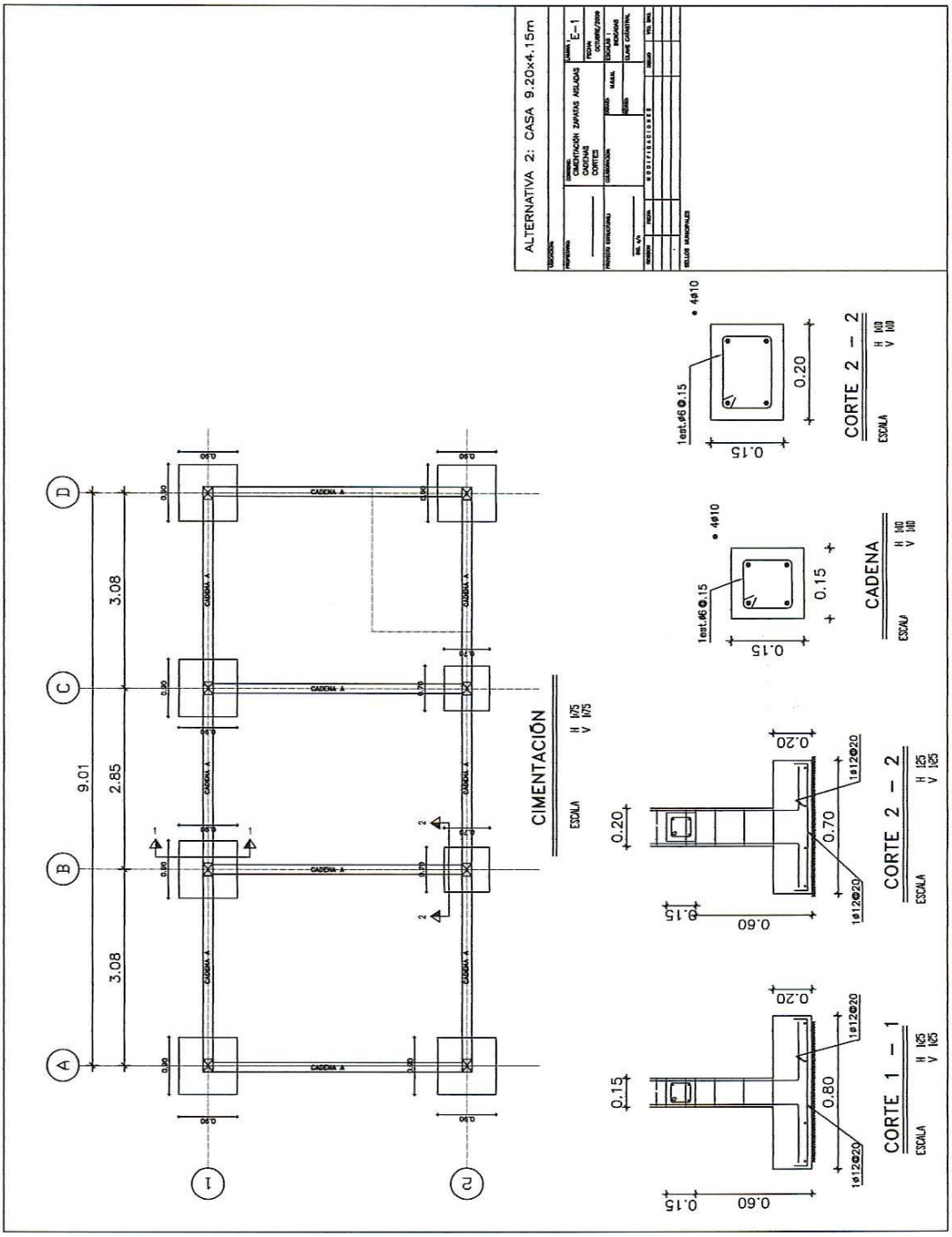
CLAVE CATASTRAL:

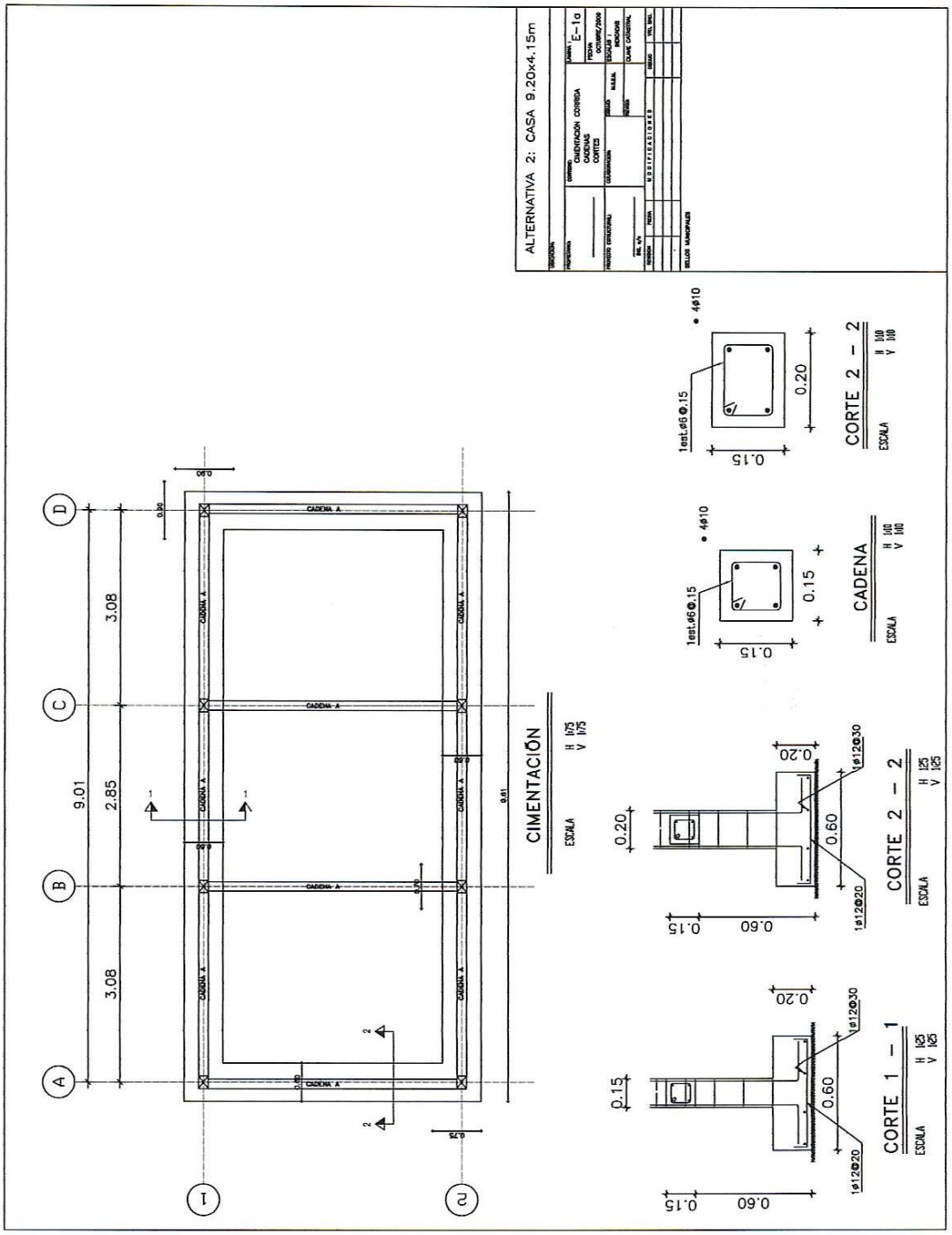
REVISION	FECHA	MODIFICACIONES	DIBUJO	VTO. BNO.

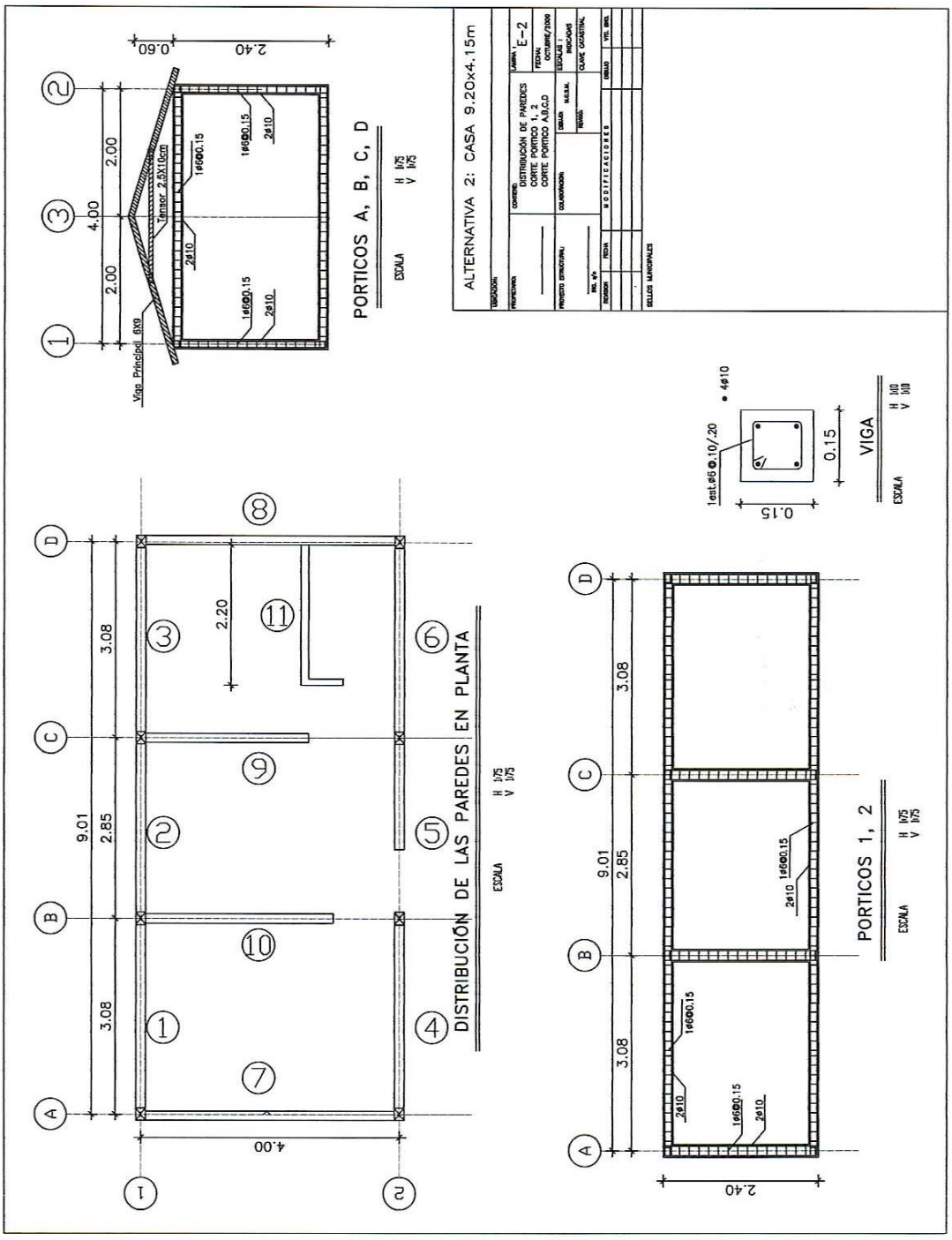
SELLOS MUNICIPALES

ANEXO Nº5

PLANOS DE LA ESTRUCTURA 2

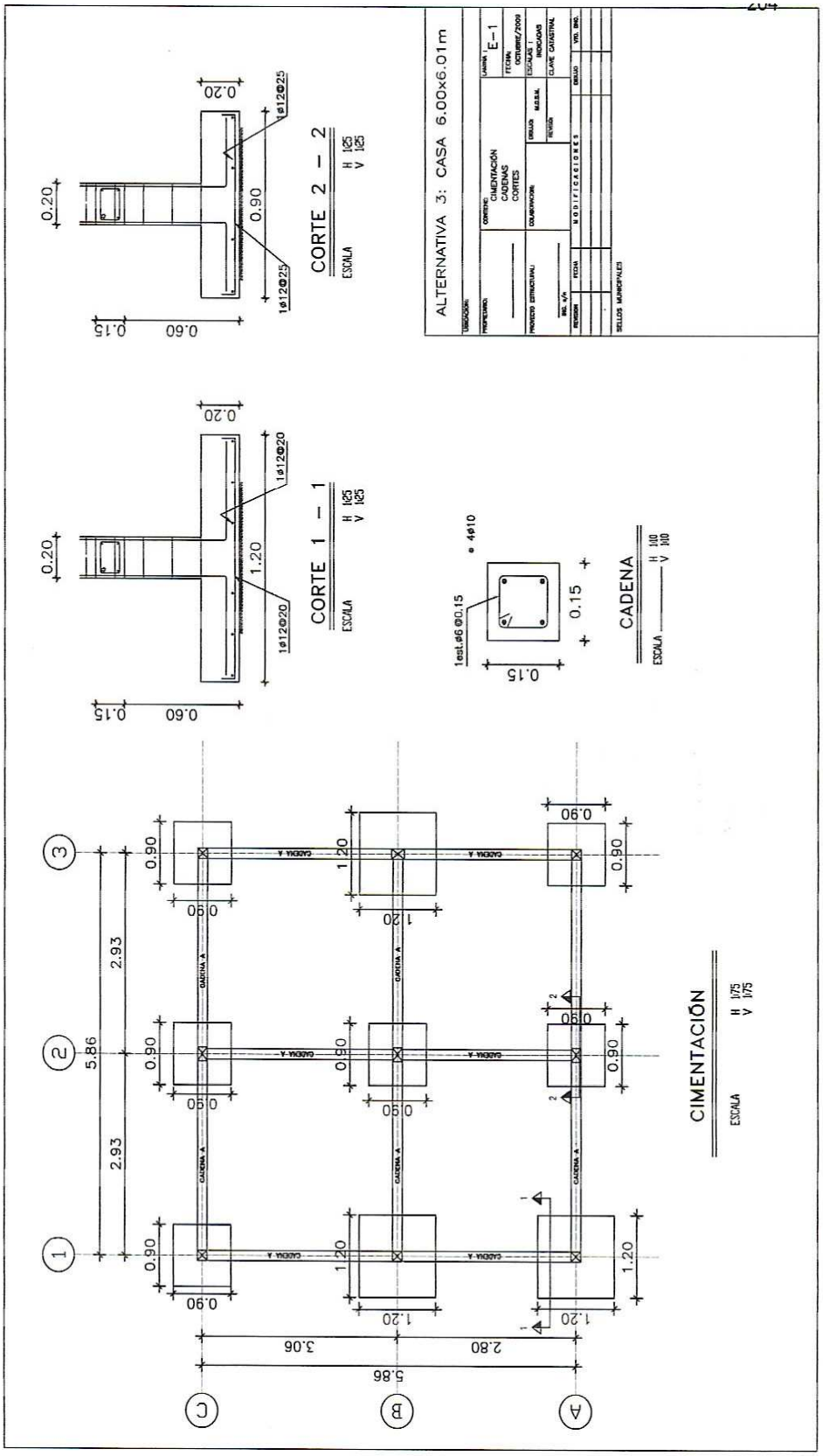

ALTERNATIVA 2: CASA 9.20x4.15m
CIMENTACIÓN
CORTE 1 – 1
CORTE 2 – 2
CADENA
CORTE 2 – 2
ESCALA
9.01
3.08
2.85
3.08
0.15
0.20
0.60
0.80
0.70
1ø12@20
1est.ø6@.15
4ø10
E-1

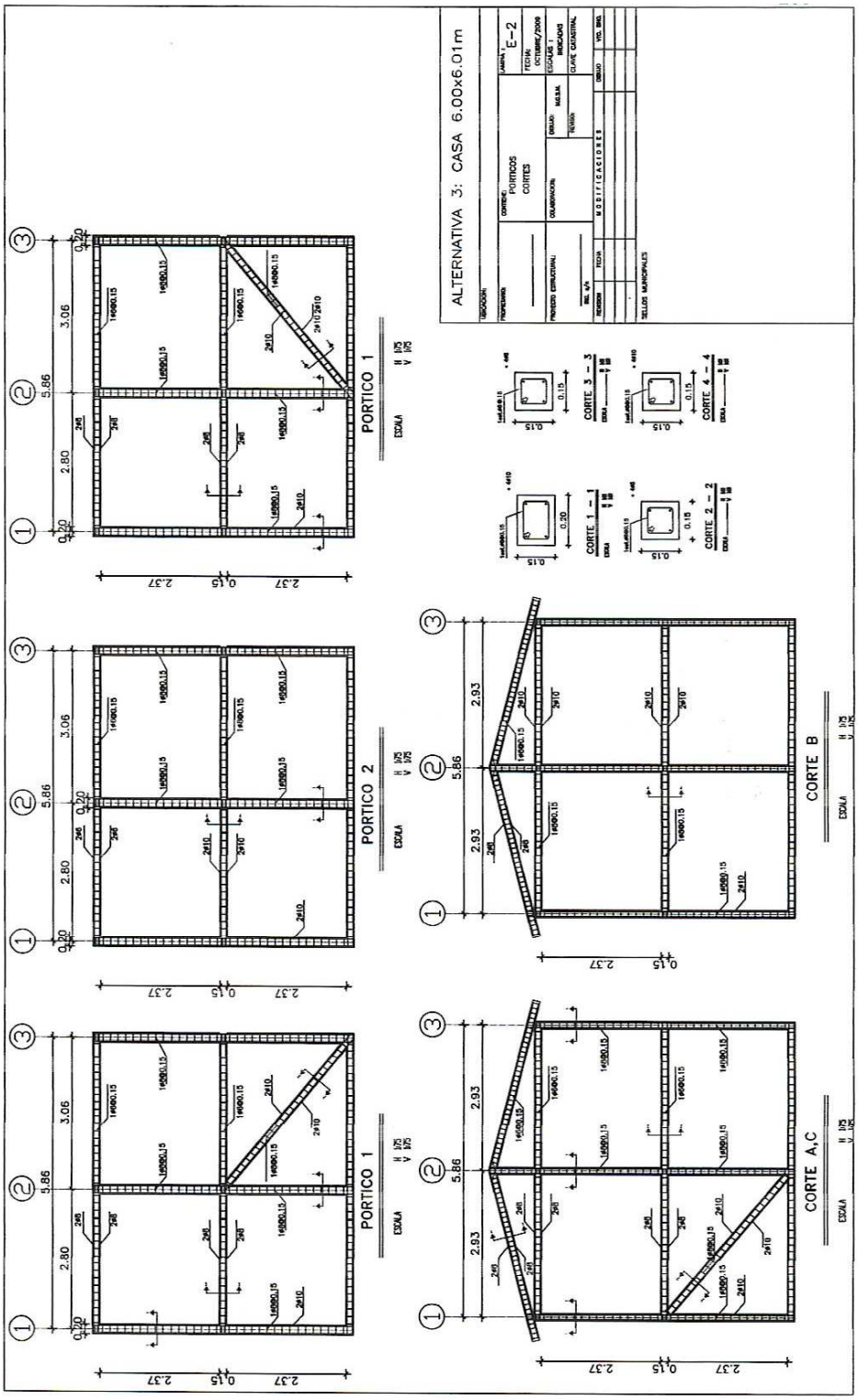

ALTERNATIVA 2: CASA 9.20x4.15m
CIMENTACIÓN
CORTE 1 – 1
CORTE 2 – 2
CADENA
CORTE 2 – 2
ESCALA
9.01
3.08
2.85
3.08
0.15
0.60
0.20
1ø12@20
1ø12@30
1est.ø6@.15
4ø10


ALTERNATIVA 2: CASA 9.20x4.15m
DISTRIBUCIÓN DE PAREDES
CORTE PORTICO 1, 2
CORTE PORTICO A,B,C,D
E-2
PORTICOS A, B, C, D
PORTICOS 1, 2
DISTRIBUCIÓN DE LAS PAREDES EN PLANTA
VIGA
ESCALA
Viga Principal 6X9
Tensor 2.5X10cm
1ø6@0.15
2ø10
4.00
2.00
0.60
2.40
9.01
3.08
2.85
2.20
0.15
1est.ø6 @.10/.20
4ø10

ANEXO Nº6

PLANOS DE LA ESTRUCTURA 3


ALTERNATIVA 3: CASA 6.00x6.01m
CIMENTACIÓN
CADENA
CORTE 1 – 1
CORTE 2 – 2
CADENA A
1ø12@20
1ø12@25
1est.ø6@0.15
4ø10
5.86
2.93
3.06
2.80
0.90
1.20
0.20
0.15
0.60
E-1


ALTERNATIVA 3: CASA 6.00x6.01m
PORTICO 1
PORTICO 2
PORTICO 1
CORTE B
CORTE A,C
CORTE 1 – 1
CORTE 2 – 2
CORTE 3 – 3
CORTE 4 – 4
ESCALA