

C.H. Torito.

Diseño estructural de la chimenea de equilibrio. Memoria de cálculo

febrero de 2013

# Índice general

<b>1. Introducción y bases de partida</b>	<b>4</b>
1.1. Antecedentes . . . . .	4
1.2. Objeto . . . . .	4
1.3. Descripción general del proyecto . . . . .	4
1.3.1. Esquema del aprovechamiento . . . . .	4
1.3.2. Descripción de la estructura de la chimenea de equilibrio . . . . .	5
1.4. Materiales . . . . .	6
1.4.1. Corrosión . . . . .	6
1.5. Método de cálculo . . . . .	6
1.6. Acciones consideradas en el cálculo . . . . .	7
1.7. Condiciones sísmicas . . . . .	7
1.8. Simultaneidad de las acciones . . . . .	10
1.9. Características del modelo no lineal . . . . .	10
1.9.1. Modelización del contacto cimiento-terreno . . . . .	10
1.9.2. Fenómenos de inestabilidad . . . . .	10
1.9.3. Consideración de la acción sísmica. Oscilación de masas . . . . .	10
<b>2. Predimensionamiento mediante fórmula</b>	<b>14</b>
2.1. Predimensionamiento del cuerpo de la chimenea . . . . .	14
2.2. Cálculo por sismo . . . . .	15
2.2.1. Método pseudo-dinámico API 650 . . . . .	16
2.2.2. Resultados cálculo por método pseudo-dinámico API 650 . . . . .	22
2.3. Cálculo por viento . . . . .	27
<b>3. Diseño de la estructura metálica mediante análisis lineal</b>	<b>29</b>
3.1. Descripción del modelo de cálculo . . . . .	29
3.1.1. Tipo de elemento . . . . .	29
3.1.2. Modelización del contacto cimiento - terreno . . . . .	32
3.1.3. Condiciones de contorno . . . . .	32
3.1.4. Modelización del material . . . . .	33
3.2. Consideración de la acción sísmica . . . . .	33
3.2.1. Presión debida a la fuerza impulsiva de la masa de líquido . . . . .	33
3.2.2. Presión debida a la fuerza convectiva de la masa de líquido . . . . .	33
3.3. Hipótesis de calculo . . . . .	36
3.4. Formato de seguridad . . . . .	36
3.5. Resultados . . . . .	37

<b>4. Diseño de la estructura de hormigón mediante análisis lineal</b>	<b>40</b>
4.1. Modelo de cálculo . . . . .	40
4.2. Acciones consideradas en el cálculo . . . . .	40
4.3. Durabilidad y resistencia de los materiales . . . . .	40
4.4. Combinaciones de cargas . . . . .	44
4.5. Comprobación de elementos de hormigón armado . . . . .	46
4.5.1. Introducción . . . . .	46
4.5.2. Postproceso de los resultados obtenidos en lasos . . . . .	47
4.5.3. Comprobación de estados límite . . . . .	48
4.6. Presiones verticales en el plano de contacto cimiento-terreno . . . . .	61
4.7. Resultados . . . . .	64
<b>5. Análisis sísmico</b>	<b>65</b>
5.1. Introducción . . . . .	65
5.2. Modelización de la componente impulsiva . . . . .	65
5.3. Modelización de la componente convectiva («schlosing») . . . . .	65
5.3.1. Rígidez de los muelles . . . . .	66
5.3.2. Distribución de la rígidez de los muelles . . . . .	66
5.4. Análisis modal espectral . . . . .	67
5.5. Conclusión . . . . .	68
<b>6. Comprobación de la estructura metálica en régimen no lineal</b>	<b>69</b>
6.1. Introducción . . . . .	69
6.2. Análisis de pandeo . . . . .	69
6.2.1. Introducción . . . . .	69
6.2.2. Consideración de las imperfecciones en la estructura . . . . .	70
6.3. Análisis no lineal de la estructura . . . . .	72
6.4. Conclusión . . . . .	73
<b>A. Estructura metálica. Gráficos de resultados</b>	<b>75</b>
<b>B. Estructura de hormigón. Gráficos de resultados</b>	<b>86</b>
B.1. Desplazamientos y esfuerzos . . . . .	86
<b>C. Estructura de hormigón. Comprobación de armaduras</b>	<b>117</b>
C.1. Comprobación de armaduras. Resultados gráficos . . . . .	117
C.1.1. Comprobación losa de cimentación, zona 1 . . . . .	118
C.1.2. Comprobación losa de cimentación, zona 2 . . . . .	128
C.1.3. Comprobación losa de cimentación, zona 3 . . . . .	138
C.1.4. Comprobación talón losa de cimentación . . . . .	148
C.1.5. Comprobación muro, zona inferior . . . . .	158
C.1.6. Comprobación muro, zona central . . . . .	168
C.1.7. Comprobación muro, zona superior . . . . .	178
<b>D. Presiones dinámicas en depósitos según G. W. Housner</b>	<b>188</b>

# **Capítulo 1**

## **Introducción y bases de partida**

### **1.1. Antecedentes**

En agosto de 2012 GNF ENGINEERING, S.L.U. encargó a XC Ingeniería estructural, S.L. la realización de un estudio para el dimensionamiento estructural de la chimenea de equilibrio a instalar en la central hidroeléctrica de Torito (Costa Rica) para control de los transitorios hidráulicos producidos por el disparo de la misma.

### **1.2. Objeto**

Atendiendo al encargo, se redacta el presente documento con objeto de describir la tipología estructural, así como las bases de cálculo y procedimientos empleados en el dimensionamiento de los distintos elementos que componen la estructura.

### **1.3. Descripción general del proyecto**

El Proyecto Hidroeléctrico Torito se localiza en la zona noreste de Costa Rica, en la vertiente Atlántica del país. Administrativamente se sitúa en la provincia de Cartago, cantón de Turrialba.

El PH Torito aprovecha las aguas del río Reventazón (aguas abajo de la ciudad de Turrialba) una vez que han sido turbinadas por la Central de Angostura (ICE), que tiene su captación en el embalse del mismo nombre, en el mismo río Reventazón.

#### **1.3.1. Esquema del aprovechamiento**

El PH Torito toma las aguas del canal de descarga de la central de Angostura en el río Reventazón, restituyéndolas al mismo río unos 4,6 km aguas abajo de la captación. Aprovecha un caudal de diseño de  $130 \text{ m}^3/\text{s}$  y un salto bruto máximo de 56,15 m. De acuerdo a lo requerido por el ICE, todas las tomas y conducciones del PH Torito permiten derivar  $160 \text{ m}^3/\text{s}$  (caudal máximo de Angostura con tres grupos a plena carga), en previsión de la futura construcción del PH Izarco aguas abajo de la restitución de Torito.

El nivel de restitución de Angostura es la cota 437,20 msnm. La toma de Torito se sitúa en el canal de restitución de dicha central mediante una captación en pozo para dotar a la toma de la sumergencia necesaria.

De dicha toma arranca el túnel principal del proyecto de 3.550 m de longitud aproximadamente y sección circular de 6,50 m de diámetro efectivo.

Aguas abajo de la captación se sitúa la cámara de carga, conectada al túnel principal mediante un túnel ramal de aproximadamente 300 m de longitud y 6,00 m de diámetro interno. El nivel

normal del cámara de carga es la cota 435,70 msnm. La cámara de carga dispone de un aliviadero superficial que restituye el agua vertida directamente al río Reventazón.

La central está equipada con 2 grupos Francis de eje vertical de 65 m<sup>3</sup>/s cada uno, y genera una potencia de 50 MW medida en el punto de interconexión con el SNI.

La cota de restitución del PH Torito se sitúa en la cota 380,90 msnm.

### 1.3.2. Descripción de la estructura de la chimenea de equilibrio

La estructura a diseñar es la que forma la chimenea de equilibrio de la central hidroeléctrica. Esta chimenea se coloca en el túnel de carga de la central y consiste en una estructura cilíndrica de 20 metros de diámetro interior y 43 metros de altura, 35 de los cuales se elevan sobre la rasante. La obra está situada a media ladera y su cimentación se excava en la roca. El cilindro que forma la chimenea se construye con acero soldado y está apoyado en un anillo de cimentación de hormigón armado.

sectionNormativa Para el diseño de la estructura se considera de aplicación la siguiente normativa:

1. En el predimensionamiento de la estructura metálica:

STANDARD A.P.I. 650: «Welded Tanks for Oil Storage», editado por el Instituto Americano del Petróleo para tanques de almacenamiento a presión atmosférica. El estándar A.P.I. 650 sólo cubre aquellos tanques en los cuales se almacenan fluidos líquidos y están construidos de acero con el fondo uniformemente soportado por una cama de arena, grava, hormigón, asfalto, etc, diseñados para soportar una presión de operación atmosférica o presiones internas que no excedan el peso del techo por unidad de área y una temperatura de operación no mayor de 93 °C (200 °F), y que no se usen para servicios de refrigeración. La norma posee 17 apéndices, que se designan por letra, en los cuales se entregan diferentes recomendaciones que debe considerar el diseñador a la hora de definir la estructura final. Su apéndice E trata específicamente del diseño sísmico de depósitos de almacenamiento.

2. En la comprobación de la estructura metálica:

AISC: «Manual of Steel Construction, Allowable Stress Design».

AISI T-192: «Steel Plate Engineering Data Serie».

3. En la comprobación de la estructura de hormigón:

CSCR: «Código Sísmico de Costa Rica»,2010.

Código de Cimentaciones de Costa Rica, de la Asociación Costarricense de Geotecnia.

ACI 318: «Building Code Requirements for Structural Concrete».

4. En la determinación de las características de los materiales:

Normas ASTM

5. En la determinación de acciones:

CSCR

Reglamento de Construcciones , aprobado por el Instituto Nacional de Vivienda y Urbanismo de Costa Rica.

ACI 318

ACI 350: «Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures»

ASCE Std. 7: «Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures».

ACI 307: «Design and Construction of Reinforced Concrete Chimneys».

AWWA Manual M11

## 1.4. Materiales

Los materiales empleados en el diseño de la estructura son los siguientes:

**Acero estructural:** tipo **ASTM-A36**.

Las características de este acero para barras, planchas y perfiles estructurales con espesores menores de 8 plg (203,2 mm), son las siguientes:

Densidad	7850 kg/m <sup>3</sup>
Límite de fluencia mínimo	250 MPa (36 ksi)
Límite de rotura mínimo	410 MPa (58 ksi)

**Acero para refuerzo:** tipo **ASTM-A706 G60**, de las siguientes características:

Límite elástico	$540 \geq F_y \geq 420$ MPa
Tensión última	$T_s \geq 550$ MPa
	$T_s \geq 1,25 F_y$
Alargamiento Gauge	200 mm
Alargamiento de rotura	10 % - 14 %

**Hormigón:** de resistencia compresión a 28 días,  $f_c = 24,5$  MPa (3600 psi).

### 1.4.1. Corrosión

De acuerdo con las indicaciones de la Propiedad, será necesario considerar un sobreespesor por corrosión en el cuerpo de acero de la chimenea equivalente a **1 mm**.

## 1.5. Método de cálculo

El diseño de la estructura se desarrolla en las siguientes fases:

1. Análisis de la documentación, condicionantes de diseño y bases de cálculo a considerar.
2. Predimensionamiento de la estructura metálica mediante procedimientos simplificados basados en la aplicación de fórmulas (API 650). Este análisis se desarrolla en el capítulo 2 de este documento.
3. Una vez obtenidas por el procedimiento anterior las dimensiones principales de la estructura metálica, se elabora un modelo de elementos finitos que permita comprobar la bondad del diseño obtenido y optimizar el empleo de acero. Este modelo de elementos finitos se plantea inicialmente de tipo elástico lineal de modo que sirva de primera aproximación a la solución del problema y permita prever las dificultades que podrían presentarse en el análisis no lineal. Las características de este modelo y los resultados obtenidos se pueden consultar en el capítulo 3 y en el apéndice A
4. Dicho modelo de elementos finitos incluye también la cimentación y la estructura de hormigón (muro), por lo que, a partir de los esfuerzos obtenidos, se dimensionan los espesores y armaduras de dichos elementos. Las características del método empleado y los parámetros adoptados se describen en el capítulo 4 de este documento; los resultados obtenidos se presentan en los apéndices B y C.
5. Una vez agotadas las posibilidades del análisis lineal se van introduciendo sucesivamente las no linealidades del problema: contacto terreno - estructura, grandes deformaciones y diagramas tensión - deformación del material. Este modo de proceder permite detectar más fácilmente los problemas que puedan presentarse en la convergencia de la solución.

## 1.6. Acciones consideradas en el cálculo

Se tienen en cuenta en los cálculos las siguientes acciones sobre la estructura:

1. **Carga permanente:** incluyendo el peso propio y el de otros elementos que graviten de forma permanente sobre la estructura; para su determinación se considera una densidad del acero de 7850 kg/m<sup>3</sup> y 2500 kg/m<sup>3</sup> en el caso del hormigón armado.
2. **Empuje hidrostático:** el nivel de agua en el interior de la chimenea en situaciones de operación normal varía entre la mínima oscilación, que se corresponde con la cota 414,39 (siendo la cota de la base de la chimenea 407,00) y el nivel estático, que se sitúa a la cota 437,20 msnm. En la situación crítica con golpe de ariete se produce una oscilación máxima hasta el nivel 450,11 msnm. Excepcionalmente, se considera un nivel máximo de oscilación extraordinario hasta la cota 454,60 msnm.
3. **Empuje de tierras:** se considera el empuje del relleno sobre el muro de hormigón según el estado activo de Rankine, suponiendo una densidad para el mismo de 1800 kg/m<sup>3</sup> y un ángulo de rozamiento interno  $\Phi = 30^\circ$ .
4. **Acción del viento:** se supone una velocidad máxima del viento de 170 km/h, que introduce una presión de 145 kp/m<sup>2</sup> de superficie expuesta perpendicularmente a la dirección en que éste actúa.
5. **Acción sísmica:** de acuerdo con la zonificación sísmica del Código Sísmico de Costa Rica, y el tipo de suelo sobre el que se asienta la estructura, se considera una aceleración pico efectiva de diseño equivalente a 0,36g. En los modelos lineales empleados para dimensionar la estructura dicha acción se introduce como una distribución de presiones sobre las paredes de la chimenea, correspondiendo a las componentes impulsiva y convectiva, según las leyes expresadas en el Código ACI 350 para depósitos de planta circular<sup>1</sup>. El método empleado para el estudio del problema no lineal se describe en el apartado 1.9.3 de este documento.

## 1.7. Condiciones sísmicas

De acuerdo con el Código Sísmico de Costa Rica, el cantón de Turrialba, en la provincia de Cartago, se enmarca dentro de la zona sísmica III (ver figura 1.1). Según con los datos proporcionados por el Cliente, la aceleración pico efectiva de diseño,  $a_{ef}$ , para un período de retorno de 500 años es de 0,36, correspondiendo, por tanto, a un tipo de suelo  $S_3$  o  $S_4$ .

El coeficiente sísmico se obtiene, de acuerdo a dicha norma, mediante aplicación de la siguiente expresión:

$$C = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot FED}{SR}$$

donde:

$a_{ef}$  = aceleración pico efectiva de diseño, expresada como fracción de la gravedad, obtenida en la Tabla 2.2 (ver figura 1.2) del CSCR para la zona sísmica y el sitio de cimentación correspondientes a la edificación;

I = factor de importancia de la edificación, según Tabla 4.1 del CSCR;

FED = factor espectral dinámico: es la modificación en aceleración que sufre un sistema de un grado de libertad con respecto a la aceleración del suelo y es función de la zona sísmica,

<sup>1</sup>Las leyes de presiones empleadas se describen en el apartado 3.2 de este documento



FIGURA 2.1. Zonificación sísmica

Figura 1.1: Zonificación sísmica (Fig. 2.1 del Código Sísmico de Costa Rica).

del sitio de cimentación, de la ductilidad global asignada  $\mu$  y del periodo. Este valor se presenta en los gráficos de las figuras 5.1 a 5.12 CSCR para cada zona sísmica y sitio de cimentación;

SR = factor de sobre-resistencia según se define en el Capítulo 3, inciso 3(d), del CSCR. Cuando se utilizan los métodos de análisis estático o dinámico de los artículos 7.4 y 7.5, la sobre-resistencia es igual a 2,0 para estructuras tipo marco, dual y muro, e igual a 1,2 para estructuras tipo voladizo y otros. Cuando se utilicen los métodos alternos de análisis del artículo 7.7, la sobre-resistencia es 1,2 sobre la capacidad última calculada en el análisis, para todos los sistemas estructurales.

Los valores de aplicación a la estructura en estudio son los siguientes:

- $a_{ef} = 0,36$
- $I = 1$
- FED = 2,5. Se trata de un sistema tipo voladizo, la ductilidad asignada es  $\mu = 1$ ; se ha tomado el máximo valor del FED, que corresponde a períodos entre 0,12 s y 0,53 s (figura 1.3).
- SR = 1,2

Por tanto:

$$C = \frac{0,36 \cdot 1 \cdot 2,5}{1,2} = 0,75$$

<b>Tipo de sitio</b>	<b>Zona II</b>	<b>Zona III</b>	<b>Zona IV</b>
S <sub>1</sub>	0.20	0.30	0.40
S <sub>2</sub>	0.24	0.33	0.40
S <sub>3</sub>	0.28	0.36	0.44
S <sub>4</sub>	0.34	0.36	0.36

Figura 1.2: Aceleración pico efectiva de diseño,  $a_{ef}$ , para un período de retorno de 500 años y para diferentes zonas sísmicas y tipos de sitio (Tabla 2.2 Código Sísmico de Costa Rica).

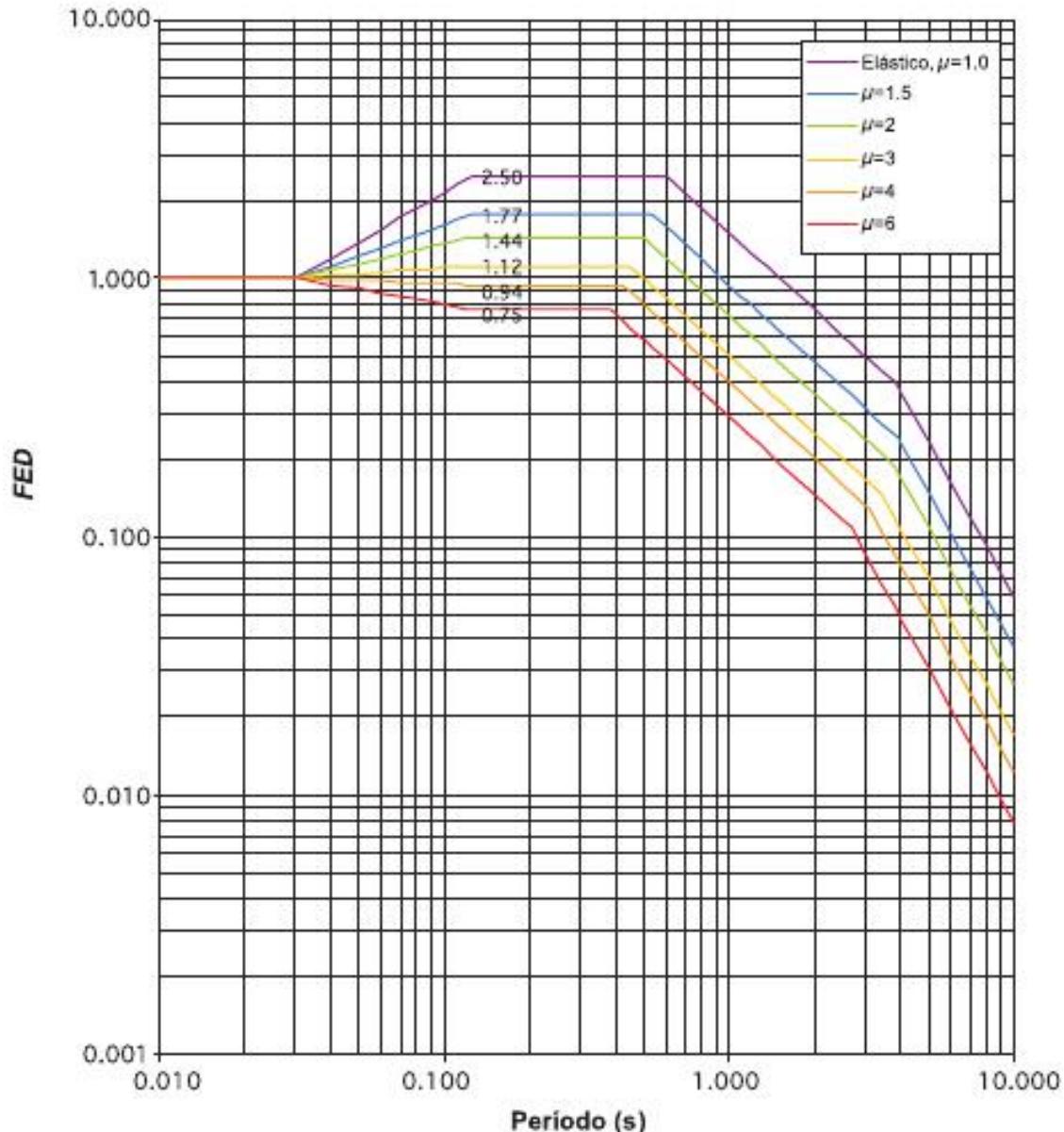


Figura 1.3: Factor espectral dinámico, FED, para sitios Tipo S3 en Zona III (amortiguamiento  $\xi = 5\%$ ; ductilidades  $\mu = 1, 1.5, 2, 3, 4, 6$ ) (Tabla 5.7 Código Sísmico de Costa Rica).

## 1.8. Simultaneidad de las acciones

El máximo nivel de agua que se considera compatible con la acción sísmica es el correspondiente a la situación estática (437,20 msnm). Por un lado, elevaciones de agua por encima de este nivel están asociadas a fenómenos de golpe de ariete y sólo ocurren en raras ocasiones a lo largo del año y durante un tiempo limitado a pocos minutos, lo cual hace muy improbable que otra situación extrema, como un sismo, se produzca simultáneamente. Por otro lado, en el supuesto de que fuera el sismo el que diera origen al golpe de ariete, sería necesario que transcurrieran alrededor de 150 segundos para que se alcanzara la máxima elevación del agua, tiempo muy superior a la previsible duración del sismo.

## 1.9. Características del modelo no lineal

### 1.9.1. Modelización del contacto cimiento-terreno

Para representar adecuadamente el contacto de la estructura con el terreno, se emplea un contacto de tipo Cuasi-Winkler. El contacto entre la estructura y el terreno se modeliza mediante muelles de un material «no tracción» cuya rigidez a compresión se obtiene a partir del módulo de balasto. De este modo se introduce en el modelo la posibilidad de que se produzcan despegues de alguna zona de la cimentación bajo la acción de cargas horizontales.

### 1.9.2. Fenómenos de inestabilidad

Los fenómenos de inestabilidad a considerar en el análisis son los siguientes:

- Ovalamiento: deformación de la directriz del cilindro con pérdida de la forma circular.
- Inestabilidad por deformación «en pata de elefante»: abombamiento (ver figura 1.4) de la pared del cilindro en las proximidades del cimiento.
- Inestabilidad por deformación «en diamante»: en este caso la abolladura se produce como en la figura 1.5.

Para tener en cuenta este efecto en los cálculos de resistencia se procede del siguiente modo:

- Inestabilidad por ovalamiento:
  - Se obtienen los primeros modos de pandeo lineal de la estructura.
  - Se considera como geometría inicial de la estructura la que resulte de combinar linealmente los modos de pandeo obtenidos en el punto anterior de modo que se obtenga un valor máximo de «imperfección» igual al impuesto por la normativa.
  - Consideración en el análisis de la no linealidad geométrica del problema.
- Inestabilidades «en diamante» y «en pata de elefante». La seguridad frente a este tipo de inestabilidades se introduce mediante la limitación de las tensiones de compresión en el material impuestas por la normativa.

### 1.9.3. Consideración de la acción sísmica. Oscilación de masas

La acción del sismo sobre un depósito tiene la particularidad de que la respuesta de la estructura depende simultáneamente de su interacción con el fluido interior y con el terreno.

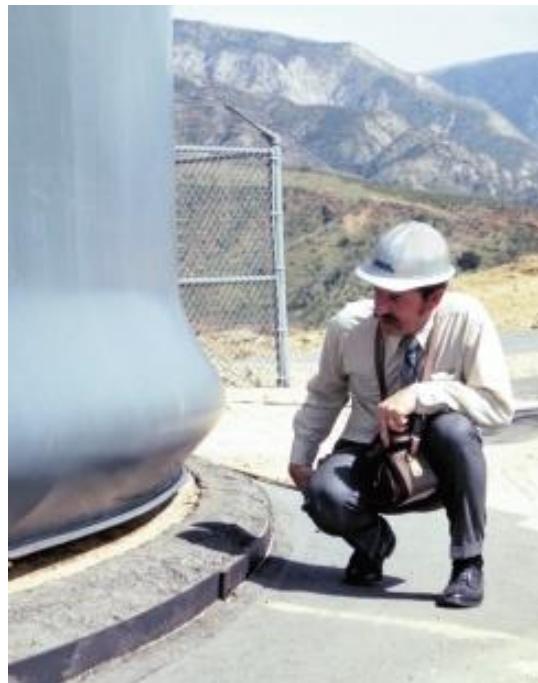


Figura 1.4: Inestabilidad «en pié de elefante» de un depósito cilíndrico de acero.



Figura 1.5: Inestabilidad «en diamante» de un depósito cilíndrico de acero.

**Interacción terreno - estructura.** El efecto de la interacción con el terreno ha de ser tenido en cuenta cuando se trata de suelos blandos que alteran la respuesta armónica de la estructura. En el caso que nos ocupa, al tratarse de una cimentación en roca, puede considerarse que esta interacción es despreciable.

**Interacción fluido - estructura.** Esta interacción tiene efectos tanto más importantes cuanto mayor es la flexibilidad de la estructura. En nuestro caso, la estructura metálica que forma la chimenea dista mucho de ser rígida por lo que debe considerarse este efecto adecuadamente.

Para obtener la acción del fluido sobre la estructura pueden emplearse los siguientes procedimientos:

1. Cálculo pseudo-estático. Este procedimiento consiste en la obtención de la fuerza máxima que ejercerá el fluido sobre las paredes del depósito mediante el planteamiento de un modelo analítico como el de la figura 1.6. De la solución de la ecuación diferencial que se obtiene para depósitos de geometría sencilla se obtienen fórmulas que, a partir de la altura y densidad del líquido, diámetro del depósito, etc. permiten calcular la acción (estática) del fluido sobre las paredes del depósito. Este procedimiento es, por ejemplo, el que propone la norma ACI 350.3-01 para depósitos de hormigón. La principal limitación de este método es la dificultad para introducir el efecto de la rigidez del depósito, en particular si dicha rigidez no es homogénea (presencia de rigidizadores, distintos materiales, . . .).
2. Integración directa en el tiempo de la ecuación diferencial del problema acoplado. En este caso se elabora un modelo de elementos finitos tanto de la estructura como del fluido interior. A continuación dicho modelo se somete a la acción de distintos acelerogramas compatibles con el espectro que especifique la normativa. Las dificultades que presenta este método es que consume mucho tiempo de cálculo, su principal ventaja es su generalidad.
3. Simulación del fluido mediante un conjunto de masas y muelles y análisis modal del modelo resultante. Este procedimiento consiste en trasladar a un modelo de elementos finitos el procedimiento de solución descrito en primer lugar. Se trata, como se representa en la figura 1.7, de simular la respuesta del fluido frente al sismo mediante un conjunto de masas ligadas a los nodos de las paredes del depósito mediante una serie de muelles. La rigidez de estos muelles se obtiene a partir de la expresión de la presión hidrodinámica que ejerce el fluido contra las paredes del depósito. Dicha rigidez será muy grande para las masas próximas al fondo del depósito (presión impulsiva) y menor según nos aproximemos a la superficie (presión convectiva).

Como ya se ha indicado anteriormente el método empleado en el predimensionamiento es el pseudo-estático. Para la obtención de la acción sísmica sobre el modelo de elementos finitos el método que se ha considerado más adecuado es el tercero de los indicados en enumeración anterior.

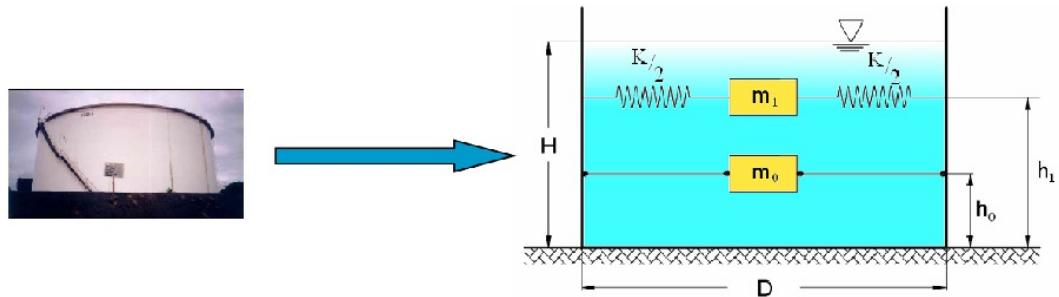


Figura 1.6: Modelo analítico de la acción del fluido.

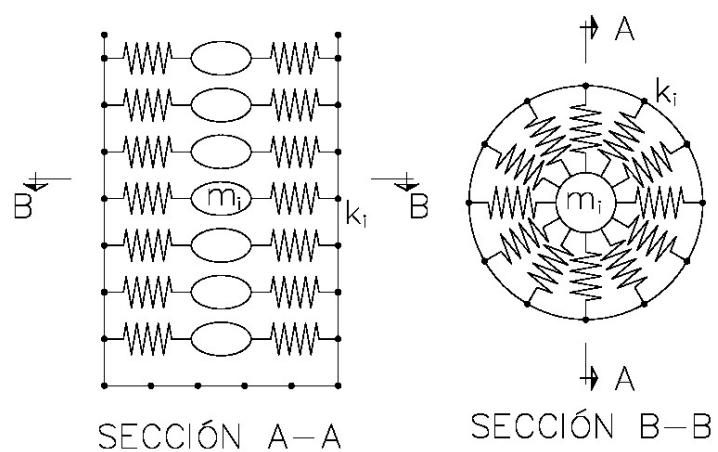


Figura 1.7: Modelización del fluido mediante masas y muelles.

## Capítulo 2

# Predimensionamiento mediante fórmula

Se pretende en este capítulo realizar el predimensionamiento de la estructura metálica de la chimenea con el fin de obtener unos espesores de referencia para futuros cálculos. Para ello se emplea el procedimiento descrito en el API STANDARD 650, en concreto en el capítulo 5 de dicho documento y en su apéndice E, dedicado específicamente al diseño sísmico de depósitos de almacenamiento.

### 2.1. Predimensionamiento del cuerpo de la chimenea

Las características mecánicas y tensiones admisibles para el acero A 36M son, de acuerdo al API STANDARD 650, las siguientes:

Límite de fluencia mínimo	250 MPa
Límite de rotura mínimo	400 MPa
Tensión admisible de diseño ( $S_d$ )	160 MPa
Tensión admisible en la prueba hidrostática ( $S_t$ )	171 MPa

Se tendrá en cuenta para el predimensionamiento el espesor mínimo prescrito en dicha norma para las paredes de depósitos con diámetros comprendidos entre 15,2 m y 36,5 m, que se limita a  $e_{min} = 6,35\text{mm}$ .

A continuación, se calculan los espesores del cuerpo por el método de un pie. Con este método se calcula el espesor requerido de la pared del tanque, por condiciones de diseño y de prueba hidrostática, considerando una sección transversal ubicada a 304.8 mm. (1 pie) por debajo de la unión de cada anillo. Este método sólo es aplicable en tanques con un diámetro igual o menor a 60.960 mm (200 pies).

$$t_d = \frac{4,9D(H - 0,3)G}{S_d} + CA$$

$$t_t = \frac{4,9D(H - 0,3)}{S_t}$$

siendo:

$t_d$  = espesor por condiciones de diseño (mm);

$t_t$  = espesor por prueba hidrostática (mm);

D = diámetro nominal del tanque (m) (el diámetro nominal del tanque se mide en la fibra media del cuerpo);

H = altura de diseño del nivel del líquido (m) = altura desde la parte de baja del anillo considerado al perfil de coronamiento, o cualquier nivel indicado por el usuario, restringido por techos flotantes o cálculos por sismo;

G = densidad del líquido a almacenar o del agua para cálculo por prueba hidrostática ( $t/m^3$ );

CA = Corrosión admisible (mm);

$S_d$  = Tensión admisible por condiciones de diseño (MPa);

$S_t$  = Tensión admisible por condiciones de prueba hidrostática (MPa).

En la tabla 2.1 se muestran los resultados obtenidos, admitiendo los siguientes valores para los parámetros que intervienen en el cálculo:

Diámetro de la chimenea	20 m
Nivel de máxima oscilación	450,11 msnm
Densidad del agua	1 t/m <sup>3</sup>
Corrosión admisible	1 mm
Tensión admisible por condiciones de diseño	160 MPa
Tensión admisible prueba hidrostática	171 MPa

Anillo	Cota inferior (msnm)	Cota superior (msnm)	Espesor diseño (mm)	Espesor prueba hidrostática (mm)
1	407,00	412,00	27,22	24,53
2	412,00	418,70	24,16	21,67
3	418,70	427,45	20,05	17,83
4	427,45	433,95	14,70	12,81
5	433,95	440,45	10,71	9,09
6	440,45	455,10	6,73	5,36

Cuadro 2.1: Predimensionamiento del espesor de la pared por el método de 1 pie (API-650)

## 2.2. Cálculo por sismo

El comportamiento de un depósito cuando es sometido a un desplazamiento lateral o sismo, provoca que el líquido que contiene se mueva de dos formas distintas: una porción que trabaja en forma impulsiva y la otra convectiva. La primera es la masa que se mueve en forma solidaria con el recipiente; la segunda masa corresponde a la porción cercana a la superficie que se desplaza en forma contraria al movimiento del depósito y con una significativa componente de desplazamiento vertical.

En este apartado, se realiza al análisis sísmico de la chimenea de equilibrio por aplicación directa del método descrito en el apéndice E del código API 650, que se reproduce a continuación. A su vez, este método se basa en la teoría desarrollada por el profesor G.W. Housner en 1954, de la cual se incluye una reseña en el apéndice D de este documento.

### 2.2.1. Método pseudo-dinámico de diseño sísmico propuesto en el apéndice E del API Standard 650

#### Periodo natural de vibración de la componente impulsiva

$$T_i = \left( \frac{1}{\sqrt{2000}} \right) \left( \frac{C_i H}{\sqrt{\frac{t_u}{D}}} \right) \left( \frac{\sqrt{\rho}}{\sqrt{E}} \right) \quad (2.1)$$

siendo:

$T_i$  = periodo natural de vibración de la componente impulsiva;

#### Periodo natural de vibración de la componente convectiva (sloshing)

$$T_c = 1,8 K_s \sqrt{D} \quad (2.2)$$

$$K_s = \frac{0,578}{\sqrt{\tanh \left( \frac{3,68H}{D} \right)}} \quad (2.3)$$

siendo:

$T_c$  = periodo natural de vibración de la componente convectiva;

$K_s$  = coeficiente para determinar el periodo convectivo del sistema;

H = máxima altura de la columna de líquido considerada para el diseño del depósito;

D= diámetro nominal del depósito;

#### Esfuerzo cortante de diseño en la base del depósito

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} \quad (2.4)$$

siendo:

$V$  = esfuerzo cortante de diseño en la base del depósito, considerando el peso efectivo del depósito y su contenido;

$V_i$  = componente impulsiva del esfuerzo cortante de diseño en la base del depósito, considerando el peso efectivo del depósito y su contenido;

$V_c$  = componente convectiva del esfuerzo cortante de diseño en la base del depósito, considerando el peso efectivo del depósito y su contenido;

$$V_i = A_i (W_s + W_r + W_f + W_i) \quad (2.5)$$

siendo:

$V_i$  = componente impulsiva del esfuerzo cortante de diseño en la base del depósito, considerando el peso efectivo del depósito y su contenido;

$A_i$  = coeficiente de aceleración impulsiva obtenido a partir del espectro de respuesta de diseño;

$W_s$  = peso total de la pared del depósito;

$W_r$  = peso total de la cubierta del depósito;

$W_f$  = peso total de la base del depósito;

$W_i$  = componente impulsiva del peso del líquido;

$$V_c = A_c W_c \quad (2.6)$$

siendo:

$V_c$  = componente convectiva del esfuerzo cortante de diseño en la base del depósito, considerando el peso efectivo del depósito y su contenido;

$A_c$  = coeficiente de aceleración convectiva obtenido a partir del espectro de respuesta de diseño;

$W_c$  = componente convectiva del peso del líquido;

### Componente impulsiva del peso del líquido

Si  $D/H \geq 1,333$ :

$$W_i = \frac{\tanh\left(0,866 \frac{D}{H}\right)}{0,866 \frac{D}{H}} W_p \quad (2.7)$$

Si  $D/H < 1,333$ :

$$W_i = \left(1,0 - 0,218 \frac{D}{H}\right) W_p \quad (2.8)$$

siendo:

$W_i$  = componente impulsiva del peso del líquido;

$D$ = diámetro nominal del depósito;

$H$  = máxima altura de la columna de líquido considerada para el diseño del depósito ;

$W_p$  = peso total del líquido contenido en el depósito ;

### Componente convectiva del peso del líquido

$$W_c = 0,230 \frac{D}{H} \tanh\left(\frac{3,67H}{D}\right) W_p \quad (2.9)$$

siendo:

$W_c$  = componente convectiva del peso del líquido;

$D$ = diámetro nominal del depósito;

$H$  = máxima altura de la columna de líquido considerada para el diseño del depósito ;

$W_p$  = peso total del líquido contenido en el depósito ;

### Punto de aplicación de la componente impulsiva del peso del líquido

Si  $D/H \geq 1,333$ :

$$X_i = 0,375H \quad (2.10)$$

Si  $D/H < 1,333$ :

$$X_i = \left( 0,5 - 0,094 \frac{D}{H} \right) H \quad (2.11)$$

siendo:

$X_i$  = altura desde la base de la pared del depósito hasta el punto de aplicación de la componente impulsiva del peso del líquido para el cálculo del momento en la pared del depósito;

D= diámetro nominal del depósito;

H = máxima altura de la columna de líquido considerada para el diseño del depósito ;

Si  $D/H \geq 1,333$ :

$$X_{is} = 0,375 \left[ 1,0 + 1,333 \left( \frac{0,866 \frac{D}{H}}{\tanh \left( 0,866 \frac{D}{H} \right)} - 1,0 \right) \right] H \quad (2.12)$$

Si  $D/H < 1,333$ :

$$X_{is} = \left[ 0,500 + 0,060 \frac{D}{H} \right] H \quad (2.13)$$

siendo:

$X_i$  = altura desde la base de la pared del depósito hasta el punto de aplicación de la componente impulsiva del peso del líquido para el cálculo del momento en la pared del depósito;

H = máxima altura de la columna de líquido considerada para el diseño del depósito;

D= diámetro nominal del depósito;

### Punto de aplicación de la componente convectiva del peso del líquido

$$X_c = \left[ 1,0 - \frac{\cosh \left( \frac{3,67H}{D} \right) - 1}{\frac{3,67H}{D} \sinh \left( \frac{3,67H}{D} \right)} \right] H \quad (2.14)$$

siendo:

$X_c$  = altura desde la base de la pared del depósito hasta el punto de aplicación de la componente convectiva del peso del líquido para el cálculo del momento en la pared del depósito;

H = máxima altura de la columna de líquido considerada para el diseño del depósito;

D= diámetro nominal del depósito;

$$X_{cs} = \left[ 1,0 - \frac{\cosh\left(\frac{3,67H}{D}\right) - 1,937}{\frac{3,67H}{D} \sinh\left(\frac{3,67H}{D}\right)} \right] H \quad (2.15)$$

siendo:

$X_{cs}$  = altura desde la base de la pared del depósito hasta el punto de aplicación de la componente convectiva del peso del líquido para el cálculo del momento en la base del depósito;

H = máxima altura de la columna de líquido considerada para el diseño del depósito;

D= diámetro nominal del depósito;

#### Componente impulsiva de la fuerza anular en la pared del depósito

Si  $D/H \geq 1,333$ :

$$N_i = 8,48A_iGDH \left[ \frac{Y}{H} - 0,5 \left( \frac{Y}{H} \right)^2 \right] \tanh \left( 0,866 \frac{D}{H} \right) \quad (2.16)$$

si  $D/H < 1,333$  y  $Y < 0,75D$ :

$$N_i = 5,22A_iGD^2 \left[ \frac{Y}{0,75D} - 0,5 \left( \frac{Y}{0,75D} \right)^2 \right] \quad (2.17)$$

si  $D/H < 1,333$  y  $Y \geq 0,75D$ :

$$N_i = 2,6A_iGD^2 \quad (2.18)$$

siendo:

$N_i$  = componente impulsiva de la fuerza anular en la pared del depósito (N/mm);

$A_i$  = coeficiente de aceleración impulsiva obtenido a partir del espectro de respuesta de diseño %g;

G = densidad relativa del líquido contenido en el depósito con relación a la del agua;

D= diámetro nominal del depósito (m);

Y = coordenada Y a la que se calcula la tensión (m);

#### Componente convectiva de la fuerza anular en la pared del depósito

$$N_c = \frac{1,85A_cGD^2 \cosh \left[ \frac{3,68(H-Y)}{D} \right]}{\cosh \left[ \frac{3,68H}{D} \right]} \quad (2.19)$$

siendo:

$N_c$  = componente convectiva de la fuerza anular en la base de la pared del depósito (N/mm);

$A_c$  = coeficiente de aceleración convectiva obtenido a partir del espectro de respuesta de diseño %g;

G = densidad relativa del líquido contenido en el depósito con relación a la del agua;

D= diámetro nominal del depósito (m);

H = máxima altura de la columna de líquido considerada para el diseño del depósito (m);

#### Tensiones anulares en la base del depósito

$$\sigma_T = \frac{N_h \pm \sqrt{N_i^2 + N_c^2 + (A_v N_h)^2}}{t} \quad (2.20)$$

siendo:

$\sigma_T$  = tensiones anulares totales en la base del depósito (MPa);

$N_h$  = fuerza hidrostática anular en la base de la pared del depósito (N/mm);

$N_i$  = componente impulsiva de la fuerza anular en la base de la pared del depósito (N/mm);

$N_c$  = componente convectiva de la fuerza anular en la base de la pared del depósito (N/mm);

$A_v$  = coeficiente de aceleración sísmica vertical %g;

$t$  = espesor de la pared del depósito en el punto considerado (mm);

#### Fuerza estabilizadora frente al levantamiento en la región anular

$$w_a = 99t_a \sqrt{F_y H G_e} \leq 201,1 H D G_e \quad (2.21)$$

siendo:

$w_a$  = fuerza estabilizadora frente al levantamiento en la región anular (N/m);

$t_a$  = espesor, excluido el sobreespesor por corrosión, del anillo de la base del depósito situado bajo la pared del mismo, necesario para garantizar el autoanclaje del depósito. El anillo con este espesor debe tener una ancho en la dirección radial de como mínimo la longitud  $L$  desde la cara interna de la pared del depósito. Esta variable solo es de aplicación a depósitos autoanclados (mm);

$F_y$  = mínimo límite de elasticidad especificado para el material del anillo de la base del depósito (MPa);

H = máxima altura de la columna de líquido considerada para el diseño del depósito (m);

$G_e$  = densidad relativa del líquido contenido en el depósito incluyendo el efecto sísmico;

D= diámetro nominal del depósito (m);

**Relación de anclaje**

$$w_t = \left[ \frac{W_s}{\Pi D} + w_{rs} \right] \quad (2.22)$$

$$J = \frac{M_{rw}}{D^2[w_t(1 - 0,4A_v) + w_a - 0,4w_{int}]} \quad (2.23)$$

siendo:

$w_t$  = peso del depósito actuando en la base de su pared (N/m);

$W_s$  = peso total de la pared del depósito (N);

D= diámetro nominal del depósito (m);

$w_{rs}$  peso de la cubierta soportado por la pared del depósito, por unidad de longitud (N);

J = relación de anclaje;

$M_{rw}$  = fracción del momento volcador total que actúa sobre el perímetro de la base de la pared del depósito (Nm);

$A_v$  = coeficiente de aceleración sísmica vertical %g;

$w_a$  = fuerza estabilizadora frente al levantamiento en la región anular (N/m).

**Máxima tensión de compresión longitudinal en la base de la pared del depósito**

Si J<0,785:

$$\sigma_c = \left( w_t(1 + 0,4A_v) + \frac{1,273M_{rw}}{D^2} \right) \frac{1}{1000t_s} \quad (2.24)$$

Si J>0,785:

$$\sigma_c = \left( \frac{w_t(1 + 0,4A_v) + w_a}{0,607 - 0,18667[J]^{2,3}} - w_a \right) \frac{1}{1000t_s} \quad (2.25)$$

siendo:

$\sigma_c$  = máxima tensión de compresión longitudinal en la base de la pared del depósito (MPa);

$w_t$  = peso del depósito actuando en la base de su pared (N/m);

$A_v$  = coeficiente de aceleración sísmica vertical %g;

$M_{rw}$  = fracción del momento volcador total que actúa sobre el perímetro de la base de la pared del depósito (Nm);

D= diámetro nominal del depósito (m);

$t_s$  = espesor, excluido el sobreespesor por corrosión, del anillo inferior de la pared del depósito (mm);

$w_a$  = fuerza estabilizadora frente al levantamiento en la región anular (N/m);

J = relación de anclaje.

### Máxima tensión de compresión longitudinal admisible

Si  $GHD^2/t^2 \geq 44$ :

$$F_c = 83t_s/D \quad (2.26)$$

Si  $GHD^2/t^2 < 44$ :

$$F_c = \frac{83t_s}{2,5D} + 7,5\sqrt{GH} < 0,5F_{ty} \quad (2.27)$$

siendo:

$F_c$  = máxima tensión de compresión longitudinal admisible (MPa);

$t_s$  = espesor, excluido el sobreespesor por corrosión, del anillo inferior de la pared del depósito (mm);

D= diámetro nominal del depósito (m);

G = densidad relativa del líquido contenido en el depósito con relación a la del agua;

H = máxima altura de la columna de líquido considerada para el diseño del depósito (m);

$F_{ty}$  = mínimo límite de elasticidad especificado para el material del cuerpo del depósito (MPa);

### Coeficiente de seguridad frente a vuelco

$$\gamma_{vuelco} = \frac{0,5D[W_p + W_f + W_t + W_{fd} + W_g]}{M_s} \geq 2,0 \quad (2.28)$$

siendo:

$\gamma_{vuelco}$  = coeficiente de seguridad frente a vuelco;

D= diámetro nominal del depósito (m);

$W_p$  = peso total del líquido contenido en el depósito (N);

$W_f$  = peso total de la base del depósito (N);

$w_t$  = peso del depósito actuando en la base de su pared (N/m);

$W_{fd}$  peso de la cimentación (N);

$W_g$  peso de relleno sobre la cimentación (N);

$M_s$  = momento sobre la base del depósito (Nm);

## 2.2.2. Resultados del cálculo realizado por aplicación del método pseudo-dinámico de diseño sísmico propuesto en el apéndice E del API Standard 650

Se realiza en primer lugar el cálculo en la hipótesis de sismo y nivel estático del agua en el interior de la chimenea (cota 437,20); en esta situación se obtiene un coeficiente de seguridad a vuelco de 2,17, superior al valor 2 exigido por el código API 650. También se plantea la situación altamente improbable de que la máxima acción prevista del sismo se produzca simultáneamente a la máxima elevación del agua por golpe de ariete (cota 450,11); en este caso, se obtiene un coeficiente de seguridad a vuelco, superior a la unidad, de 1,31.

### Cálculo con sismo y nivel de agua estático

Grupo sísmico	II
Factor de importancia (tabla E-5 API 650) I=	1,25
Máxima altura de la columna de líquido considerada para el diseño del tanque H =	30,2 m
Diámetro nominal del tanque D=	20 m
Relación D/H D/H =	0,662
Factor de reducción de la fuerza para la componente impulsiva (tabla E-4 API 650) $R_{wi}$ =	3,5
Factor de reducción de la fuerza para la componente convectiva (tabla E-4 API 650) $R_{wc}$ =	2
Densidad del líquido contenido en el depósito $\rho$ =	1000 Kg/m <sup>3</sup>
Peso total del líquido contenido en el depósito $W_p$ =	93073452 N
Peso total de la pared del depósito $W_s$ =	2921539 N
Altura desde la base de la pared del depósito hasta su centro de gravedad $X_s$ =	23,683 m
Peso total de la cubierta del depósito $W_r$ =	0 N
Altura desde la base de la pared del depósito hasta el centro de gravedad de la cubierta $X_r$ =	0 m
Peso total de la base del depósito $W_f$ =	0 N
Peso de la cimentación $W_{fd}$	57015476 N
Peso de relleno sobre la cimentación $W_g$	23947004 N
Espesor, excluido el sobreespesor por corrosión, del anillo de la base del tanque situado bajo la pared del mismo, necesario para garantizar el autoanclaje del depósito. El anillo con este espesor debe tener una ancho en la dirección radial de como mínimo la longitud $L$ desde la cara interna de la pared del depósito. Esta variable solo es de aplicación a depósitos autoanclados $t_a$ =	25 mm
Aceleración sísmica básica (para un periodo de 0,2 s) $F_a$ =	0,3
Mínimo límite de elasticidad especificado para el material del anillo de la base del depósito $F_y$ =	250 MPa
Densidad relativa del líquido contenido en el depósito con relación a la del agua G =	1
Espesor, excluido el sobreespesor por corrosión, del anillo inferior de la pared del depósito $t_s$ =	28 mm
Mínimo límite de elasticidad especificado para el material del cuerpo del depósito $F_{ty}$ =	250 MPa
Peso de la cubierta soportado por la pared del depósito (60 % $W_r$ ) $W_{rs}$	0 N
Peso de la cubierta soportado por la pared del depósito, por unidad de longitud $w_{rs}$	0 N/m
Periodo natural de vibración de la componente impulsiva $T_i$ =	0,128 s
Coeficiente para determinar el periodo convectivo del sistema $K_s$ =	0,578
Periodo natural de vibración de la componente convectiva $T_c$ =	4,65 s
Ordenada en el espectro de respuesta de diseño correspondiente al sitio y tipo de terreno, con un amortiguamiento del 5 %, que corresponde al periodo impulsivo = 0,2 s $S_{ai}^*$ =	2,5 s
Ordenada en el espectro de respuesta de diseño correspondiente al sitio y tipo de terreno, con un amortiguamiento del 5 %, que corresponde al periodo convectivo $T_c$ $S_{ac}^*$ =	0,18 s
Coeficiente de aceleración impulsiva obtenido a partir del espectro de respuesta de diseño $A_i$ =	0,595 (%g)

Coeficiente de aceleración convectiva obtenido a partir del espectro de respuesta de diseño $A_c =$	0,075 ( %g)
Componente impulsiva del peso del líquido $W_i =$	79641464 N
Componente convectiva del peso del líquido $W_c =$	14170928 N
Componente impulsiva del esfuerzo cortante de diseño en la base del depósito, considerando el peso efectivo del depósito y su contenido $V_i =$	49124987 N
Componente convectiva del esfuerzo cortante de diseño en la base del depósito, considerando el peso efectivo del depósito y su contenido $V_c =$	1062820 N
<b>Esfuerzo cortante de diseño en la base del depósito, considerando el peso efectivo del depósito y su contenido <math>V =</math></b>	<b>49136483 N</b>
Altura desde la base de la pared del depósito hasta el punto de aplicación de la componente impulsiva del peso del líquido para el cálculo del momento en la pared del depósito $X_i =$	13,22 m
Altura desde la base de la pared del depósito hasta el punto de aplicación de la componente convectiva del peso del líquido para el cálculo del momento en la pared del depósito $X_c =$	24,79 m
Altura desde la base de la pared del depósito hasta el punto de aplicación de la componente impulsiva del peso del líquido para el cálculo del momento en la base del depósito $X_{is} =$	16,3 m
Altura desde la base de la pared del depósito hasta el punto de aplicación de la componente convectiva del peso del líquido para el cálculo del momento en la base del depósito $X_{cs} =$	24,83 m
<b>Fracción del momento volcador total que actúa sobre el perímetro de la base de la pared del depósito <math>M_{rw} =</math></b>	<b>668140012 Nm</b>
<b>Momento sobre la base del depósito <math>M_s =</math></b>	<b>813999160 Nm</b>
Coeficiente de aceleración sísmica vertical $A_v =$	0,35 %g
Densidad relativa del líquido contenido en el depósito incluyendo el efecto sísmico $G_e =$	0,86
Fuerza estabilizadora frente al levantamiento en la región anular $w_a =$	104459,4 N/m
Peso del depósito actuando en la base de su pared $w_t =$	46497,7 N/m
<b>Relación de anclaje J =</b>	<b>11,56</b>
Ancho mínimo del anillo en la base medido desde la cara interna de la pared del depósito L =	0,7 m
<b>Máxima tensión de compresión longitudinal en la base de la pared del depósito (J&lt;0,785) <math>\sigma_c =</math></b>	<b>77,8 MPa</b>
$GHD^2/t_s^2 =$	15,4
<b>Máxima tensión de compresión longitudinal admisible <math>F_c =</math></b>	<b>87,7 MPa</b>
Fuerza estabilizadora frente al vuelco, a partir de la máxima compresión longitudinal en la base de la pared del depósito $P_f =$	2179363 N/m
Tensiones anulares por el efecto hidrodinámico en la base de la pared del depósito	
Coordenada Y a la que se calcula la tensión Y =	30,2 m
Presión hidrostática $p_h =$	296262 N/m <sup>2</sup>
Fuerza hidrostática anular en la base de la pared del depósito $N_h =$	8950,51 N/mm
Componente impulsiva de la fuerza anular en la base de la pared del depósito $N_i =$	618,8 N/mm

Componente convectiva de la fuerza anular en la base de la pared del depósito $N_c =$	0,43 N/mm
<b>Tensiones anulares totales en la base del depósito <math>\sigma_{T,1} =</math></b>	<b>433,7 MPa</b>
$\sigma_{T,2} =$	205,62 MPa
<b>Coeficiente de seguridad frente a vuelco (sismo + nivel estático)</b>	<b>2,17</b>

### Cálculo con sismo y nivel de máxima oscilación

Grupo sísmico	II
Factor de importancia (tabla E-5 API 650) I=	1,25
Máxima altura de la columna de líquido considerada para el diseño del tanque H =	43,11 m
Diámetro nominal del tanque D=	20 m
Relación D/H D/H =	0,464
Factor de reducción de la fuerza para la componente impulsiva (tabla E-4 API 650) $R_{wi} =$	3,5
Factor de reducción de la fuerza para la componente convectiva (tabla E-4 API 650) $R_{wc} =$	2
Densidad del líquido contenido en el depósito $\rho =$	1000 Kg/m <sup>3</sup>
Peso total del líquido contenido en el depósito $W_p =$	132860812 N
Peso total de la pared del depósito $W_s =$	2921539 N
Altura desde la base de la pared del depósito hasta su centro de gravedad $X_s =$	23,683 m
Peso total de la cubierta del depósito $W_r =$	0 N
Altura desde la base de la pared del depósito hasta el centro de gravedad de la cubierta $X_r =$	0 m
Peso total de la base del depósito $W_f =$	0 N
Peso de la cimentación $W_{fd}$	57015476 N
Peso de relleno sobre la cimentación $W_g$	23947004 N
Espesor, excluido el sobreespesor por corrosión, del anillo de la base del tanque situado bajo la pared del mismo, necesario para garantizar el autoanclaje del depósito. El anillo con este espesor debe tener una ancho en la dirección radial de como mínimo la longitud L desde la cara interna de la pared del depósito. Esta variable solo es de aplicación a depósitos autoanclados $t_a =$	25 mm
Aceleración sísmica básica (para un periodo de 0,2 s) $F_a =$	0,3
Mínimo límite de elasticidad especificado para el material del anillo de la base del depósito $F_y =$	250 MPa
Densidad relativa del líquido contenido en el depósito con relación a la del agua G =	1
Espesor, excluido el sobreespesor por corrosión, del anillo inferior de la pared del depósito $t_s =$	28 mm
Mínimo límite de elasticidad especificado para el material del cuerpo del depósito $F_{ty} =$	250 MPa
Peso de la cubierta soportado por la pared del depósito (60 % $W_r$ ) $W_{rs}$	0 N
Peso de la cubierta soportado por la pared del depósito, por unidad de longitud $w_{rs}$	0 N/m

Periodo natural de vibración de la componente impulsiva $T_i =$	0,128 s
Coeficiente para determinar el periodo convectivo del sistema $K_s =$	0,578
Periodo natural de vibración de la componente convectiva $T_c =$	4,65 s
Ordenada en el espectro de respuesta de diseño correspondiente al sitio y tipo de terreno, con un amortiguamiento del 5%, que corresponde al periodo impulsivo = 0,2 s $S_{ai}^* =$	2,5 s
Ordenada en el espectro de respuesta de diseño correspondiente al sitio y tipo de terreno, con un amortiguamiento del 5%, que corresponde al periodo convectivo $T_c S_{ac}^* =$	0,18 s
Coeficiente de aceleración impulsiva obtenido a partir del espectro de respuesta de diseño $A_i =$	0,595 (%g)
Coeficiente de aceleración convectiva obtenido a partir del espectro de respuesta de diseño $A_c =$	0,075 (%g)
Componente impulsiva del peso del líquido $W_i =$	119421675 N
Componente convectiva del peso del líquido $W_c =$	14178902 N
Componente impulsiva del esfuerzo cortante de diseño en la base del depósito, considerando el peso efectivo del depósito y su contenido $V_i =$	72794212 N
Componente convectiva del esfuerzo cortante de diseño en la base del depósito, considerando el peso efectivo del depósito y su contenido $V_c =$	1063418 N
<b>Esfuerzo cortante de diseño en la base del depósito, considerando el peso efectivo del depósito y su contenido <math>V =</math></b>	<b>72801979 N</b>
Altura desde la base de la pared del depósito hasta el punto de aplicación de la componente impulsiva del peso del líquido para el cálculo del momento en la pared del depósito $X_i =$	19,67 m
Altura desde la base de la pared del depósito hasta el punto de aplicación de la componente convectiva del peso del líquido para el cálculo del momento en la pared del depósito $X_c =$	37,66 m
Altura desde la base de la pared del depósito hasta el punto de aplicación de la componente impulsiva del peso del líquido para el cálculo del momento en la base del depósito $X_{is} =$	22,76 m
Altura desde la base de la pared del depósito hasta el punto de aplicación de la componente convectiva del peso del líquido para el cálculo del momento en la base del depósito $X_{cs} =$	37,67 m
<b>Fracción del momento volcador total que actúa sobre el perímetro de la base de la pared del depósito <math>M_{rw} =</math></b>	<b>1439395258 Nm</b>
<b>Momento sobre la base del depósito <math>M_s =</math></b>	<b>1658884483 Nm</b>
Coeficiente de aceleración sísmica vertical $A_v =$	0,35 %g
Densidad relativa del líquido contenido en el depósito incluyendo el efecto sísmico $G_e =$	0,86
Fuerza estabilizadora frente al levantamiento en la región anular $w_a =$	149114 N/m
Peso del depósito actuando en la base de su pared $w_t =$	46497,7 N/m
<b>Relación de anclaje J =</b>	<b>19,03</b>
Ancho mínimo del anillo en la base medido desde la cara interna de la pared del depósito L =	0,7 m
<b>Máxima tensión de compresión longitudinal en la base de la pared del depósito (J&lt;0,785) <math>\sigma_c =</math></b>	<b>165,5 MPa</b>
$GHD^2/t_s^2 =$	22

<b>Máxima tensión de compresión longitudinal admisible <math>F_c</math></b>	<b>95,72 MPa</b>
=	
Fuerza estabilizadora frente al vuelco, a partir de la máxima compresión longitudinal en la base de la pared del depósito $P_f$ =	4633882,8 N/m
Tensiones anulares por el efecto hidrodinámico en la base de la pared del depósito	
Coordenada Y a la que se calcula la tensión Y =	43,11 m
Presión hidrostática $p_h$ =	422909,1 N/m <sup>2</sup>
Fuerza hidrostática anular en la base de la pared del depósito $N_h$	18228,84 N/mm
=	
Componente impulsiva de la fuerza anular en la base de la pared del depósito $N_i$ =	618,8 N/mm
Componente convectiva de la fuerza anular en la base de la pared del depósito $N_c$ =	0,04 N/mm
<b>Tensiones anulares totales en la base del depósito <math>\sigma_{T,1}</math> =</b>	<b>879,96 MPa</b>
$\sigma_{T,2} =$	422,1 MPa
<b>Coeficiente de seguridad frente a vuelco (sismo + nivel de máxima oscilación)</b>	<b>1,31</b>

### 2.3. Cálculo por viento

Se determina la carga de viento de acuerdo con la norma costarricense «Reglamento de Construcciones», Capítulo XX- Diseño de Estructuras de Construcción, Artículo XX.7- Cargas de Viento.

De acuerdo con dicha norma, para una construcción situada en campo abierto que se eleva entre 30 y 40 m sobre el terreno, la presión básica del viento a considerar es de 145 kp/m<sup>2</sup>, lo que, de acuerdo con la expresión  $q = 0,005 \cdot V^2$  correspondería a una velocidad del viento de 170 km/h.

El coeficiente de uso para una estructura del grupo B (ordinaria) es I=1,00

Con objeto de evitar el ovalamiento de la chimenea sometida a la carga de viento será necesario disponer un rigidizador en su extremo superior y, si es necesario, rigidizadores intermedios próximos al rigidizador de cabeza.

El predimensionamiento de dichos rigidizadores se realiza de acuerdo al apartado 5.9 del código API 650.

En primer lugar se calcula el módulo resistente mínimo necesario para el rigidizador anular situado en cabeza de la chimenea empleando la expresión:

$$Z = \frac{D^2 \cdot H_2}{17} \left( \frac{V}{190} \right)^2$$

donde:

Z= mínimo módulo resistente necesario (cm<sup>3</sup>);

D= diámetro nominal del depósito (m);

H<sub>2</sub>= altura del cuerpo del depósito (m) incluyendo el resguardo sobre el nivel de líquido de diseño;

V= velocidad del viento de diseño (km/h).

Sustituyendo se obtiene:

$$Z = \frac{20,00^2 \cdot 37,70}{17} \left( \frac{170}{190} \right)^2 = 710,14 \text{ cm}^3$$

En cuanto a los rigidizadores anulares intermedios, se calcula la máxima distancia admisible entre rigidizadores mediante la expresión:

$$H_1 = 9,47 \cdot t \sqrt{\left( \frac{t}{D} \right)^3 \left( \frac{190}{V} \right)^2}$$

donde:

$H_1$ = distancia vertical, en m, entre el rigidizador anular intermedio y el rigidizador dispuesto en el extremo superior del depósito;

$t$ = espesor mínimo con el que se construye la pared del depósito (mm);

$D$ = diámetro nominal del depósito (m);

$V$ = velocidad del viento de diseño (km/h).

Sustituyendo se obtiene:

$$H_1 = 9,47 \cdot 8,0 \sqrt{\left( \frac{8,0}{20,00} \right)^3 \left( \frac{190}{170} \right)^2} = 23,94 \text{ m}$$

El módulo resistente mínimo necesario para el rigidizador anular intermedio se calcula empleando la expresión:

$$Z = \frac{D^2 \cdot H_1}{17} \left( \frac{V}{190} \right)^2$$

donde:

$Z$ = mínimo módulo resistente necesario ( $\text{cm}^3$ );

$D$ = diámetro nominal del depósito (m);

$H_1$ = distancia vertical (m) entre el rigidizador intermedio y el dispuesto en el extremo superior del depósito;

$V$ = velocidad del viento de diseño (km/h).

Sustituyendo se obtiene:

$$Z = \frac{20,00^2 \cdot 23,94}{17} \left( \frac{170}{190} \right)^2 = 450,96 \text{ cm}^3$$

## Capítulo 3

# Diseño de la estructura metálica mediante análisis lineal

### 3.1. Descripción del modelo de cálculo

Se ha empleado un modelo tridimensional de la estructura para su análisis por el método de los elementos finitos (figuras 3.1 y 3.2).

Se hace uso de la simetría, tanto en geometría como en cargas, respecto a un plano medio vertical. Por ello se ha modelizado sólo la mitad de la estructura, introduciendo las condiciones de contorno de simetría en los nudos contenidos en dicho plano vertical.

Los elementos correspondientes a la pared metálica de la chimenea y al muro de hormigón que la envuelve en su parte inferior se sitúan en la superficie con el radio que corresponde a sus respectivos planos medios. La vinculación entre unos y otros elementos para simular el trabajo como estructura mixta se realiza estableciendo entre nudos análogos condiciones cinemáticas de sólido rígido (lo que sería equivalente a disponer barras indeformables entre ellos).

La modelización del contacto cimiento-terreno se realiza aplicando el método de Winkler, como se explica más adelante.

#### 3.1.1. Tipo de elemento

Se ha modelizado la estructura con elementos tipo *lámina*, de 4 nudos y 6 grados de libertad por nudo (desplazamientos  $u_x, u_y$  y  $u_z$  y giros  $\theta_x, \theta_y$  y  $\theta_z$ ). En total se emplean 17517 elementos, que se organizan en grupos para definir distintas zonas de la pieza que puedan ser analizadas fácilmente.

Los resultados de esfuerzos se obtienen en el centroide del elemento y se expresan en el sistema de coordenadas local de éste.

El sistema de coordenadas global empleado es cilíndrico, con su origen situado en el centro de la base de la chimenea, eje Y en la misma dirección y con orientación contraria a la gravedad, eje X en la dirección radial y eje Z en la dirección tangencial.

El sistema de coordenadas local de los elementos se elige de la forma siguiente:

- Losa de cimentación
  - Eje x: tangencial
  - Eje y: radial
  - Eje z: paralelo al global Y, sentido positivo
- Pared de la chimenea y muro de hormigón

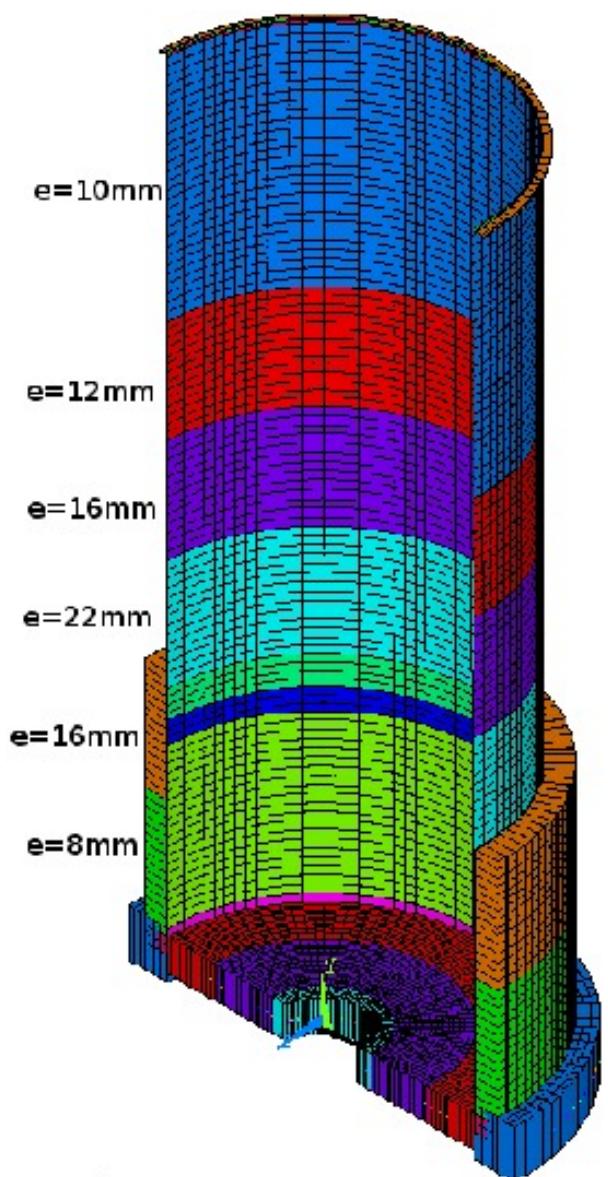


Figura 3.1: Modelo y espesores de cálculo . Vista 1

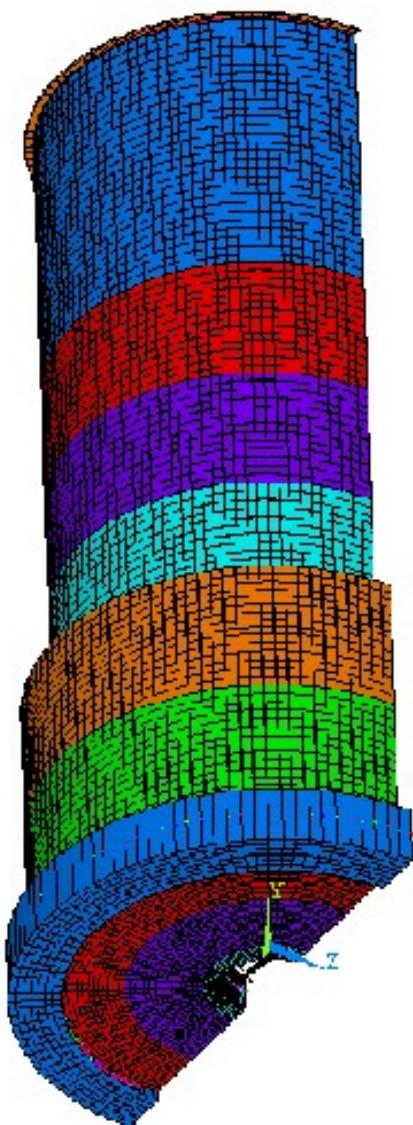


Figura 3.2: Modelo de cálculo. Vista 2

Líneas	7562
Áreas	3720
Nudos	17751
Elementos	17517

Cuadro 3.1: Datos estadísticos del modelo de cálculo

- Eje x: horizontal, tangente a la superficie
- Eje y: vertical, sentido positivo contrario a la gravedad
- Eje z: radial, perpendicular al elemento, positivo hacia el exterior de la chimenea

### 3.1.2. Modelización del contacto cimiento - terreno

Se establece como hipótesis de partida, basándose en el método de Winkler, que la deformación de cada punto del plano de cimentación, es proporcional a la presión vertical introducida en dicho punto. Se admite que el terreno situado alrededor de la cimentación no acompaña al situado bajo ésta en su movimiento.

Por tanto, se modeliza bajo la superficie de la losa de cimentación, una «cama de muelles» con elementos tipo muelle de 2 nudos y un solo grado de libertad por nudo.

En sentido vertical se introducen muelles en todos los nudos. La rigidez de dichos muelles se obtiene de la siguiente forma:

1. Obtención del área de influencia del muelle  $A_{inf}$ , teniendo en cuenta si el nodo correspondiente es interior, de borde o de esquina.
2. Cálculo de la rigidez del muelle como producto de dicha área de influencia por el coeficiente de balasto calculado para el terreno.

El valor del coeficiente de balasto depende del área cargada. La aproximación del coeficiente de balasto medio para una placa circular se realiza aplicando la fórmula de Vogt:

$$k_s = 1,392 \frac{E_0}{\sqrt{\Omega}}$$

siendo  $E_0$  el módulo de deformación o módulo edométrico y  $\Omega$  el área de la placa.

Para poder obtener el equilibrio de fuerzas horizontales es necesario introducir alguna coacción que impida el libre desplazamiento horizontal del modelo. Si se hubiera optado por impedir el movimiento horizontal de alguno o algunos de los nodos de la placa se hubieran falseado los resultados puesto que estas condiciones distan mucho de reproducir la sustentación real de la estructura. En lugar de esto se ha optado por una solución similar a la empleada para modelizar la reacción vertical del terreno. Para ello en cada nodo de la placa, además del elemento muelle en posición vertical, se han introducido otros dos muelles alineados con los ejes X y Z globales. La rigidez asignada a estos muelles es la mitad de la del muelle vertical, este valor no tiene gran trascendencia puesto que lo único que se pretende conseguir es simular adecuadamente el trabajo de la losa como laja.

### 3.1.3. Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno introducidas al modelo son las siguientes:

- Condiciones de simetría en el plano medio vertical que se ha tomado como plano de simetría.
- Movimientos y giros impedidos en la base de los muelles con los que se simula el terreno bajo la cimentación.

### 3.1.4. Modelización del material

Los dos materiales empleados, acero y hormigón, se modelizan como materiales elásticos isótropos, con un módulo de elasticidad de  $2,1 \times 10^5$  N/mm<sup>2</sup> en el caso del acero y  $0,273 \times 10^5$  N/mm<sup>2</sup> para el hormigón y un coeficiente de Poisson de 0,3 y 0,2 respectivamente para el acero y el hormigón.

## 3.2. Consideración de la acción sísmica

Se introduce la acción sísmica sobre el modelo lineal como una distribución de presiones sobre las paredes de la chimenea (véase figuras 3.5 y 3.6), correspondiendo a las componentes impulsiva y convectiva, según las leyes expresadas en el Código ACI 350 para depósitos de planta circular.

### 3.2.1. Presión debida a la fuerza impulsiva de la masa de líquido

$$\sigma_{iy} = \frac{[Z \cdot S \cdot I \cdot C_i \frac{W_i}{R_{wi}}] \cdot [4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_i) \cdot \frac{y}{H_L}]}{H_L^2} \cdot \frac{\cos \theta}{\pi R} \quad (3.1)$$

siendo:

Z: factor de Zona

S: factor de Suelo

I: factor de Importancia de la estructura

R<sub>wi</sub>: factor de modificación de la respuesta

C<sub>i</sub>: factor de amplificación espectral de la componente impulsiva

W<sub>i</sub>: masa equivalente de la componente impulsiva del líquido almacenado

h<sub>i</sub>: altura del punto de aplicación de la resultante impulsiva

y: altura del punto donde se calcula la presión (medida desde la base del depósito)

D: diámetro interior del depósito

H<sub>L</sub>: altura del líquido en el interior del depósito

θ: ángulo definido en la figura 3.3

### 3.2.2. Presión debida a la fuerza convectiva de la masa de líquido

$$\sigma_{cy} = \frac{[Z \cdot S \cdot I \cdot C_c \frac{W_c}{R_{wc}}] \cdot [4H_L - 6h_c - (6H_L - 12h_c) \cdot \frac{y}{H_L}]}{H_L^2} \cdot \frac{8 \cos \theta}{9\pi R} \quad (3.2)$$

siendo:

Z, S, I, H<sub>L</sub>, y, D: los parámetros descritos en el apartado anterior

C<sub>c</sub>: factor de amplificación espectral

R<sub>wc</sub>: factor de modificación de la respuesta

W<sub>c</sub>: masa equivalente de la componente convectiva del líquido almacenado.

h<sub>c</sub>: altura del punto de aplicación de la resultante convectiva

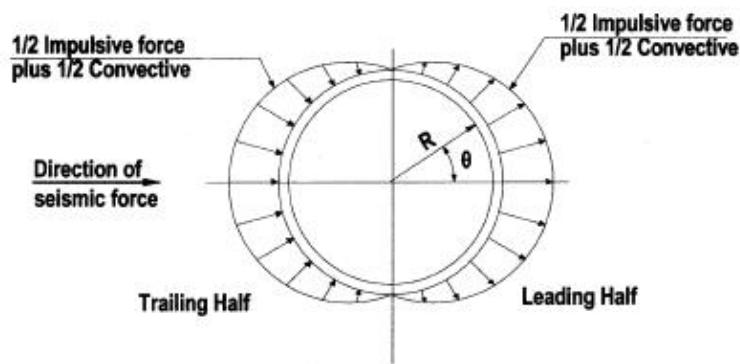


Figura 3.3: Presiones hidrodinámicas en un depósito de planta circular (ACI 350)

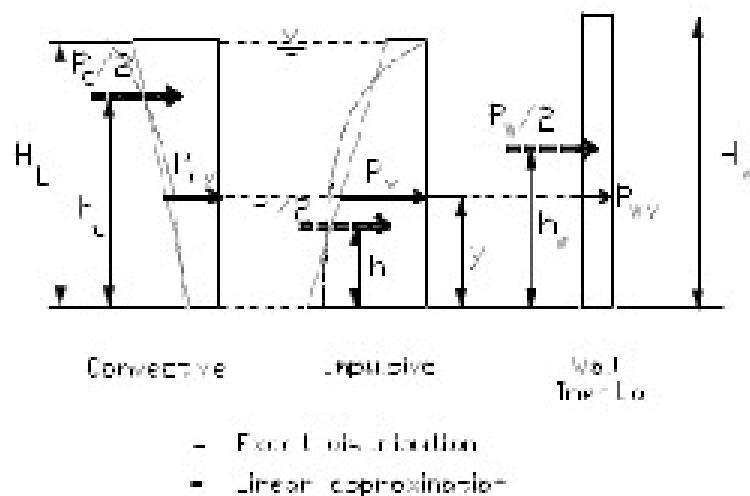


Figura 3.4: Distribución de presiones hidrodinámicas en el alzado de un depósito de planta circular (ACI 350)

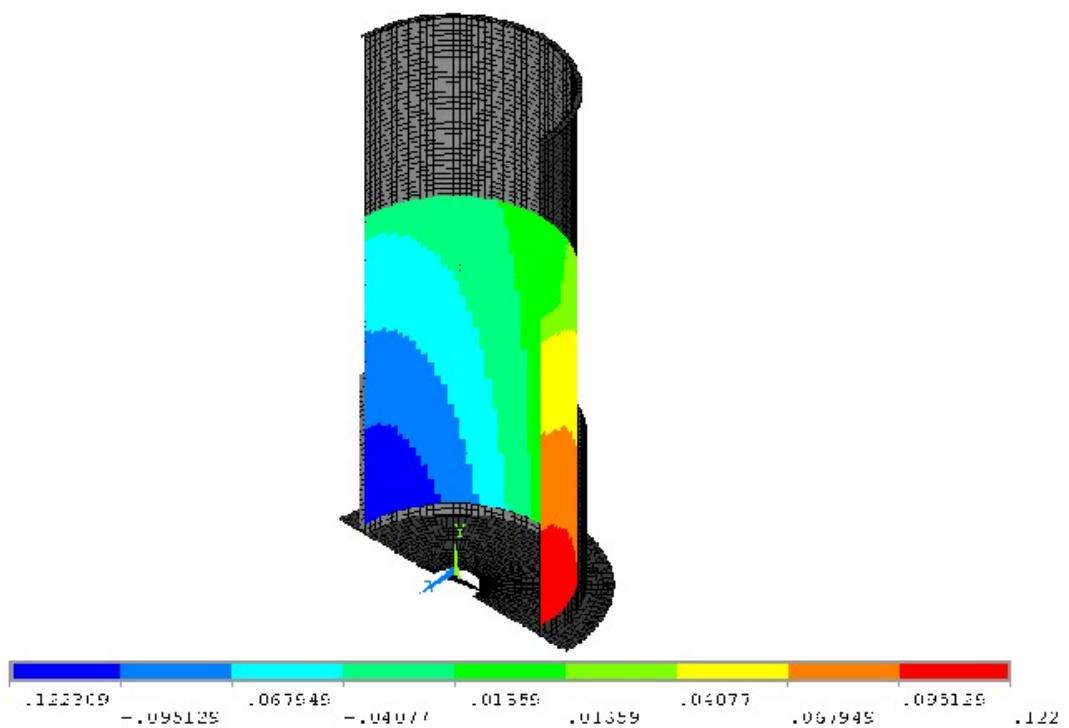


Figura 3.5: Sismo, componente impulsiva. Distribución de presiones (MPa) en la chimenea de equilibrio según modelo ACI 350

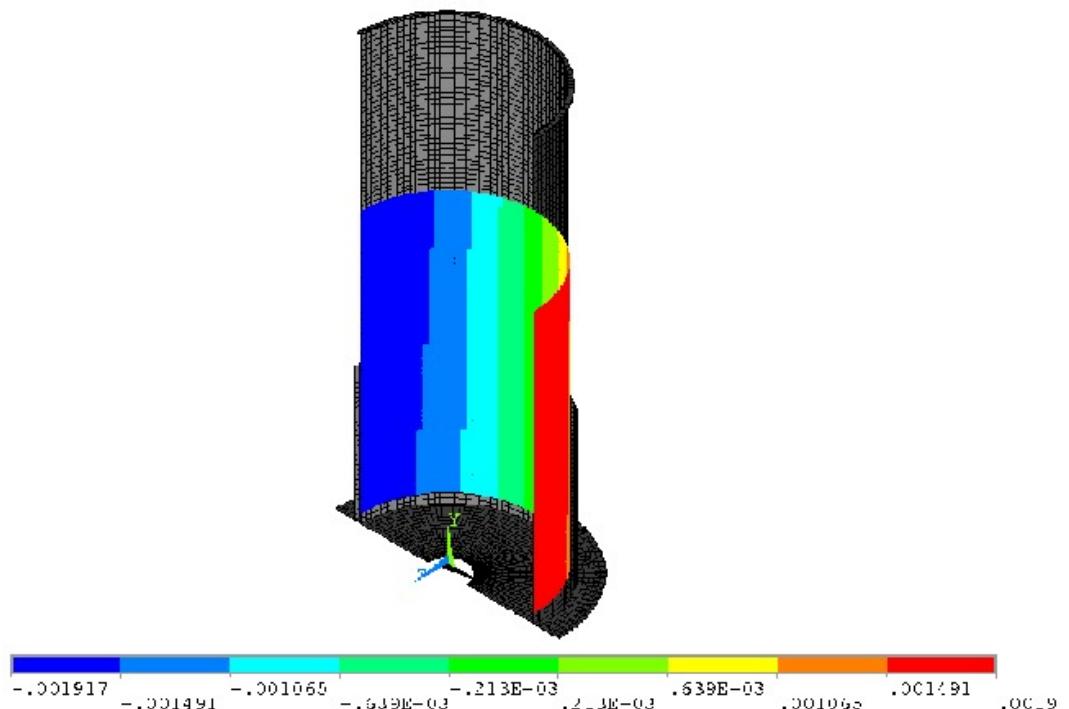


Figura 3.6: Sismo, componente convectiva. Distribución de presiones (MPa) en la chimenea de equilibrio según modelo ACI 350

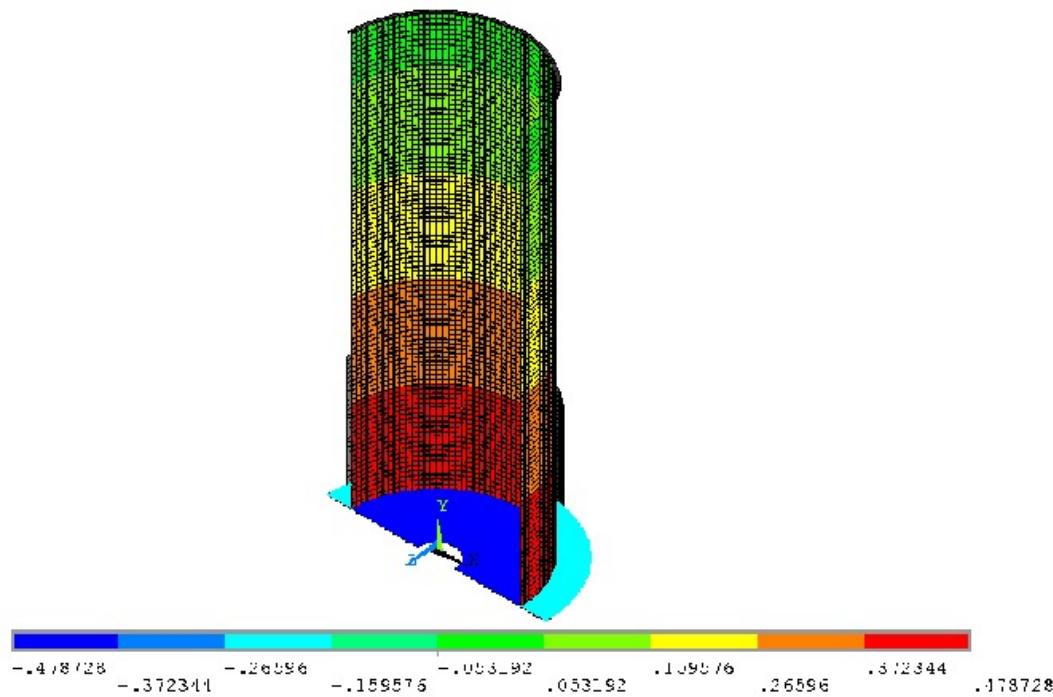


Figura 3.7: Hipótesis H2: Carga permanente + Nivel de máxima oscilación extraordinario (454,60). Distribución de presiones (MPa)

### 3.3. Hipótesis de calculo

Se han analizado los siguientes estados de carga para el dimensionamiento y comprobación de la estructura metálica:

Hipótesis H1: Carga permanente + Nivel de máxima oscilación (450,11)

Hipótesis H2: Carga permanente + Nivel de máxima oscilación extraordinario (454,60) (figura 3.7).

Hipótesis H3: Carga permanente + Nivel estático (437,20) + Sismo (figura 3.8)

Hipótesis H4: Carga permanente + Nivel de máxima oscilación (450,11) + Viento (figura 3.9)

Hipótesis H5: Carga permanente + Viento (figura 3.10)

Los parámetros adoptados para la determinación de las acciones que intervienen en dichas hipótesis se definen en el apartado 1.6 del capítulo 1 de este documento.

### 3.4. Formato de seguridad

Para la determinación de las tensiones admisibles en el acero se sigue el criterio especificado en el artículo 5.6.2. del API Standard 650:

- La tensión admisible de diseño  $S_d$  será el mínimo de los dos siguientes valores: dos tercios del límite de fluencia del acero o dos quintos del límite de rotura del acero; para acero

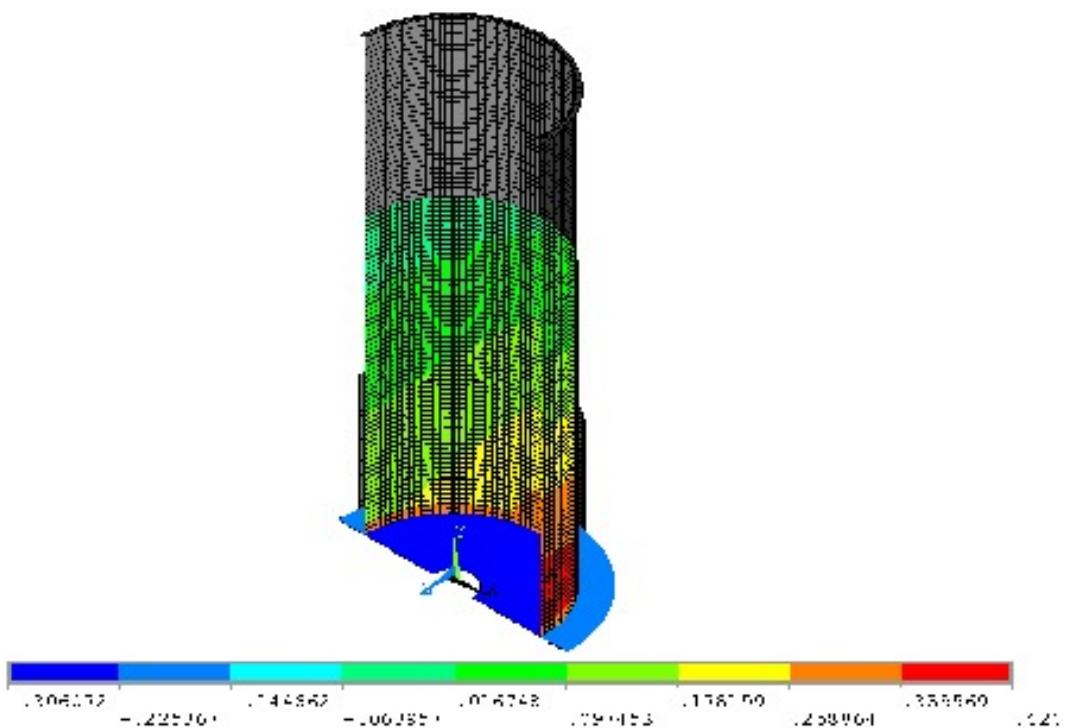


Figura 3.8: Hipótesis H3: Carga permanente + Nivel estático (437,20) + Sismo. Distribución de presiones (MPa)

ASTM-A36 será:

$$S_d = \min \left[ \frac{2}{3}250, \frac{2}{5}410 \right] = 164 \text{ MPa}$$

Este será el valor adoptado como límite en situaciones de normal funcionamiento.

- En situaciones de emergencia, como la debida al sismo o al golpe de ariete extraordinario (454,60 msnm), se establece una tensión admisible equivalente a la admitida en el código API para la prueba hidrostática. Esta tensión se define como el menor de los dos siguientes valores: tres cuartos del límite de fluencia del acero o tres séptimos del límite de rotura del acero; para acero ASTM-A36 será:

$$S_t = \min \left[ \frac{3}{4}250, \frac{3}{7}410 \right] = 175 \text{ MPa}$$

### 3.5. Resultados

En el apéndice A se incluyen los gráficos que muestran los resultados obtenidos del cálculo realizado. Un resumen de los mismos figura en la tabla 3.2 , donde se muestran el máximo desplazamiento radial y la máxima tensión equivalente de Von Mises obtenidas para cada hipótesis. El ovalamiento mide la desviación que se produce respecto a la forma circular y se expresa como la relación  $ovalamiento = \frac{2(a - b)}{a + b}$ , donde  $a$  es el eje mayor de la elipse y  $b$  su eje menor.

Se comprueba que en todos los casos, las tensiones máximas obtenidas están por debajo de los límites admisibles, según se han definido en el apartado 3.4.

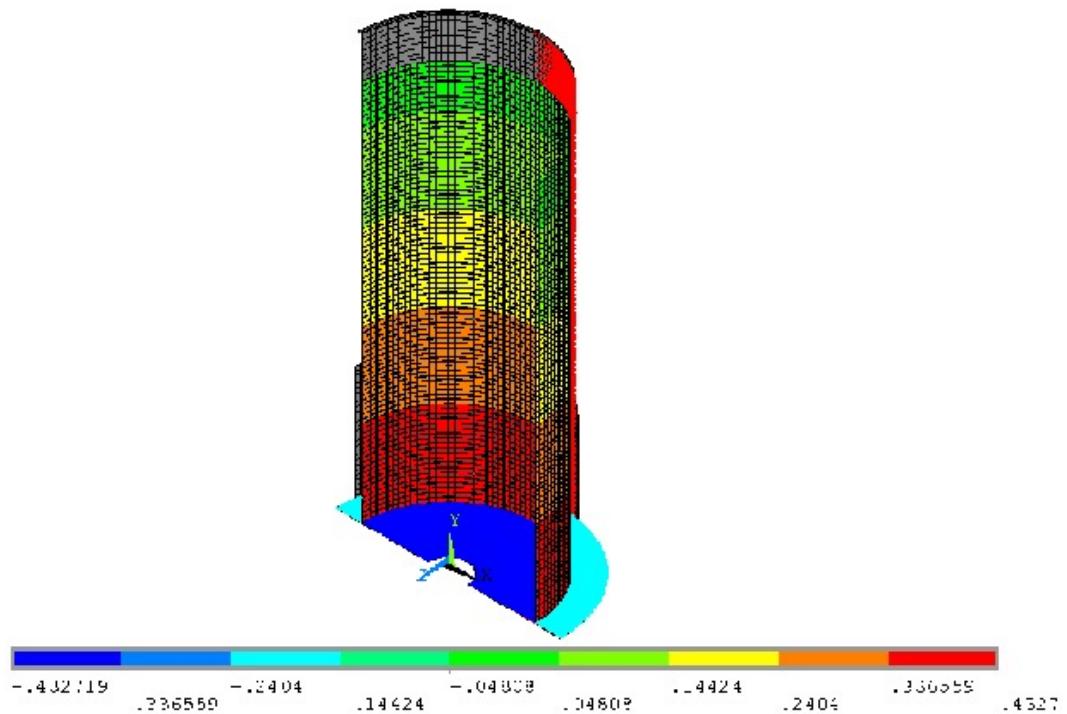


Figura 3.9: Hipótesis H4: Carga permanente + Nivel de máxima oscilación (450,11) + Viento. Distribución de presiones (Mpa)

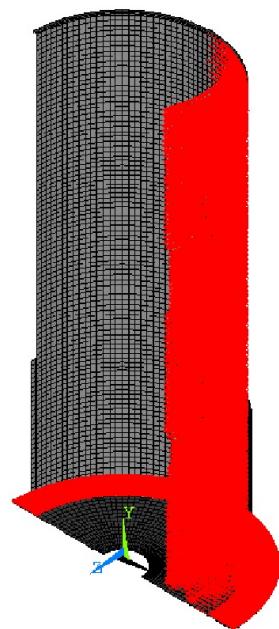


Figura 3.10: Hipótesis H5: Carga permanente + Viento. Distribución de cargas

Hip.	Descripción	$u_{radial}$ máx.	ovalam. máx.	$\sigma_{vmises}$ máx.
H1	CP + NMO	6,6 mm	$\approx 0$	147 MPa
H2	CP + NMOE	7,9 mm	$\approx 0$	172 MPa
H3	CP + NE + SIS	-21,1 mm	0,23‰	144 MPa
H4	CP + NMO + W	-12,5 mm	1,7 ‰	153 MPa
H5	CP + W	-12,5 mm	1,7 ‰	39,6 MPa

CP: Carga permanente  
NE: Nivel estático (437,20)  
NMO: Nivel de máxima oscilación (450,11)  
NMOE: Nivel de máxima oscilación extraordinario (454,60)  
SIS: Sismo  
W: Viento

Cuadro 3.2: Estructura metálica. Resultados

## **Capítulo 4**

# **Diseño de la estructura de hormigón mediante análisis lineal**

### **4.1. Modelo de cálculo**

Se parte del modelo de elementos finitos empleado para el diseño de la estructura metálica cuyas características se describen en el apartado 3.1 de este documento. Un detalle de la modelización de la zona inferior de la chimenea, que corresponde a su cimentación y muro de hormigón se presenta en la figura 4.1.

### **4.2. Acciones consideradas en el cálculo**

Se ha considerado la actuación de las siguientes cargas sobre la estructura:

Acción A1 (PP): Peso propio de la estructura

Acción A2 (ETER): Empuje del terreno (figura 4.2)

Acción A3 (NEST): Nivel estático de agua (437,20) (figura 4.3)

Acción A4 (W): Viento (figura 4.4)

Acción A5(NMOE): Nivel máximo de oscilación extraordinario (454,60) (figura 4.5)

Acción A6 (SIS): Acción sísmica con nivel estático de agua (437,20) (figura 4.6)

Los parámetros adoptados para la determinación de estas acciones se han definido en el apartado 1.6 del capítulo 1 de este documento.

### **4.3. Durabilidad y resistencia de los materiales**

El recubrimiento nominal de la armadura adoptado es de 80 mm en la cara inferior de la losa de cimentación y de 55 mm para el resto de la estructura.

Por su parte, la abertura característica de fisura se limita a un valor máximo de 0,3 mm.

En cuanto a la resistencia de los materiales, se aplica un coeficiente de minoración de su resistencia de 1,5 en el hormigón y 1,15 para el acero en armaduras.

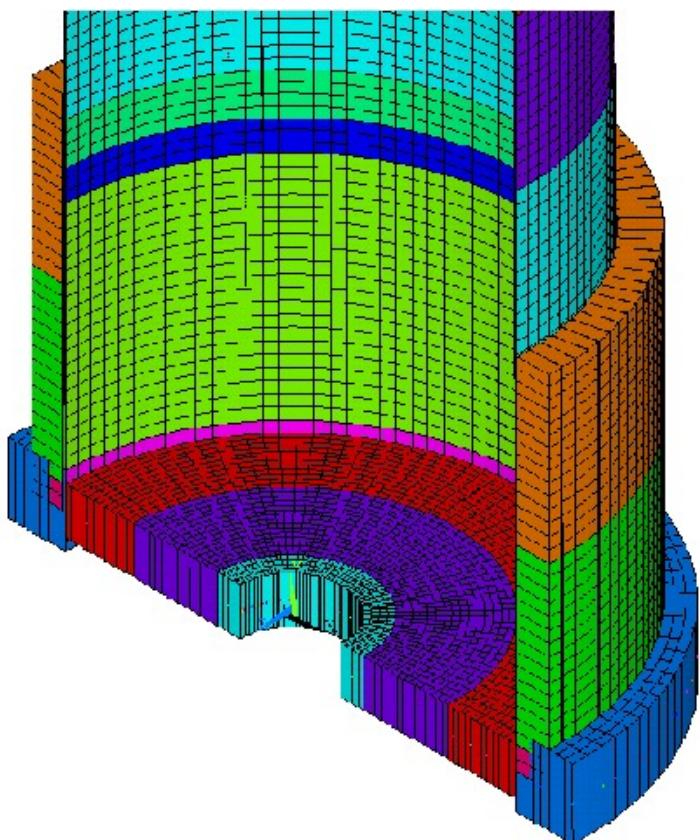


Figura 4.1: Modelo de cálculo. Detalle de la estructura de hormigón

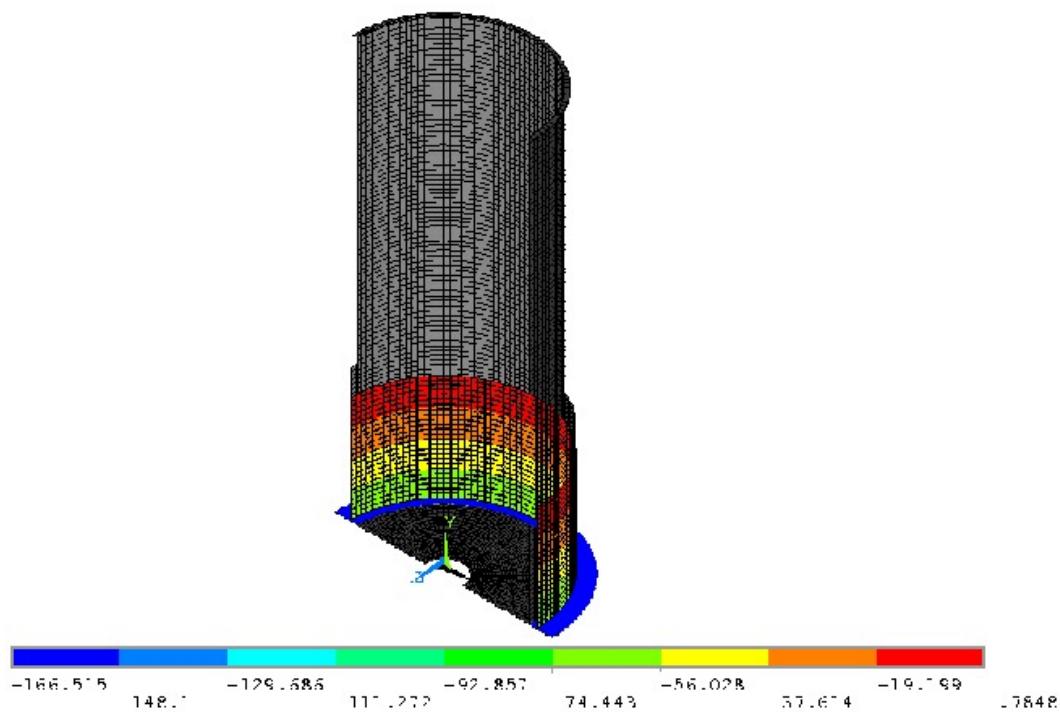


Figura 4.2: Acción A2: Empuje del terreno. Distribución de presiones (MPa)

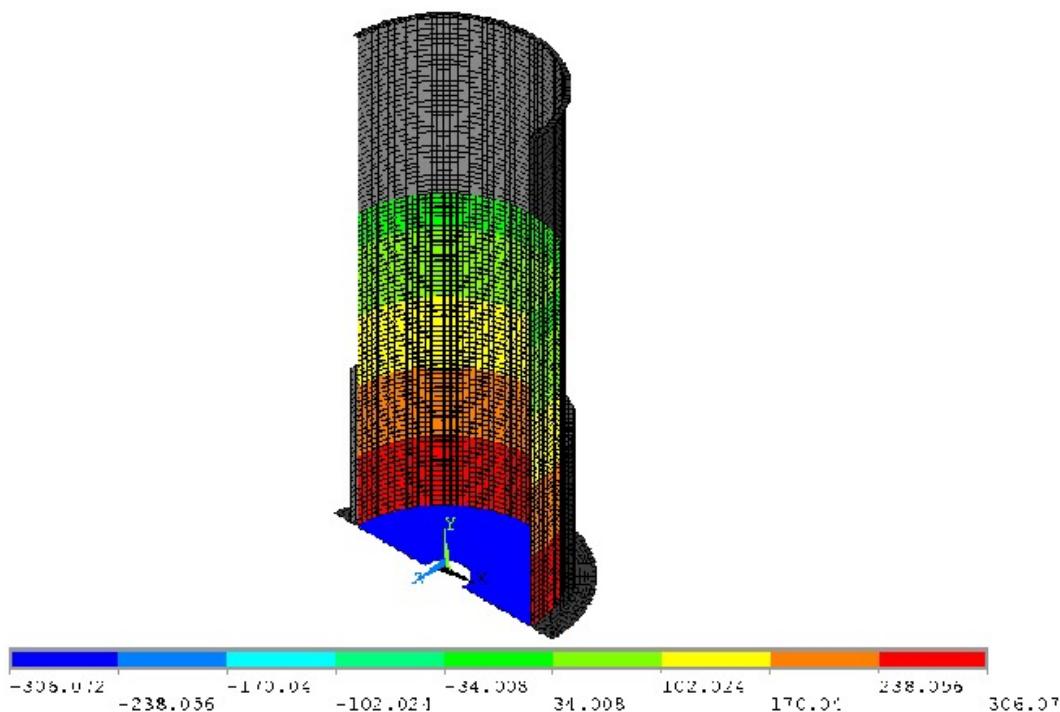


Figura 4.3: Acción A3: Nivel estático de agua (437,20). Distribución de presiones (MPa)

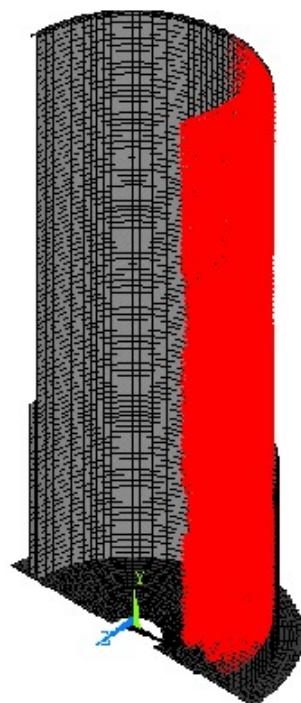


Figura 4.4: Acción A4: Viento. Distribución de cargas

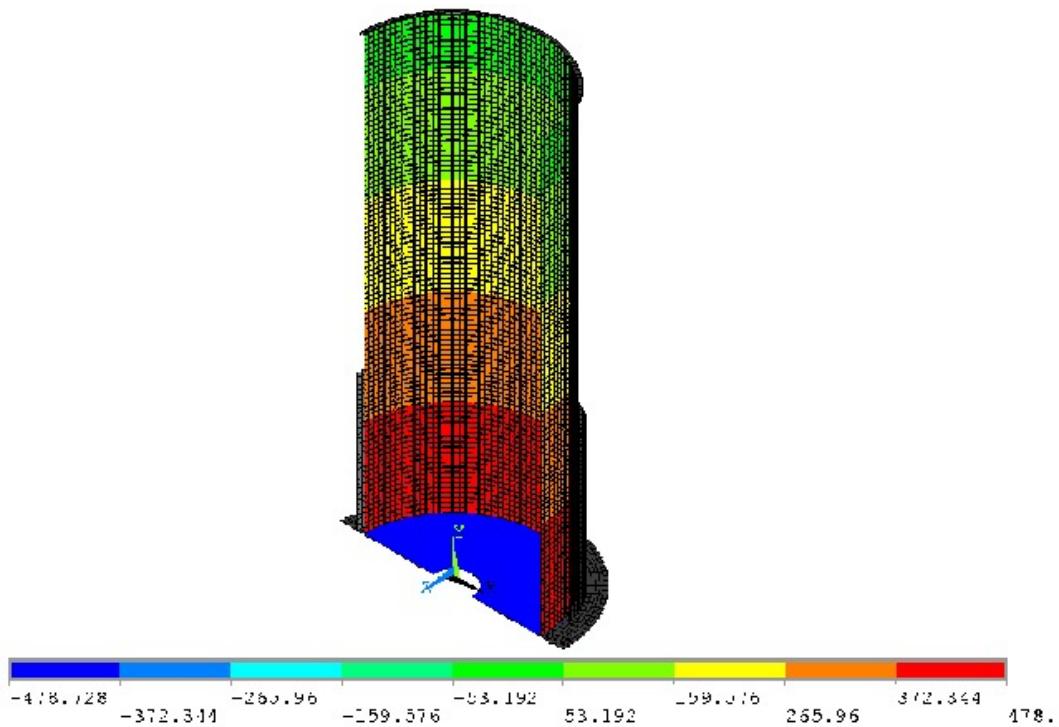


Figura 4.5: Acción A5: Nivel máximo de oscilación extraordinario (454,60). Distribución de presiones (MPa)

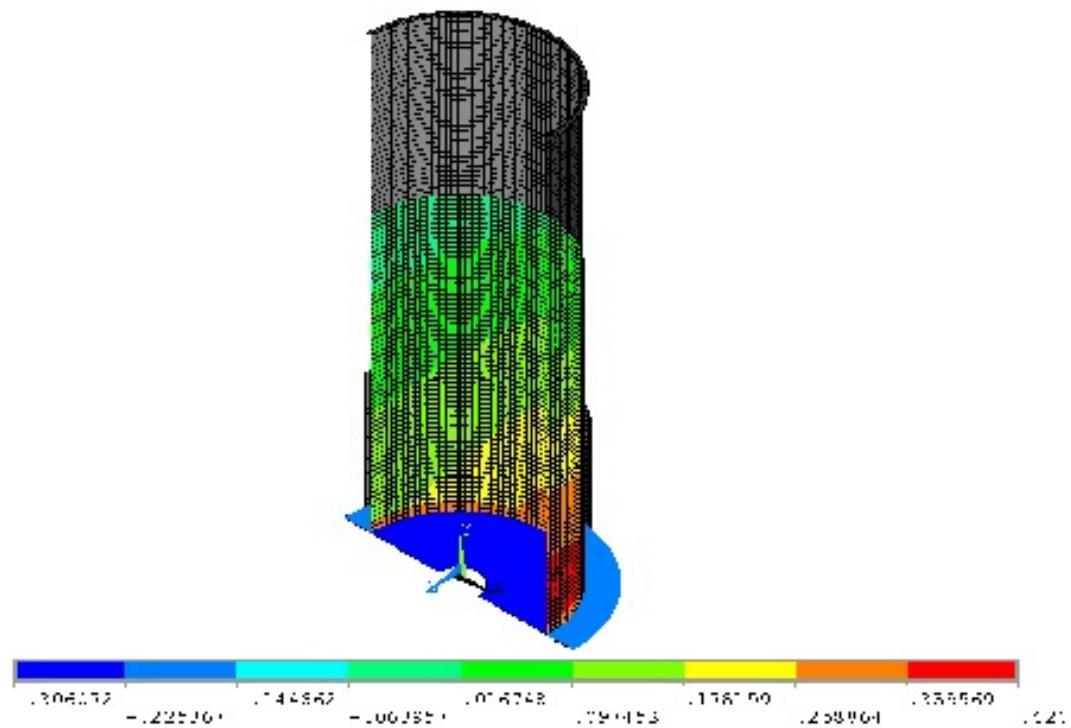


Figura 4.6: Acción A6: Acción sísmica con nivel estático de agua (437,20). Distribución de presiones (MPa)

#### 4.4. Combinaciones de cargas

En el Código Sísmico de Costa Rica se prescriben las siguientes combinaciones para cargas últimas:

$$\text{CU} = 1.4 \text{ CP} \quad [6-1]$$

$$\text{CU} = 1.2 \text{ CP} + 1.6 \text{ CT} + 1.6 \text{ CE} \quad [6-2]$$

$$\text{CU} = 1.05 \text{ CP} + f_1 \text{ CT} \pm \text{CS} + \text{CE} \quad [6-3]$$

$$\text{CU} = 0.95 \text{ CP} \pm \text{CS} + \text{CE} \quad [6-4]$$

donde:

CU = carga última;

CP = carga permanente;

CT = carga temporal;

CS = carga sísmica;

CE = carga por empuje.

Estas combinaciones se ajustan bien a estructuras de edificación. En el caso de la estructura que nos ocupa trataremos de crear un conjunto de combinaciones que cubra todos los escenarios posibles de una forma más realista, manteniendo al mismo tiempo el grado de seguridad que contempla el CSCR.

Como coeficiente de mayoración de la acción A3 (nivel estático de agua) se ha adoptado un valor  $\gamma_Q = 1,40$ , de tal forma que la altura de la columna de agua estática (30,20 m) multiplicada

por dicho coeficiente resulta aproximadamente en nivel de agua previsto en la situación de máxima oscilación. Por otro lado, se han considerado incompatibles entre sí las acciones A3, A5 y A6.

Los coeficientes parciales de seguridad para las acciones que se han aplicado para la evaluación de los Estados Límite Últimos se resumen en el cuadro 4.1.

<b>Acción</b>	<b>Tipo de acción</b>	<b>Situación persistente o transitoria</b>		<b>Situación accidental</b>	
		<b>Efecto favorable</b>	<b>Efecto desfavorable</b>	<b>Efecto favorable</b>	<b>Efecto desfavorable</b>
A1: Peso propio de la estructura	Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,40$	$\gamma_G = 0,95$	$\gamma_G = 1,05$
A2: Empuje del terreno	Permanente de valor no constante	$\gamma_{G*} = 0,80$	$\gamma_{G*} = 1,60$	$\gamma_{G*} = 0,80$	$\gamma_{G*} = 1,00$
A3: Nivel estático de agua (437,20)	Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,40$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
A4: Viento	Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,60$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
A5: Nivel máximo de oscilación extraordinario (454,60)	Accidental	-	-	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$
A6: Acción sísmica con nivel estático de agua (437,20)	Accidental	-	-	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Cuadro 4.1: Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite Últimos

Por aplicación de los coeficientes reflejados en el cuadro 4.1, se obtienen las siguientes hipótesis de cálculo:

#### Hipótesis consideradas en el cálculo de estados límite últimos

Hipótesis de cálculo	
ELU001	1.00*PP + 0.80*ETER
ELU002	1.00*PP + 1.60*ETER
ELU003	1.40*PP + 0.80*ETER
ELU004	1.40*PP + 1.60*ETER
ELU005	1.00*PP + 0.80*ETER + 1.40*NEST
ELU006	1.00*PP + 0.80*ETER + 1.40*NEST + 0.84*W
ELU007	1.00*PP + 0.80*ETER + 1.40*W
ELU008	1.00*PP + 0.80*ETER + 0.98*NEST + 1.40*W
ELU009	1.00*PP + 1.60*ETER + 1.40*NEST
ELU010	1.00*PP + 1.60*ETER + 1.40*NEST + 0.84*W
ELU011	1.00*PP + 1.60*ETER + 1.40*W
ELU012	1.00*PP + 1.60*ETER + 0.98*NEST + 1.40*W
ELU013	1.40*PP + 0.80*ETER + 1.40*NEST
ELU014	1.40*PP + 0.80*ETER + 1.40*NEST + 0.84*W
ELU015	1.40*PP + 0.80*ETER + 1.40*W
ELU016	1.40*PP + 0.80*ETER + 0.98*NEST + 1.40*W
ELU017	1.40*PP + 1.60*ETER + 1.40*NEST
ELU018	1.40*PP + 1.60*ETER + 1.40*NEST + 0.84*W
ELU019	1.40*PP + 1.60*ETER + 1.40*W
ELU020	1.40*PP + 1.60*ETER + 0.98*NEST + 1.40*W
ELU021	0.95*PP + 0.80*ETER + 1.00*NMOE
ELU022	0.95*PP + 1.00*ETER + 1.00*NMOE
ELU023	1.05*PP + 0.80*ETER + 1.00*NMOE
ELU024	1.05*PP + 1.00*ETER + 1.00*NMOE
ELU025	0.95*PP + 0.80*ETER + 0.50*W + 1.00*NMOE
ELU026	0.95*PP + 1.00*ETER + 0.50*W + 1.00*NMOE
ELU027	1.05*PP + 0.80*ETER + 0.50*W + 1.00*NMOE
ELU028	1.05*PP + 1.00*ETER + 0.50*W + 1.00*NMOE
ELU029	0.95*PP + 0.80*ETER + 1.00*SIS
ELU030	0.95*PP + 1.00*ETER + 1.00*SIS
ELU031	1.05*PP + 0.80*ETER + 1.00*SIS
ELU032	1.05*PP + 1.00*ETER + 1.00*SIS

#### Hipótesis consideradas en el cálculo de estados límite de servicio

Hipótesis de cálculo	
ELSF001	1.00*PP + 1.00*ETER + 0.70*NEST
ELSF002	1.00*PP + 1.00*ETER + 0.70*NEST + 0.50*W
ELSF003	1.00*PP + 1.00*ETER + 0.60*W
ELSF004	1.00*PP + 1.00*ETER + 0.70*NEST + 0.60*W

## 4.5. Comprobación de elementos de hormigón armado

### 4.5.1. Introducción

En este apartado se describen los procedimientos empleados para comprobar las elementos de hormigón armado frente a los distintos estados límite.

Para realizar esta comprobación es necesario realizar dos procesos:

- Obtención de los esfuerzos de diseño establecidos por la norma en los distintos criterios de comprobación (tensiones normales, cortante, punzonamiento,...) a partir de los esfuerzos obtenidos en el análisis de elementos finitos para cada una de las combinaciones. Esta obtención sólo es trivial en el caso de los elementos de tipo barra (vigas, pilares,...). En otro tipo de elementos como las losas o los elementos masivos de hormigón es necesario tratar de algún modo los resultados del análisis para obtener los esfuerzos de dimensionamiento que la normativa emplea en la formulación de las comprobaciones a realizar.
- Una vez obtenidos los esfuerzos descritos en el punto anterior se procede a realizar las comprobaciones de los distintos estados límite establecidos por la norma. Los criterios que se han empleado para realizar estas comprobaciones se indican en el apartado 4.5.3 de este documento.

#### 4.5.2. Postproceso de los resultados obtenidos en lasos

Como se ha dicho en la introducción, los resultados de esfuerzos que se obtienen del análisis de las losas (en general del análisis de láminas) no pueden emplearse directamente en las expresiones que proporciona la norma para comprobar los estados límite del elemento.

Para salvar esta dificultad empleamos el procedimiento descrito en la referencia [1] que, a su vez, se basa en el método de la referencia [2]. A continuación se describe brevemente dicho procedimiento.

El elemento placa de un programa general de elementos finitos proporciona, para cada una de las combinaciones a comprobar, los siguientes resultados (ver figura 4.7 de la página 48):

- Esfuerzos de membrana: dos axiles ortogonales y un rasante ( $N_x, N_y, Q_{xy}$ ).
- Esfuerzos de placa: dos momentos ortogonales, dos cortantes y un torsor ( $M_x, M_y, Q_x, Q_y, M_{xy}$ ).

Para el armado a flexión en dos direcciones perpendiculares, se plantea el problema de que, en cualquier dirección, la cuantía suministrada sea capaz de resistir estos esfuerzos (ver referencias [2] y [3]).

La solución que plantean dichos artículos, lleva a la adopción de valores de los esfuerzos de diseño, para cada una de las secciones ortogonales del elemento, que se obtienen mediante las siguientes expresiones:

$$N_1^* = N_x \quad (4.1)$$

$$M_1^* = M_x + \frac{|M_{xy}| \cdot M_x}{M_x} \quad (4.2)$$

$$Q_1^* = Q_x \quad (4.3)$$

$$R_1^* = Q_{xy} \quad (4.4)$$

$$N_2^* = N_y \quad (4.5)$$

$$M_2^* = N_y + \frac{|M_{xy}| \cdot M_y}{M_y} \quad (4.6)$$

$$Q_2^* = Q_y \quad (4.7)$$

$$R_2^* = Q_{yx} = Q_{xy} \quad (4.8)$$

De modo que la armadura de flexión paralela a la dirección  $x$  se comprobará bajo la acción del axil  $N_1^*$  y  $M_1^*$ , del cortante  $Q_1^*$  y del rasante  $R_1^*$ . Análogamente, la armadura paralela a la dirección  $y$  se comprobará bajo la acción del axil  $N_2^*$  y  $M_2^*$ , del cortante  $Q_2^*$  y del rasante  $R_2^*$ .

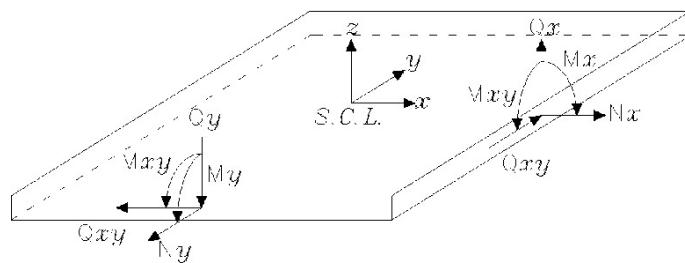


Figura 4.7: Esfuerzos (+) en el elemento tipo lámina.

En consecuencia el procedimiento de comprobación de las secciones, una vez que se dispone de los resultados del análisis, queda como sigue:

1. Obtención de los esfuerzos del elemento lámina en la combinación que se esté calculando.
2. Cálculo de los esfuerzos a considerar en las secciones 1 y 2 a efectos de comprobación de la armadura de acuerdo con las expresiones 4.1 a 4.8.
3. Cálculo del factor de capacidad (o de otro indicador del grado de solicitación de la sección) de las secciones 1 y 2 sometidas a los esfuerzos obtenidos en el punto anterior. Para calcular dicho factor se emplean los procedimientos indicados en el apartado 4.5.3.
4. Si, en alguna de las dos secciones, el factor de capacidad obtenido para esta combinación, es superior al pésimo, se guardan este factor de capacidad y esta combinación como los pésimos hasta el momento.
5. Se repite el algoritmo con la siguiente combinación.

#### 4.5.3. Comprobación de estados límite

##### Introducción

Una vez obtenidos los esfuerzos sobre las secciones a comprobar (de forma inmediata en el caso de elementos tipo barra y según lo indicado en 4.5.2 cuando se trata de elementos de tipo lámina) se procede a obtener, para dichas secciones, los valores máximos de esfuerzos, apertura de fisura, etc. que admiten las mismas de acuerdo con el texto de la norma. De la comparación de dicho valor máximo con el valor de cálculo obtenido del análisis se obtiene si la sección propuesta cumple o no las prescripciones de la norma.

##### Modelización de las secciones

Para obtener los esfuerzos que puede soportar una sección o la apertura máxima de fisura que presentará bajo la actuación de determinadas acciones se emplean un modelo de fibras de la misma. Dicho modelo consiste en discretizar la sección en un conjunto de teselas a las que se asigna un material uniaxial con un diagrama tensión-deformación que corresponde con el del material al que representan (hormigón, acero de armar, acero de pretensado, acero laminado, ...). Para conocer más detalles sobre este procedimiento pueden consultarse las referencias [4] y [5].

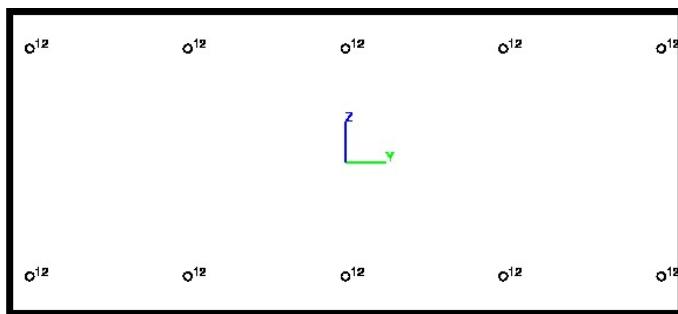


Figura 4.8: Ejes locales en el croquis de definición de una sección.

### Ejes locales de las secciones

En todo lo que respecta a la comprobación de secciones, los esfuerzos, tensiones y deformaciones están referidos a los ejes locales de la sección que están dibujados en el croquis de la misma que acompaña a los resultados de la comprobación.

En elementos de tipo barra los ejes locales de la sección coinciden con los del elemento.

Cuando se trata de elementos de tipo lámina, la relación entre los ejes locales de la sección y los ejes locales del elemento se define como sigue:

- El eje x local de la sección tiene la misma dirección que la armadura longitudinal que se comprueba. En general será paralelo a uno de los ejes locales del elemento contenidos en su plano dependiendo de que se trate de la sección 1 o de la sección 2 (ver apartado 4.5.2).
- El eje y local de la sección está contenido en el plano medio del elemento.
- El eje z se deduce de los anteriores mediante la regla de la mano derecha (sistema dextrógiro).

### Agotamiento frente a solicitudes normales

La comprobación de la estructura frente a este estado límite último se realiza verificando que, para cada combinación correspondiente al mismo, en las secciones pésimas de cada elemento estructural no se supera el agotamiento debido a solicitudes normales.

### Hipótesis básicas

1. Consideraremos que la sección está agotada cuando el plano de deformaciones de la sección contiene a alguno de los pivotes A,B o C, definidos en la figura 4.9. Esto equivale a que se produzca alguna de las siguientes circunstancias:

- a) La deformación<sup>1</sup> de alguna de las fibras de la armadura pasiva alcanza el valor<sup>2</sup>  $10 \times 10^{-3}$ .
- b) Siendo la deformación máxima de las fibras de hormigón  $\geq 0$ , la deformación mínima de las mismas es de  $-3,5 \times 10^{-3}$ .
- c) Siendo la deformación máxima de las fibras de hormigón  $< 0$ , la deformación mínima de las mismas es  $< -3,5 \times 10^{-3}$ .

<sup>1</sup>Se consideran positivas las deformaciones de tracción.

<sup>2</sup>El diez por mil.

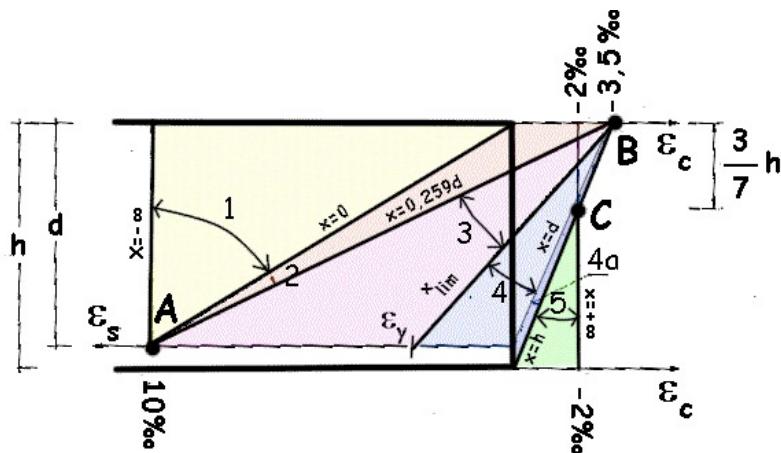


Figura 4.9: Dominios de deformación en agotamiento.

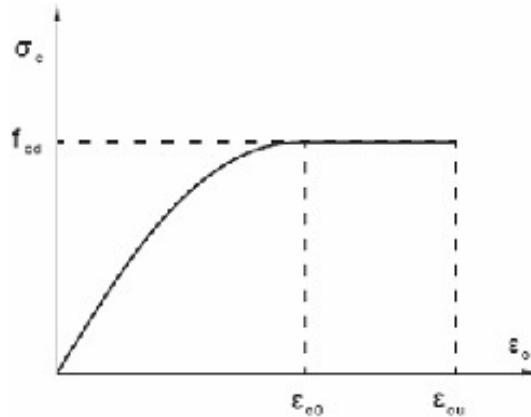


Figura 4.10: Diagrama de cálculo parábola-rectángulo.

2. Hipótesis de Timoshenko: Se admite que una sección plana y normal a la directriz de la pieza permanece plana después de la deformación<sup>3</sup>.
3. Las deformaciones de las armaduras pasivas son iguales a las del hormigón que las envuelve.
4. El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón que se emplea en el cálculo es el denominado *parábola-rectángulo* (ver figura 4.10). El diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas es el que se define en la figura 4.11.
5. Los esfuerzos en la sección se obtendrán mediante integración de las tensiones en el hormigón y en las armaduras de la sección.

**Diagrama de interacción** A partir de las hipótesis básicas expuestas en el apartado anterior, se genera el diagrama de interacción de la sección. Estos diagramas son el lugar geométrico de las ternas de esfuerzos (una axil y dos momentos) que agotan la sección.

<sup>3</sup>Esta hipótesis sólo es válida para piezas en las que la relación entre la distancia entre puntos de momento nulo y el canto total es superior a 2.

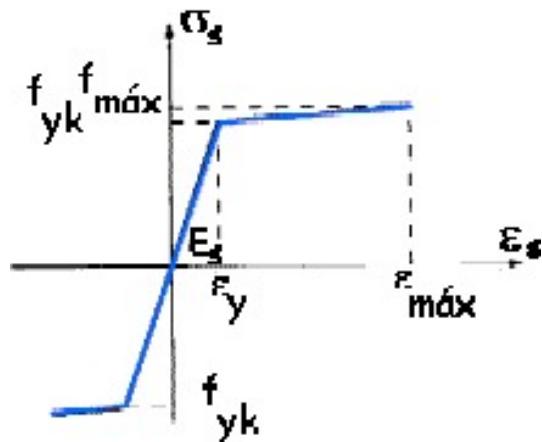


Figura 4.11: Diagrama de cálculo del acero para armaduras pasivas.

Dada una orientación del plano de flexión, los dominios de deformación (figura 4.9) corresponden a todas las solicitudes normales sin solución de continuidad, desde la tracción simple a la compresión simple, al variar la profundidad del eje neutro desde  $-\infty$  hasta  $+\infty$ . Cada línea (intersección del plano de flexión con el plano de deformaciones) contenida en un dominio de deformaciones está asociada a una terna de esfuerzos  $(N_u, M_{y,u}, M_{z,u})$  que agota la sección. Cualquier punto interior al diagrama de interacción representa un plano en el que no se agota ninguno de los materiales que forman la sección y, por tanto, corresponde a una solicitud resistida.

Un plano de deformaciones queda definido por una terna de deformaciones generalizadas  $(\epsilon_x, \chi_y, \chi_z)$  y, a su vez, define la deformaciones y tensiones en toda la sección. Por tanto, el proceso que se sigue para obtener el diagrama de interacción de la sección es el siguiente:

1. Definir un plano de flexión, por ejemplo, mediante el ángulo que forma dicho plano con el eje  $y$  local de la sección.
  - a) En dicho plano de flexión, definir un plano de deformación que pase por alguno de los pivotes de la figura 4.9.
  - b) Para este plano de deformación calcular la resultante de tensiones de la sección, que nos proporcionará un punto  $(N_u, M_{y,u}, M_{z,u})$  del diagrama de interacción.
  - c) Repetir con un nuevo plano de deformación.
2. Repetir con un nuevo plano de flexión.

Con los puntos obtenidos mediante el procedimiento anterior se obtiene el diagrama de interacción que tendrá un aspecto como el de la figura 4.12.

**Factor de capacidad** Una vez determinado el diagrama de interacción de una sección, obtendremos el factor de capacidad para los esfuerzos de diseño de cada una de las combinaciones que se hayan considerado en el análisis.

Para ello, dado un punto  $P$  correspondiente a una terna de esfuerzos de diseño  $(N_d, M_{y,d}, M_{z,d})$  consideraremos la semirrecta  $\overrightarrow{OP}$  que une el origen con dicho punto. Sea  $Q$  el punto de intersección de  $\overrightarrow{OP}$  con el diagrama de interacción. Definiremos el factor de capacidad como el cociente:

$$FC = \frac{\text{dist}(O, P)}{\text{dist}(O, Q)} \quad (4.9)$$

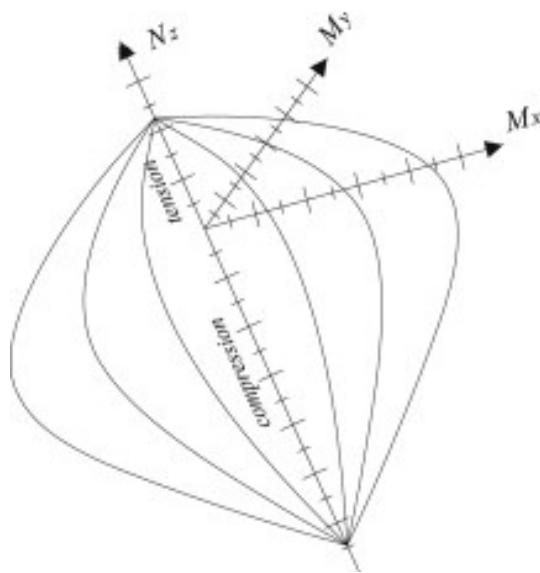


Figura 4.12: Diagrama de interacción de una sección.

Si dicho factor es menor que 1, la terna de esfuerzos que corresponde al punto P es interior al diagrama de interacción y, por tanto, la sección puede resistir dichos esfuerzos. Si, por el contrario, es mayor que 1 la terna de esfuerzos está fuera del diagrama de interacción y la sección no es capaz de soportar dichos esfuerzos.

La sección es apta respecto a este estado límite último cuando el factor de capacidad máxima de los obtenidos para cada una de las combinaciones es menor o igual que la unidad. Las secciones pésimas serán aquellas en las que el factor de capacidad es máximo.

#### **Agotamiento frente a cortante en elementos lineales, placas y losas**

El estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante puede alcanzarse por agotarse la resistencia a compresión del alma o por agotarse su resistencia a tracción. En consecuencia es necesario comprobar que se cumplen simultáneamente:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad (4.10)$$

$$V_{rd} \leq V_{u2} \quad (4.11)$$

siendo:

$V_{rd}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u1}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma (ver expresión (4.12)).

$V_{u2}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma (ver expresión (4.16)).

Como en el caso de la comprobación frente a tensiones normales, este estado límite se comprueba en las secciones oportunas según se trate de elementos de tipo barra o lámina (ver apartado 4.5.2).

Como se verá a continuación, para obtener las magnitudes que intervienen en la comprobación a cortante es necesario conocer el estado tensional de la sección. Con este fin, para cada una de las secciones a comprobar se elabora un modelo de fibras como el descrito en el apartado anterior.

Sobre dicho modelo de fibras se aplican los esfuerzos de cálculo ( $N_d, M_{y,d}, M_{z,d}$ ) concomitantes con el cortante a comprobar, obteniéndose las tensiones y deformaciones de la sección bajo su efecto. El estado así obtenido servirá para calcular los distintos parámetros que intervienen en la resistencia de la sección a cortante (anchura neta mínima, canto útil,...).

La obtención del equilibrio del modelo de fibras que representa a la sección es un problema no lineal. Para su solución empleamos el algoritmo de Newton-Raphson modificado.

**Cálculo de  $V_{u1}$**  El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

$$V_{u1} = 0,6 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot k \frac{\cotg(\theta) + \cotg(\alpha)}{1 + \cotg^2(\theta)} \quad (4.12)$$

siendo:

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo del hormigón.

$b_0$ : Anchura neta mínima <sup>5</sup>.

$d$ : Canto útil<sup>6</sup>.

$k$ : Coeficiente reductor por efecto del esfuerzo axil.

$\alpha$ : Ángulo de las armaduras transversales con el eje de la pieza<sup>7</sup> (ver figura 4.13).

$\theta$ : Ángulo de las bielas de compresión del hormigón con el eje de la pieza (ver figura 4.13 y expresión (4.15)).

Los parámetros  $b_0$  y  $d$  dependen de la orientación del plano de flexión con el que esté trabajando la pieza. Para determinarlos se obtiene la traza del plano de flexión sobre el plano de la sección como la recta que une los baricentros de tracciones y compresiones de la sección. El canto útil,  $d$ , se determina calculando el segmento que resulta de intersecar la semirecta con origen en el baricentro de tracciones que pasa por el de compresiones con el polígono que forma el contorno de la sección. El brazo mecánico,  $z$  (que se usará posteriormente), es la longitud del segmento que une el baricentro de compresiones con el de tracciones. Para calcular la anchura neta mínima, desde los vértices del contorno de la sección que tienen proyección sobre el brazo mecánico, se trazan perpendiculares a éste. A continuación se obtiene el segmento que resulta de intersecar dicha perpendicular con el contorno de la sección. El mínimo de las longitudes de estos segmentos será la anchura neta mínima de la sección. El ángulo  $\alpha$  de la armadura de cortante con el eje de la pieza es un dato que se define junto con el resto de los parámetros de la sección.

**Cálculo del coeficiente reductor por efecto del esfuerzo axil  $k$ :** El coeficiente reductor por efecto del esfuerzo axil vendrá dado por:

$$k = \min\left(\frac{5}{3}(1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}), 1\right) \quad (4.13)$$

siendo:

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo del hormigón.

<sup>4</sup> $\cotg(\alpha) = 1/\tan(\alpha)$

<sup>5</sup>En general la anchura neta mínima corresponde con el ancho del alma del elemento. Para secciones de ancho variable se adoptará como valor de  $b_0$  el menor ancho que presente la sección en una altura igual a los tres cuartos del canto útil contados a partir de la armadura de tracción.

<sup>6</sup>El canto útil  $d$  de la sección se define como la distancia desde la fibra más comprimida de hormigón hasta el baricentro de la armadura a tracción.

<sup>7</sup>El sentido en que se mide el ángulo está relacionado con el sentido del cortante (ver figura 4.13).

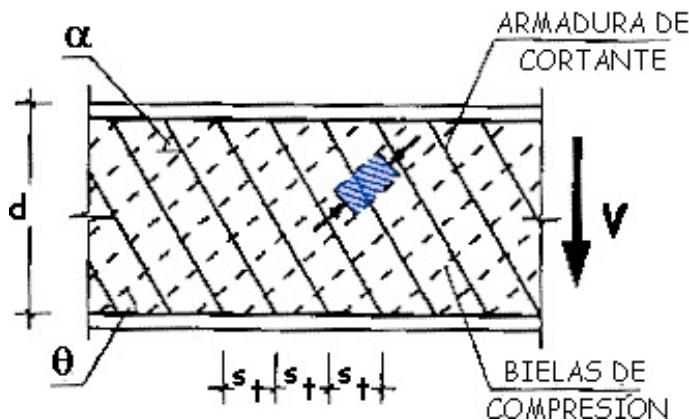


Figura 4.13: Ángulos de bielas y armadura transversal.

$\sigma'_{cd}$ : Tensión <sup>8</sup> axial efectiva.

Para obtener la tensión axial efectiva  $\sigma'_{cd}$  se calcula la tensión media de las fibras de hormigón comprimidas en el modelo de fibras.

**Ángulo de las bielas  $\theta$**  El ángulo de las bielas  $\theta$  con el eje de la pieza puede ser elegido libremente dentro del rango:

$$0,5 \leq \cotg(\theta) \leq 2 \quad (4.14)$$

o, lo que es lo mismo:

$$27^\circ \leq \theta \leq 63^\circ \quad (4.15)$$

**Cálculo de  $V_{u2}$**  El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma se deduce de la siguiente expresión:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad (4.16)$$

siendo:

$V_{cu}$ : Contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante (ver expresión (4.17)).

$V_{su}$ : Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia al esfuerzo cortante (ver expresión (4.25)).

**Contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante  $V_{cu}$**  La contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante se obtiene a partir de la expresión:

$$V_{cu} = (f_{cv} - 0,15\sigma'_{cd}) \cdot b_0 \cdot d \cdot \beta \quad (4.17)$$

siendo:

$f_{cv}$ : Resistencia virtual a cortante del hormigón (dada por la expresión (4.18)).

$\sigma'_{cd}$ : Tensión axial efectiva, se calcula como se indicó en el apartado correspondiente al cálculo del coeficiente reductor por efecto del esfuerzo axial.

---

<sup>8</sup>Las tensiones de tracción se consideran positivas.

$b_0$ : Anchura neta mínima (ver definición en la descripción de la expresión (4.12)).

$d$ : Canto útil (ver definición en la descripción de la expresión (4.12)).

$\beta$ : Parámetro definido por las expresiones (4.23) y (4.24).

**Cálculo de la resistencia virtual a cortante del hormigón  $f_{cv}$ :** Esta resistencia viene dada por la expresión:

$$f_{cv} = a_{st} \cdot \xi \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \quad (4.18)$$

siendo:

$a_{st}$ : Parámetro cuyo valor es 0.12 si la pieza no lleva armadura a cortante y 0.10 en caso contrario<sup>9</sup>.

$\xi$ : Coeficiente que tiene en cuenta la influencia del canto útil en el efecto de engranamiento de áridos. El valor de este coeficiente se calcula mediante la expresión:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (4.19)$$

siendo  $d$  el canto útil *expresado en mm.*

$\rho_l$ : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada anclada a una distancia mayor que  $d$  de la sección en estudio. Su valor se obtiene de la expresión:

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \quad (4.20)$$

siendo  $A_s$  el área de la armadura traccionada.

$f_{ck}$ : Resistencia característica del hormigón.

Para obtener el área de la armadura traccionada se suman las áreas de las teselas con tensión positiva que corresponden al acero (pasivo o activo).

**Cálculo del parámetro  $\beta$ :** Se define el *ángulo de referencia de inclinación de las fisuras  $\theta_e$*  como el deducido de la expresión:

$$\cotg(\theta_e) = \min(\max(\frac{\sqrt{f_{ct,m}^2 - f_{ct,m}(\sigma_{xd} + \sigma_{yd}) + \sigma_{xd} \cdot \sigma_{yd}}}{f_{ct,m} - \sigma_{yd}}, 0,5), 2,0) \quad (4.21)$$

siendo:

$f_{ct,m}$ : Resistencia media a tracción del hormigón, dada por la expresión:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (4.22)$$

$\sigma_{xd}$ : Tensión *normal* de cálculo<sup>10</sup> paralela a la directriz de la pieza en el centro de gravedad de la sección.

$\sigma_{yd}$ : Tensión *normal* de cálculo paralela al esfuerzo cortante en el centro de gravedad de la sección.

<sup>9</sup>El hecho de que la resistencia virtual a cortante sea menor cuando la pieza lleva armadura a cortante se debe a las mayores deformaciones transversales a las que está sometida la pieza en este caso.

<sup>10</sup>Estas tensiones deben obtenerse a partir de las acciones de cálculo de acuerdo con la teoría de la elasticidad suponiendo el hormigón no fisurado.

A partir del valor calculado para  $\theta_e$ , el valor del parámetro  $\beta$  se obtiene mediante:

$$\text{si } 0,5 \leq \cotg(\theta) < \cotg(\theta_e) \rightarrow \beta = \frac{2 \cdot \cotg(\theta) - 1}{2 \cdot \cotg(\theta_e) - 1} \quad (4.23)$$

$$\text{si } \cotg(\theta_e) \leq \cotg(\theta) \leq 2,0 \rightarrow \beta = \frac{\cotg(\theta) - 2}{\cotg(\theta_e) - 2} \quad (4.24)$$

siendo:

$\theta_e$ : Ángulo de referencia de inclinación de las fisuras (expresión (4.21)).

$\theta$ : Ángulo de las bielas de compresión del hormigón con el eje de la pieza (ver figura 4.13 y expresión (4.15)).

**Contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a cortante  $V_{su}$**   
La contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a cortante viene dada por la expresión:

$$V_{su} = z \cdot \sen(\alpha) \cdot (\cotg(\alpha) + \cotg(\theta)) \cdot A_{st} \cdot f_{yd} \quad (4.25)$$

siendo:

$z$ : Brazo mecánico<sup>11</sup>.

$\alpha$ : Ángulo de las armaduras transversales con el eje de la pieza (ver figura 4.13).

$\theta$ : Ángulo de las bielas de compresión del hormigón con el eje de la pieza (ver figura 4.13 y expresión (4.15)).

$A_{st}$ : Área por unidad de longitud de la armadura dispuesta a cortante.

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura dispuesta a cortante.

Esta expresión es válida cuando el eje de la armadura transversal es paralelo al plano de flexión de la pieza.

### Fisuración excesiva

Para cada una de las hipótesis de carga definidas para los estados límite de servicio en la estructura deberá obtenerse una apertura de fisura inferior al límite prescrito por la norma.

Para comprobar la fisuración, se determina previamente el estado tensional de la sección bajo la combinación de acciones en estudio de forma análoga a como se hizo para el cortante. La diferencia estriba en que, al tratarse de un estado límite de servicio, se emplearán valores característicos de los esfuerzos ( $N_k, M_{y,k}, M_{z,k}$ ) en lugar de los de cálculo que se emplearon para comprobar el cortante. Obtenido el equilibrio del modelo de fibras bajo estas acciones se dispone del valor de las tensiones y deformaciones en cualquier punto de la sección.

**Fisuración por compresión** Para evitar la aparición de fisuras por compresión, será necesario que las tensiones de compresión en el hormigón cumplan:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck,j} \quad (4.26)$$

siendo:

<sup>11</sup>A falta de cálculos más precisos puede estimarse el brazo mecánico como  $z = 0,9d$ .

$\sigma_c$ : Tensiones en el hormigón bajo los esfuerzos correspondientes a la combinación en estudio.

$f_{ck,j}$ : Valor de la resistencia característica del hormigón a la edad de  $j$  días<sup>12</sup> (edad del hormigón en la fase considerada).

Para comprobar este estado límite basta comparar la tensión en la tesela de hormigón más comprimida con el límite dado en la expresión 4.26.

**Fisuración por tracción** La comprobación del estado límite de fisuración por tracción consiste en verificar la satisfacción de:

$$w_k \leq w_{max} \quad (4.27)$$

siendo:

$w_k$ : Abertura característica de fisura, calculada mediante la expresión 4.28.

$w_{max}$ : Apertura máxima admisible de fisura.

**Cálculo de la abertura de fisura característica  $w_k$**  La expresión a emplear para el cálculo es la siguiente:

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_{sm} \quad (4.28)$$

siendo:

$\beta$ : Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico y vale:

- $\beta = 1,3$  Fisuración producida exclusivamente por acciones indirectas.
- $\beta = 1,7$  En el resto de los casos.

$s_m$ : Separación media entre fisuras, calculada según la expresión 4.29.

$\epsilon_{sm}$ : Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras. Este alargamiento se calcula mediante la expresión 4.31.

**Cálculo de la separación media entre fisuras  $s_m$ :** esta separación viene dada por:

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\phi A_{c,eficaz}}{A_s} \quad (4.29)$$

siendo:

$c$ : Recubrimiento de hormigón.

$s$ : Parámetro cuyo valor viene dado por  $s = \min(s', 15\phi)$  siendo  $s'$  la distancia entre barras de armadura longitudinal y  $\phi$  el diámetro de la misma.

$k_1$ : Coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección y que se calcula mediante la expresión:

$$k_1 = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{8\epsilon_1} \quad (4.30)$$

donde  $\epsilon_1$  y  $\epsilon_2$  son las deformaciones máxima y mínima calculadas en los límites de la zona traccionada (ver figura 4.14).

$\phi$ : Diámetro de la barra traccionada de mayor calibre.

<sup>12</sup>Esta resistencia puede estimarse a partir de la resistencia media a la edad de  $j$  días, suponiendo la relación  $f_{ck,j} = f_{cm,j} - 8N/mm^2$ .

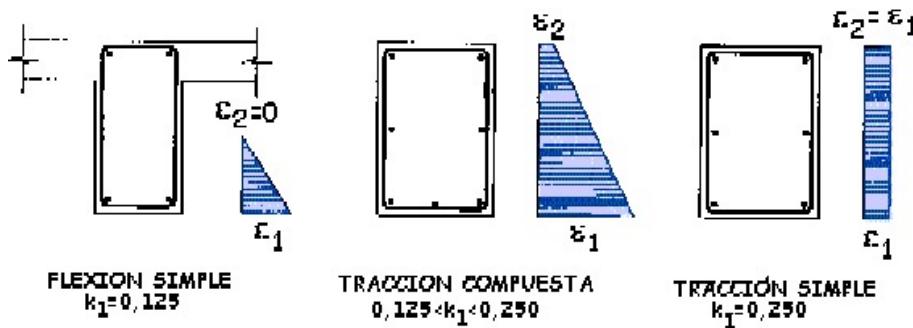


Figura 4.14: Valores de  $k_1$  en función del diagrama de tracciones en la sección.

$A_{c,eficaz}$ : Área de hormigón de la zona de recubrimiento, según se define en la figura 4.15.

$A_s$ : Sección total de las armaduras contenidas en  $A_{c,eficaz}$ .

Para obtener el recubrimiento de hormigón se calcula el mínimo de las distancias<sup>13</sup> de cada una de las armaduras al perímetro de la pieza. Las deformaciones máxima y mínima que intervienen en la expresión 4.30 se obtienen de las deformaciones obtenidas para las teselas del modelo de fibras.

Para calcular el área eficaz, primero se definen en torno a cada una de las armaduras traccionadas cuadrados de lado  $15\phi$  siendo  $\phi$  el diámetro de la armadura y cuyos lados son paralelos (o perpendiculares) al plano de flexión. A continuación se calcula el área que resulta de la unión<sup>14</sup> de las anteriores. Por último se calcula el área limitada por el borde a tracción de la sección y una línea paralela al eje neutro a una distancia de  $h/2$  de aquél si el canto de la sección es mayor que su ancho o a distancia de  $h/4$  en otro caso. El área eficaz será la que resulte de interseccar este área con la obtenida como unión de las que rodean a las armaduras a tracción.

Para obtener el área de las armaduras contenidas en éste área se seleccionan, de entre las armaduras traccionadas, aquellas cuyo centro está contenido en el área eficaz calculada según lo expuesto en el párrafo anterior. A continuación se suman las áreas de las teselas correspondientes.

**Cálculo del alargamiento medio de las armaduras  $\epsilon_{sm}$ :** este alargamiento viene dado por:

$$\epsilon_{sm} = \max\left(\frac{\sigma_s}{E_s}\left[1 - k_2\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right], 0,4\right) \quad (4.31)$$

siendo:

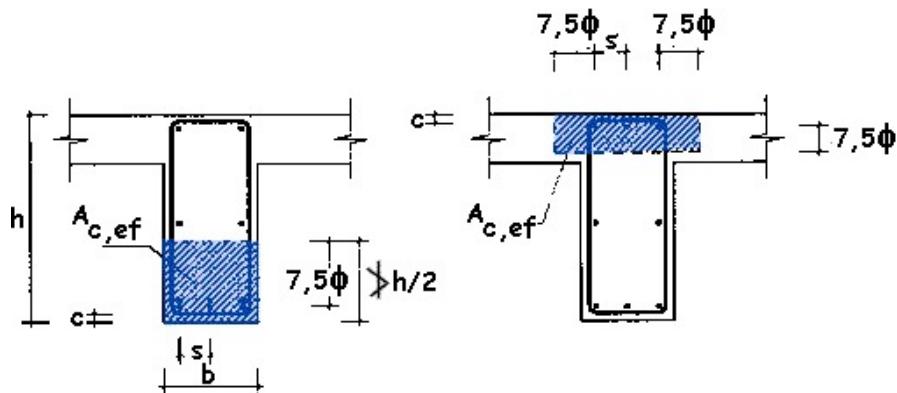
$\sigma_s$ : Tensión de servicio de la armadura en la hipótesis de sección fisurada.

$E_s$ : Módulo de deformación longitudinal del acero.

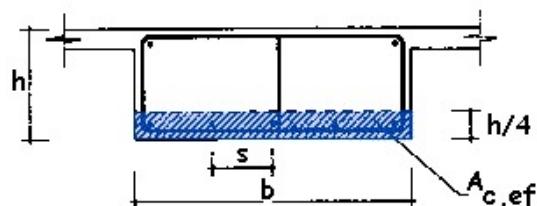
$k_2$ : Coeficiente que toma los siguientes valores:

- 1.0 En casos de carga instantánea no repetida.
- 0.5 Resto de casos.

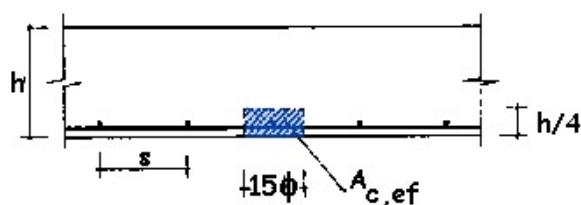
$\sigma_{sr}$ : Tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante en el que se fisura el hormigón. Se supone que la fisuración del hormigón se produce cuando la deformación del mismo en la fibra más traccionada alcanza el valor  $f_{ct,m}$  (ver descripción de éste parámetro bajo la expresión (4.21)).



**CASO 1**  
Vigas con  $s < 15\phi$



**CASO 2**  
Vigas con  $s < 15\phi$



**CASO 3**  
Vigas planas, muros, losas con  $s > 15\phi$

Figura 4.15: Valores de  $A_{c,ef}$ icaz

$[(V_{rd} - 3V_{cu})/A_{st}d]\operatorname{sen}(\alpha)$ ( $N/mm^2$ )	Separación entre estribos (mm)
<50	300
75	200
100	150
150	100
200	50

siendo:

$V_{rd}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{cu}$ : Contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante (ver expresión (4.17)).

$A_{st}$ : Área por unidad de longitud de la armadura dispuesta a cortante.

$d$ : Canto útil (ver definición en la descripción de la expresión (4.12)).

$\alpha$ : Ángulo de las armaduras transversales con el eje de la pieza (ver figura 4.13).

Cuadro 4.2: Separación entre estribos de vigas para el control de la fisuración

Aquí la tensión de servicio de la armadura se obtiene inmediatamente de la solución obtenida para el modelo de fibras. Para calcular la tensión de la armadura en el instante en el que se fisura el hormigón lo que hacemos es suponer el área eficaz sometida a una tensión igual a la de fisuración del hormigón, calcular la tensión de tracción que soporta el hormigón y las armaduras dentro del área eficaz en ese estado y concentrar toda esa tensión en las armaduras (simulando de este modo la fisuración del hormigón).

**Fisuración por cortante** Puede suponerse que la fisuración debida a esfuerzo cortante se controla adecuadamente siempre que se cumplan las separaciones entre estribos definidas en la tabla 4.2.

No se necesitará ninguna comprobación en aquellas piezas en que no sea necesario disponer armadura de cortante.

**Fisuración por torsión** Puede suponerse que la fisuración debida a esfuerzo torsor se controla adecuadamente siempre que la separación entre armaduras transversales cumpla las siguientes limitaciones:

$$s_t \leq a/2 \quad (4.32)$$

$$s_t \leq b/3 \quad (4.33)$$

$$s_t \leq 200 \text{ mm} \quad (4.34)$$

siendo:

$a$ : Menor dimensión transversal de la pieza.

$b$ : Mayor dimensión transversal de la pieza.

<sup>13</sup>Para calcular estas distancias se emplean técnicas de geometría implícita.

<sup>14</sup>Para realizar las operaciones geométricas descritas en este documento se hizo uso de la biblioteca CGAL («Computational Geometry Algorithms Library»).

## 4.6. Presiones verticales en el plano de contacto cimiento-terreno

Como paso previo para la obtención de las presiones transmitidas por la estructura al terreno de cimentación, se extraen del modelo de cálculo las resultantes de las acciones para cada una de las hipótesis analizadas. Estas se resumen en el cuadro 4.3.

Hipótesis	$F_h$ (kN)	$F_v$ (kN)	M (mkN)
Peso propio	0,00	-66759,40	0,00
Empuje de tierras	0,00	-30067,08	0,00
Nivel estático de agua	0,00	-91245,78	0,00
Viento	1379,77	0,00	-34908,18
Nivel máxima oscilación extraordinaria	0,00	-142717,76	0,00
Sismo con nivel estático de agua	44515,18	-91245,78	-569229,20

$F_h$ = componente horizontal de la resultante en la dirección en que actúan el viento y el sismo  
 $F_v$ = componente vertical de la resultante (sentido positivo del eje vertical: contrario a la gravedad)  
M= momento

Cuadro 4.3: Resultantes de acciones de la estructura sobre el terreno de cimentación

Para cada una de las combinaciones de acciones consideradas se determina, en primer lugar, la longitud ( $L^*$ ) y anchura ( $B^*$ ) de la cimentación rectangular equivalente. Para ello, es preciso determinar el punto de paso de la resultante de las acciones en el plano de apoyo del cimiento.

La cimentación rectangular equivalente es aquella que, estando íntegramente inscrita en la cimentación, tiene su centro de gravedad en el punto de paso de la resultante (área cobaricéntrica). Cuando este área de apoyo no es rectangular, como ocurre en el caso que nos ocupa, se puede obtener el área rectangular equivalente mediante las siguientes relaciones:

$$B^* = \sqrt{12 \frac{I}{A}} \quad L^* = \frac{A}{B^*}$$

donde:

A: Área cobaricéntrica.

I: Mínimo de los momentos de inercia del área cobaricéntrica respecto de los ejes que pasan por su centro de gravedad.

La presión vertical media se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$p_v = \frac{F_V}{B^* \cdot L^*}$$

donde:

$p_v$ : Presión vertical media.

$F_V$ : Componente vertical de la resultante efectiva de las acciones.

$B^*$ : Anchura equivalente.

$L^*$ : Longitud equivalente.

Las combinaciones que se han analizado coinciden, de acuerdo a lo expresado en el Código de cimentaciones de Costa Rica, con las propuestas en Código Sísmico de Costa Rica, y son las siguientes:

■ Situaciones persistentes o transitorias:

Combinación 1:  $1,4 \cdot \text{Peso propio} + 1,4 \cdot \text{Empuje del terreno}$

Combinación 2:  $1,4 \cdot \text{Peso propio} + 1,4 \cdot \text{Empuje del terreno} + 1,4 \cdot \text{Nivel estático de agua (437,20)}$

Combinación 3:  $1,2 \cdot \text{Peso propio} + 1,2 \cdot \text{Empuje del terreno} + 1,2 \cdot \text{Nivel estático de agua (437,20)} + 1,6 \cdot \text{Viento}$

■ Situaciones extraordinarias:

Combinación 4:  $1,05 \cdot \text{Peso propio} + 1,05 \cdot \text{Empuje del terreno} + 1 \cdot \text{Acción sísmica con nivel estático de agua (437,20)}$

Combinación 5:  $1,05 \cdot \text{Peso propio} + 1,05 \cdot \text{Empuje del terreno} + 1 \cdot \text{Nivel máximo de oscilación extraordinario (454,60)}$

Combinación 6:  $0,95 \cdot \text{Peso propio} + 0,95 \cdot \text{Empuje del terreno} + 1 \cdot \text{Acción sísmica con nivel estático de agua (437,20)} + 1 \cdot \text{Viento}$

Combinación 7:  $0,95 \cdot \text{Peso propio} + 0,95 \cdot \text{Empuje del terreno} + 1 \cdot \text{Nivel máximo de oscilación extraordinario (454,60)} + 1 \cdot \text{Viento}$

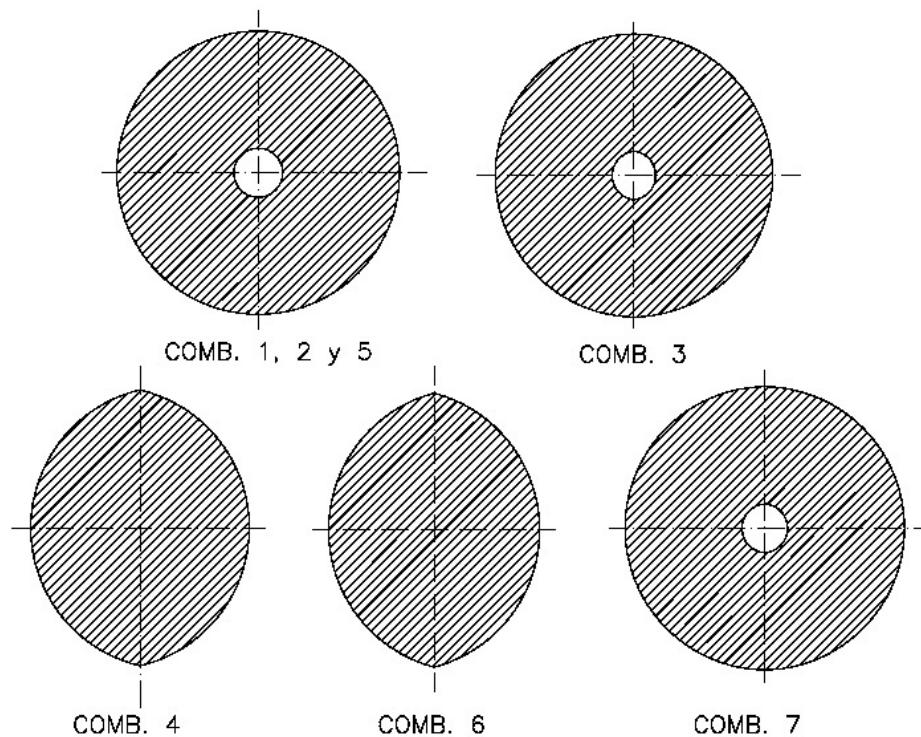


Figura 4.16: Área cobaricéntrica en las distintas combinaciones de acciones

En el cuadro 4.4 figuran, para cada combinación, los valores que adoptan los parámetros que intervienen en la determinación de la presión vertical y el resultado obtenido para la misma.

Cnb.	Descripción	$F_v$ (kN)	$F_h$ (kN)	M (mkN)	e(m)	A(m2)	I(m4)	B*(m)	L*(m)	p <sub>v</sub> (kPa)
1	1,4 · PP + 1,4 · ETER	135557,07	0,00	0,00	0,00	515,0249	22411,628	22,85	22,54	263,20
2	1,4 · PP + 1,4 · ETER + 1,4 · NEST	263301,16	0,00	0,00	0,00	515,0249	22411,628	22,85	22,54	511,23
3	1,2 · PP + 1,2 · ETER + 1,2 · NEST + 1,6 · W	225686,71	2207,63	-55853,088	-0,25	504,271	20986,5202	22,35	22,56	447,60
4	1,05 · PP + 1,05 · ETER + 1 · SIS	192913,58	44515,18	569229,2	2,95	378,8561	9325,2634	17,19	22,04	509,18
5	1,05 · PP + 1,05 · ETER+1 · NMOE	244385,56	0,00	0	0,00	515,0249	22411,628	22,85	22,54	474,50
6	0,95 · PP + 0,95 · ETER + 1 · SIS + 1 · W	183230,94	45894,9506	604137,38	3,3	361,1903	8259,0838	16,56	21,81	507,32
7	0,95 · PP + 0,95 · ETER + 1 · NM <sub>OE</sub> + 1 · W	234702,92	1379,7706	34908,18	0,15	508,574	21548,924	22,55	22,55	461,56

$F_V$ : Componente vertical de la resultante efectiva de las acciones.

$F_h$ : Componente vertical de la resultante.

M: Momento resultante.

e: Excentricidad de la resultante respecto al centro de gravedad de la cimentación.

A: Área círculo.

I: Mínimo de los momentos de inercia del área círculo con respecto de los ejes que pasan por su centro de gravedad.

$B^*$ : Anchura equivalente.

$L^*$ : Longitud equivalente.

$p_v$ : Presión vertical media.

Cuadro 4.4: Presiones verticales en el plano de cimentación

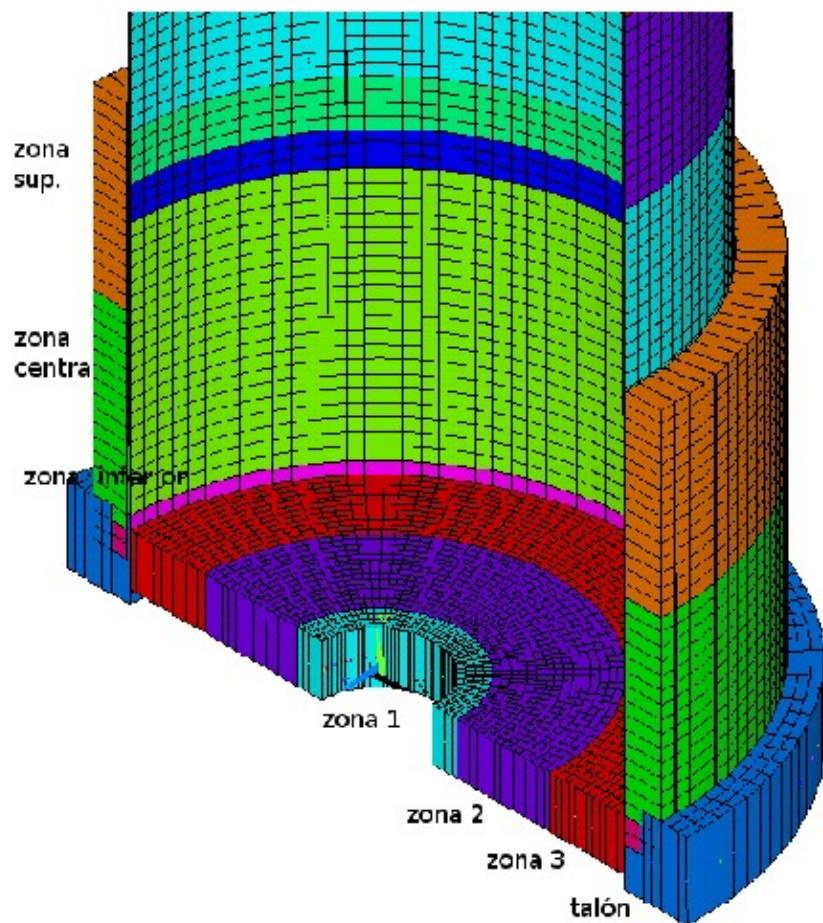


Figura 4.17: Estructura de hormigón. Zonas para la comprobación del armado

## 4.7. Resultados

En el apéndice B se muestran los resultados de desplazamientos y esfuerzos obtenidos para cada uno de las hipótesis analizadas.

En el apéndice C se han incluido los resultados de la comprobación del armado realizada conforme al método descrito en el apartado 4.5. Las zonas de armado a las que se refiere dicho apéndice son las que aparecen rotuladas en la figura 4.17.

# Capítulo 5

## Análisis sísmico

### 5.1. Introducción

Como se ha visto en el apartado 2.2, para evaluar la acción del sismo en el depósito se considera la respuesta del fluido dividida en dos componentes: impulsiva y convectiva. A diferencia de la aproximación realizada en dicho apartado, en el que las paredes del depósito se consideraban indeformables, aquí se analizará la respuesta de un modelo elástico de la estructura. El nivel de agua que se considera es el que se ha venido denominando estático.

### 5.2. Modelización de la componente impulsiva

La masa correspondiente a esta componente viene dada por las expresiones 2.7 y 2.8 y que, en el caso que nos ocupa, resulta ser:

$$M_i = \frac{W_i}{g} = \frac{79641464 \text{ N}}{g \text{ m/s}^2} = 8,12 \times 10^6 \text{ kg} \quad (5.1)$$

La resultante de las fuerzas de inercia producidas por la aceleración de esta masa, también según se vio en 2.2, está situada a 14.76 metros de la base (se ha tomado el valor medio de los calculados en 2.2.2). Dado que la masa impulsiva «acompaña» al depósito en su movimiento, para modelizarla se agregará a cada nodo «sumergido» del tanque una masa:

$$m_{i,j} = M_i \cdot \frac{A_{atributaria,j}}{A_{mojada}} \quad (5.2)$$

siendo:

$m_{i,j}$ : Masa impulsiva correspondiente al nodo j.

$A_{atributaria,j}$ : Área mojada correspondiente al nodo j.

$A_{mojada}$ : Área de la parte mojada de la pared del depósito.

### 5.3. Modelización de la componente convectiva («schlossing»)

La masa correspondiente a la componente convectiva se calcula haciendo uso de la expresión 2.9, y resulta:

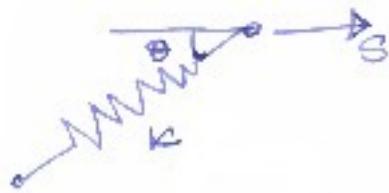


Figura 5.1: Punto material y muelle que lo une a la pared del tanque.

$$M_c = \frac{W_c}{g} = 1,44 \times 10^6 \text{ kg} \quad (5.3)$$

La resultante de las fuerzas de inercia debidas a la componente convectiva está a una altura de 24.83 metros sobre el fondo de la chimenea. Por tanto, la masa  $M_c$  se repartirá entre los nodos «sumergidos» situados en los  $(30 - 24,83) \times 2 = 10,34 \text{ m}$  superiores medidos desde la lámina de agua.

### 5.3.1. Rígidez de los muelles

El período de oscilación de la masa convectiva dado por las expresiones 2.2 y 2.3 cuyo resultado, en este caso, es:

$$T_c = 4,65 \text{ s} \quad (5.4)$$

Para que la masa  $M_c$  oscile con tal período propio, la rigidez con la que debe unirse a las paredes del depósito es de:

$$\omega_c = \sqrt{\frac{K_c}{M_c}} \rightarrow \omega_c^2 = \frac{K_c}{M_c} \quad (5.5)$$

$$\omega_c = \frac{2\pi}{T_c} \quad (5.6)$$

de donde:

$$K_c = \left( \frac{2\pi}{T_c} \right)^2 M_c = 4\pi^2 \frac{M_c}{T_c^2} = 2,64 \times 10^6 \text{ kg} \quad (5.7)$$

### 5.3.2. Distribución de la rigidez de los muelles

Queda por último el problema de conseguir simular esta rigidez con un conjunto de muelles dispuestos en torno a la masa convectiva (ver figura 1.7).

Sea un muelle de rigidez  $k$  que une el punto material con la pared del depósito (ver figura 5.1). Si el punto material se desplaza una cantidad  $s$  en la dirección indicada en la figura, el muelle se alargará una cantidad  $x$ , tal que:

$$R + x = R + s \cdot \cos(\theta - \alpha) \quad (5.8)$$

y si el movimiento  $s$  es pequeño respecto a  $R$  y, por tanto,  $\alpha \approx 0$ , entonces:

$$x = s \cdot \cos(\theta - \alpha) \approx s \cdot \cos\theta \quad (5.9)$$

Modo	Frec. (Hz)	T (s)	Factor partic. -	Ratio -	Masa efectiva	Frac. masa acumulada
1	0.149827	6.6743	0.75435	1.000000	0.569043	0.521320
2	0.149930	6.6698	-0.40237	0.533394	0.161898	0.669640
3	0.149979	6.6676	-0.51458E-01	0.068215	0.264792E-02	0.672066
4	0.150009	6.6663	-0.23025	0.305227	0.530139E-01	0.720634
5	0.157331	6.3560	0.42798E-01	0.056735	0.183165E-02	0.722312
6	0.165010	6.0602	0.13335E-01	0.017677	0.177821E-03	0.722475
7	0.173064	5.7782	-0.19234	0.254980	0.369963E-01	0.756368
8	0.181511	5.5093	0.17391	0.230546	0.302456E-01	0.784077
9	0.190370	5.2529	-0.44031E-01	0.058369	0.193869E-02	0.785853
10	0.199662	5.0085	0.26423E-02	0.003503	0.698155E-05	0.785860
11	0.209407	4.7754	0.36116E-01	0.047877	0.130438E-02	0.787055
12	0.219628	4.5532	-0.18761	0.248705	0.351976E-01	0.819301
13	0.230348	4.3413	0.18750	0.248564	0.351578E-01	0.851510
14	0.241591	4.1392	-0.31374	0.415908	0.984327E-01	0.941687
15	0.253383	3.9466	-0.29804E-01	0.039510	0.888306E-03	0.942501
16	0.265750	3.7629	0.16698E-01	0.022136	0.278838E-03	0.942757
17	0.278721	3.5878	0.18914	0.250730	0.357732E-01	0.975530
18	0.292325	3.4209	0.13469	0.178549	0.181410E-01	0.992149
19	0.306593	3.2617	-0.54233E-01	0.071894	0.294127E-02	0.994844
20	0.321557	3.1099	-0.75020E-01	0.099451	0.562807E-02	1.000000

Cuadro 5.1: Resultado del análisis modal

y la fuerza que ejercerá el muelle sobre el punto será:

$$f = k \cdot x \approx k \cdot s \cdot \cos\theta \quad (5.10)$$

si proyectamos esta fuerza sobre la dirección de  $s$  tendremos:

$$f \cdot \cos\theta \approx k \cdot s \cdot \cos^2\theta \quad (5.11)$$

Si ahora consideramos  $n$  muelles de rigidez  $k$  dispuestos en torno a la masa como en la figura 1.7 la fuerza que se opondrá a un desplazamiento  $s$  de dicha masa será:

$$F \approx \sum_1^n k \cdot s \cdot \cos^2\theta_i = (k \sum_1^n \cos^2\theta_i) \cdot s \quad (5.12)$$

Es decir que para que la rigidez de este dispositivo sea igual a  $K_c$  bastará con que la rigidez de cada uno de los muelles sea:

$$k = \frac{K_c}{(\sum_1^n \cos^2\theta_i)} \quad (5.13)$$

## 5.4. Análisis modalpectral

Una vez introducido en el modelo de elementos finitos el efecto efecto del fluido mediante el artificio descrito en los apartados anteriores realizamos un análisis modal espectral de dicho modelo. Como resultado se obtienen los modos propios de vibración que se dan en la tabla 5.1.

## 5.5. Conclusión

Como era de esperar los modos propios que se obtienen para la estructura tienen periodos sensiblemente superiores a los obtenidos en 2.2. Esto se debe a la flexibilidad de las paredes del depósito. A estas frecuencias tan bajas les corresponden aceleraciones sísmicas muy moderadas (situadas en la rama descendente del espectro de diseño) que, por tanto, producen en la estructura esfuerzos relativamente pequeños.

En consecuencia y por seguridad se ha preferido emplear, también en el cálculo no lineal, la acción sísmica definida en el apartado 2.2

## Capítulo 6

# Comprobación de la estructura metálica en régimen no lineal

### 6.1. Introducción

En el presente capítulo se exponen los cálculos efectuados para comprobar la estabilidad frente al pandeo de la estructura diseñada.

### 6.2. Análisis de pandeo

#### 6.2.1. Introducción

Llamamos pandeo al fenómeno de inestabilidad que se produce cuando los esfuerzos a los que está sometido una pieza de una estructura aumentan debido a la variación que experimenta la posición de esa pieza durante el proceso de carga.

Dicha variación de la posición de la pieza puede deberse a una o más de las siguientes causas:

- Imperfecciones en la geometría de la estructura que hacen que la posición de sus piezas sea diferente de la supuesta en el modelo matemático que sirvió para su diseño.
- Deformación de la propia pieza de modo que su geometría, y por lo tanto los esfuerzos a los que está sometida, resulta sensiblemente diferente de la inicial.

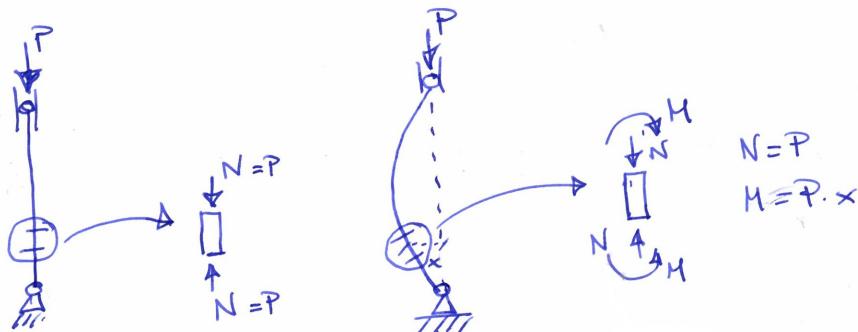


Figura 6.1: Pandeo

Fabrication tolerance quality class	Description	<i>Q</i>
Class A	Excellent	40
Class B	High	25
Class C	Normal	16

Cuadro 6.1: Valores del parámetro *Q* (*meridional compression fabrication quality parameter*)

- Deformación apreciable de la estructura de la que la pieza forma parte respecto a su configuración inicial. Como en el caso anterior la consecuencia de dicha variación será un cambio en los esfuerzos que soportan sus piezas.

### 6.2.2. Consideración de las imperfecciones en la estructura

Como se ha indicado en el apartado anterior, al comprobar la estructura es necesario tener en cuenta las imperfecciones que, cabe esperar, tendrá la estructura construida respecto a la forma ideal expresada en los planos. Esto implica por una parte establecer qué forma tendrá la imperfección a considerar y por otra establecer el valor máximo de la misma (es decir cuánto se aparta la forma real de la teórica).

#### Magnitud de la imperfección máxima

Para determinar la magnitud de la imperfección máxima a considerar se ha empleado el criterio especificado en la quinta edición del documento «Buckling of Steel Shells European Design Recommendations». El apartado 10.2.2.2 de dicho documento establece como valor característico de la amplitud de la imperfección:

$$\Delta w_k = \frac{1}{Q} \sqrt{\frac{r}{t}} \cdot t \quad (6.1)$$

siendo:

*t*: Espesor de la pared del tubo.

*r*: Radio de la superficie media del cilindro.

*Q*: Parámetro denominado *meridional compression fabrication quality parameter* cuyos valores se obtienen de la tabla 6.1.

En el caso que nos ocupa consideraremos los siguientes valores<sup>1</sup>:

$$t = 0,012 \text{ m} \quad (6.2)$$

$$Q = 16 \quad (6.3)$$

$$r = 10,006 \text{ m} \quad (6.4)$$

con lo que obtenemos:

$$\Delta w_k = 0,02166 \text{ m} \approx 22 \text{ mm} \quad (6.5)$$

Es decir una amplitud máxima de la imperfección algo mayor de 2 centímetros.

<sup>1</sup>Se ha considerado un espesor de la pared de 12 milímetros porque, como se verá en el apartado siguiente, la imperfección a considerar afecta fundamentalmente a la zona superior de espesor mínimo

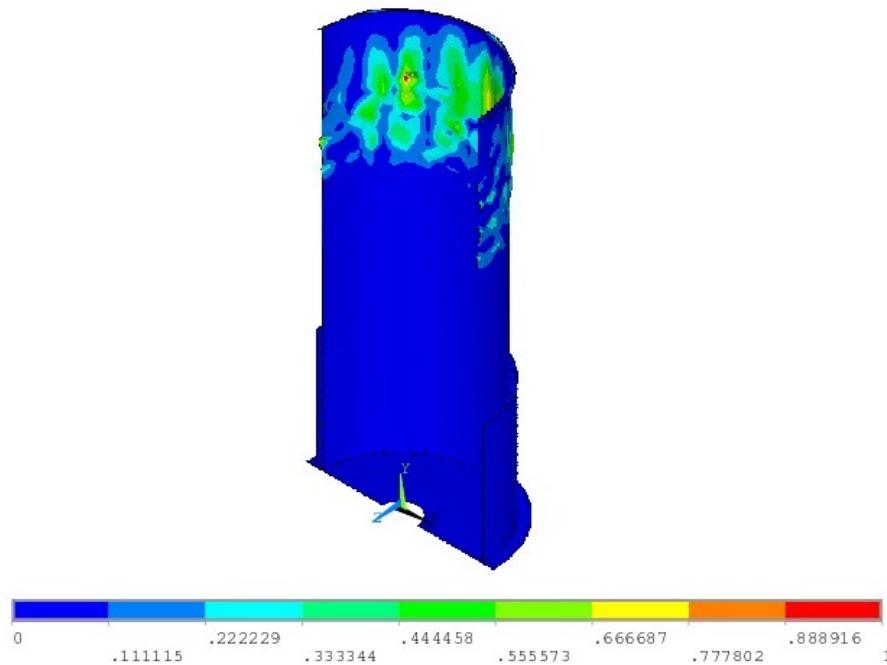


Figura 6.2: Modo de pandeo normalizado.

### Geometría de la imperfección

Aún queda el problema de determinar la forma que deberemos considerar para la imperfección de modo que ésta favorezca el desarrollo del pandeo en la combinación de cargas considerada. Para ello empleamos una técnica conocida como *análisis de pandeo linealizado*. Esta técnica consiste en obtener los modos de pandeo de una estructura a partir del siguiente problema de autovalores:

$$({}^t\mathbf{K} - \gamma^{t-\Delta t}\mathbf{K})\phi = \mathbf{0} \quad (6.6)$$

siendo:

$\gamma^{t-\Delta t}\mathbf{K}$ : Matriz de rigidez de la estructura descargada.

${}^t\mathbf{K}$ : Matriz de rigidez de la estructura una vez introducidas las cargas correspondientes a la combinación que se pretende analizar.

Los autovectores obtenidos de la solución de 6.6 corresponden a los *modos de pandeo* de la estructura cuando está sometida a las cargas definidas por la combinación analizada. Como en el caso de los modos de vibración, los modos de pandeo no definen la magnitud, sólo definen su forma (su «dirección» en el espacio n-dimensional de los grados de libertad de la estructura). Entonces, para definir la magnitud de la imperfección, se normaliza el autovector con la denominada norma sub-infinito<sup>2</sup> y se multiplica por el valor de la imperfección obtenido en el apartado anterior ( $\Delta w_k = 22 \text{ mm}$ ). En la figura 6.2 puede verse el aspecto del modo de pandeo obtenido.

La geometría imperfecta obtenida por el procedimiento descrito hasta aquí es la que se adopta como geometría inicial para el modelo que se someterá al análisis no lineal. Puede observarse que el patrón obtenido guarda cierta similitud con el que se presenta en la figura 1.5.

<sup>2</sup>La norma sub-infinito es igual al mayor de los valores absolutos de las componentes del vector. Por tanto el vector normalizado tiene dicha componente igual a la unidad y el resto iguales o inferiores a ésta.

Análisis	$u_{r,min}$ (mm)	$u_{r,max}$ (mm)	$\sigma_{eq,max}$ (MPa)
Cálculo lineal geometría «ideal».	-21.14	21.021	143.856
Cálculo lineal geometría «imperfecta».	-32.212	32.072	143.524
Cálculo no lineal geometría «imperfecta».	-32.167	32.293	145.238

Cuadro 6.2: Principales resultados del análisis no lineal.

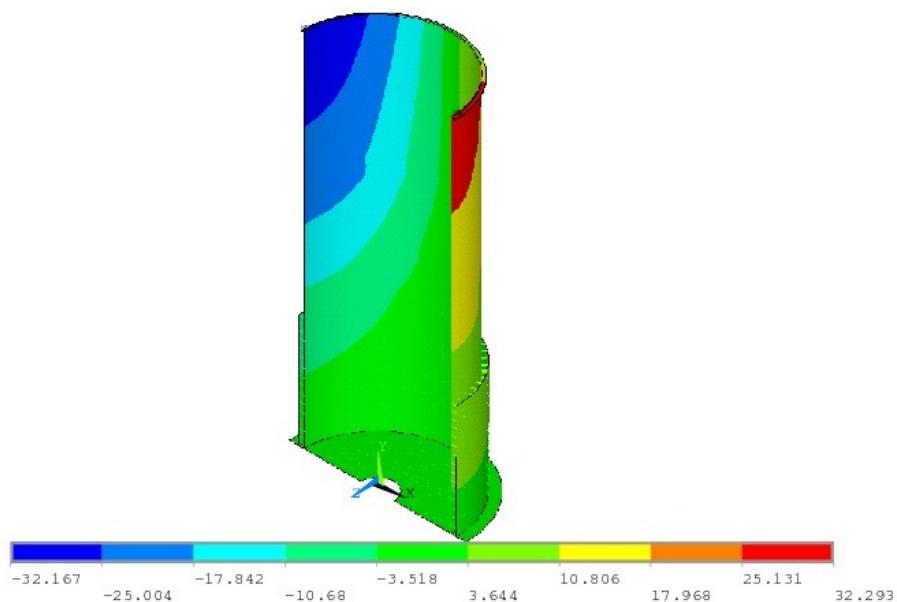


Figura 6.3: Análisis no lineal. Desplazamientos radiales (mm).

### 6.3. Análisis no lineal de la estructura

Una vez definidas las imperfecciones geométricas a introducir en el modelo y estudiado detalladamente el efecto de la acción sísmica se procede a realizar un análisis no lineal de la estructura sometida a las siguientes acciones:

- Carga permanente.
- Presión hidrostática correspondiente al nivel estático.
- Sismo.

En el cuadro 6.2 se resumen los resultados obtenidos del análisis no lineal y se comparan con los obtenidos en el cálculo lineal. Además para tener una idea del efecto que las imperfecciones introducidas en la geometría, producen en los resultados del análisis se ha realizado un análisis elástico considerando la geometría «imperfecta».

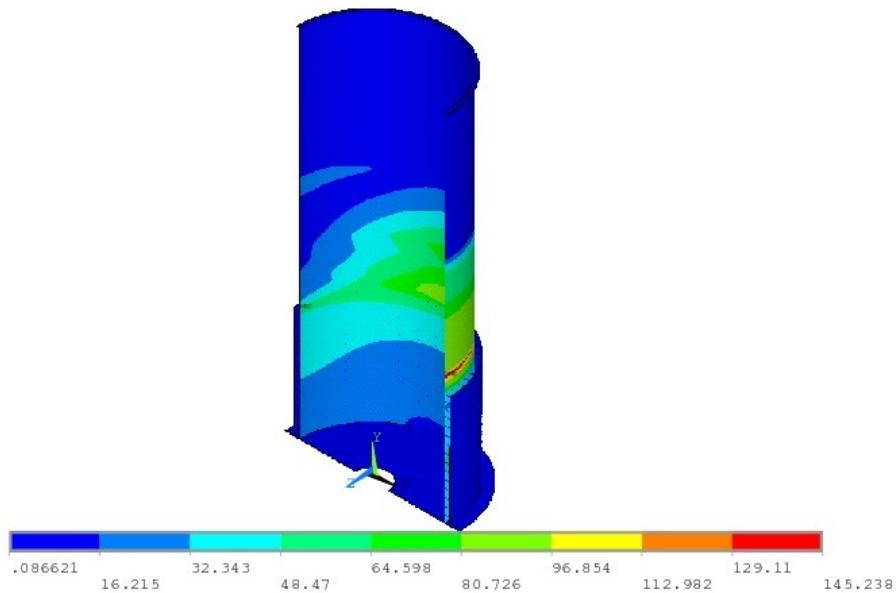


Figura 6.4: Análisis no lineal. Tensión equivalente de Von Mises (MPa).

## 6.4. Conclusión

De los resultados obtenidos del análisis no lineal (ver tabla 6.2) se desprende que, si bien los desplazamiento y las tensiones son algo superiores a las obtenidas en la hipótesis de comportamiento lineal de la estructura, sus valores se hallan lejos de alcanzar los admisibles. Por tanto el diseño de la estructura ofrece una seguridad suficiente frente a fenómenos de inestabilidad de la pared del depósito.

# Bibliografía

- [1] Ordóñez Villalobos, Arturo et al., *Utilización de pre y post-procesadores en la aplicación del método de los elementos finitos, en problemas de la ingeniería estructural*, Recopilación de las comunicaciones presentadas en el primer simposium nacional sobre aplicaciones del método de los elementos finitos en ingeniería (Barcelona: E. Oñate, E. E. Alonso, M. Casteleiro 1982).
- [2] Wood, R.H., *The reinforcement of slabs in accordance with a pre-determined field of moments*. (Concrete, Febrero 1968).
- [3] Gupta, A.K., *Poposed addition to proposed ACI standard code REf. for N.S.R.C.S.* (ACI Journal, Julio 1976).
- [4] Fabio F. Taucer et al., *A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced conccrete structures*. (EERC University of California, Berkeley. 1991).
- [5] Luis C. Pérez Tato, *Análisis de secciones compuestas mediante modelos de fibras*. (2007).

## **Apéndice A**

### **Estructura metálica. Gráficos de resultados**

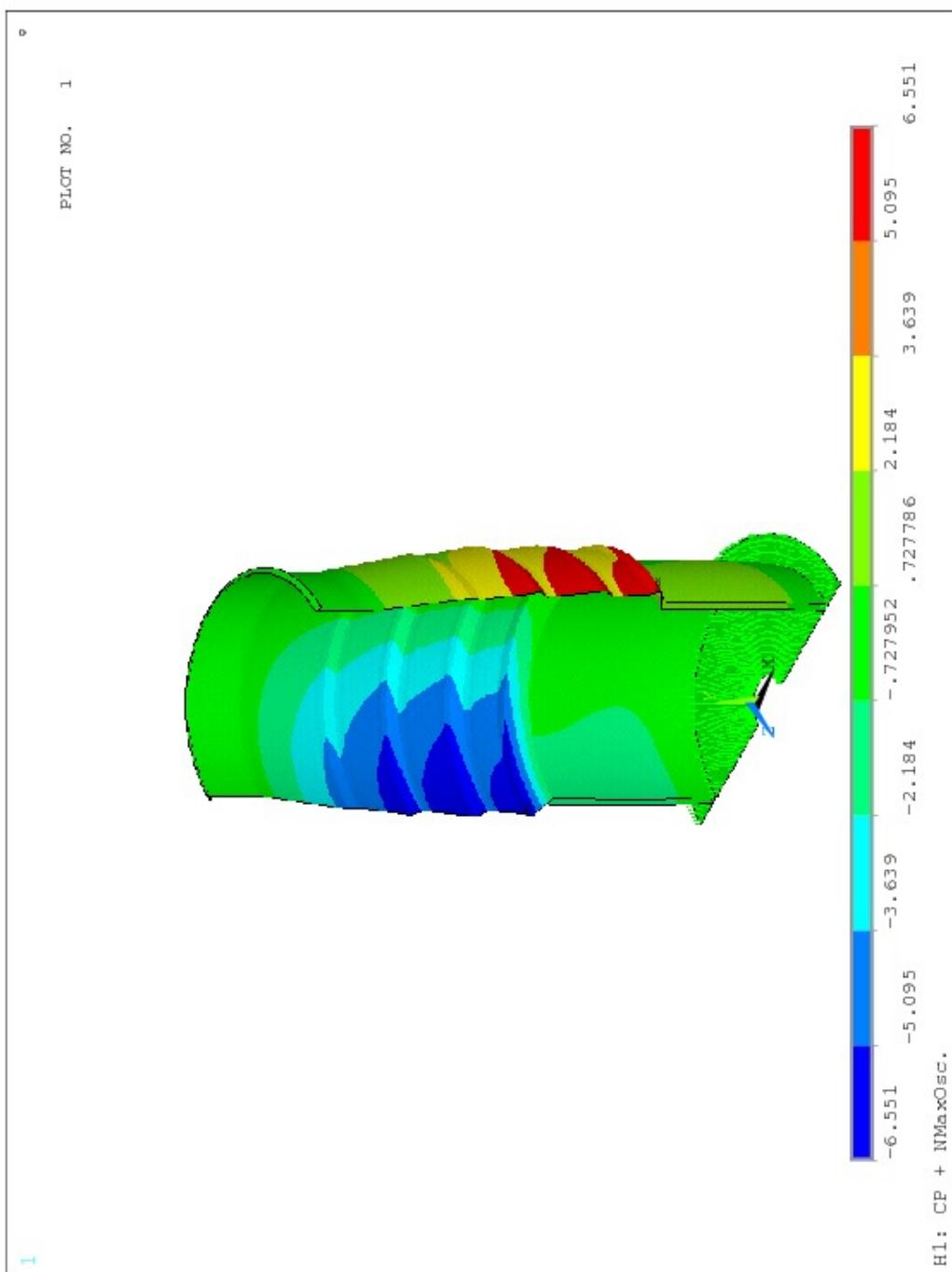


Figura A.1: Estructura metálica. H1: Carga permanente + Nivel de máxima oscilación (450,11). Desplazamiento radial (mm).

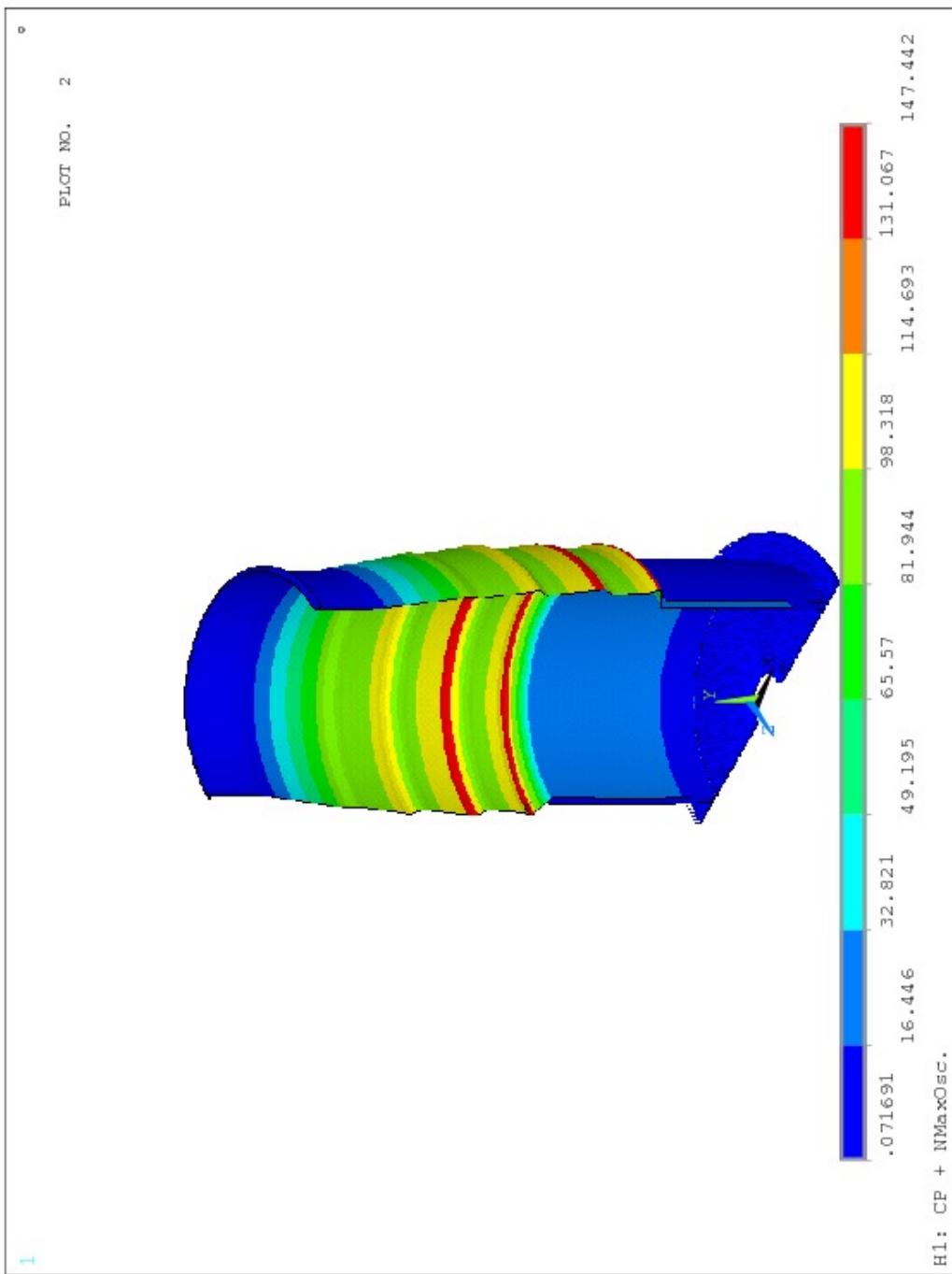


Figura A.2: Estructura metálica. H1: Carga permanente + Nivel de máxima oscilación (450,11). Tensión equivalente de Von Mises (MPa).

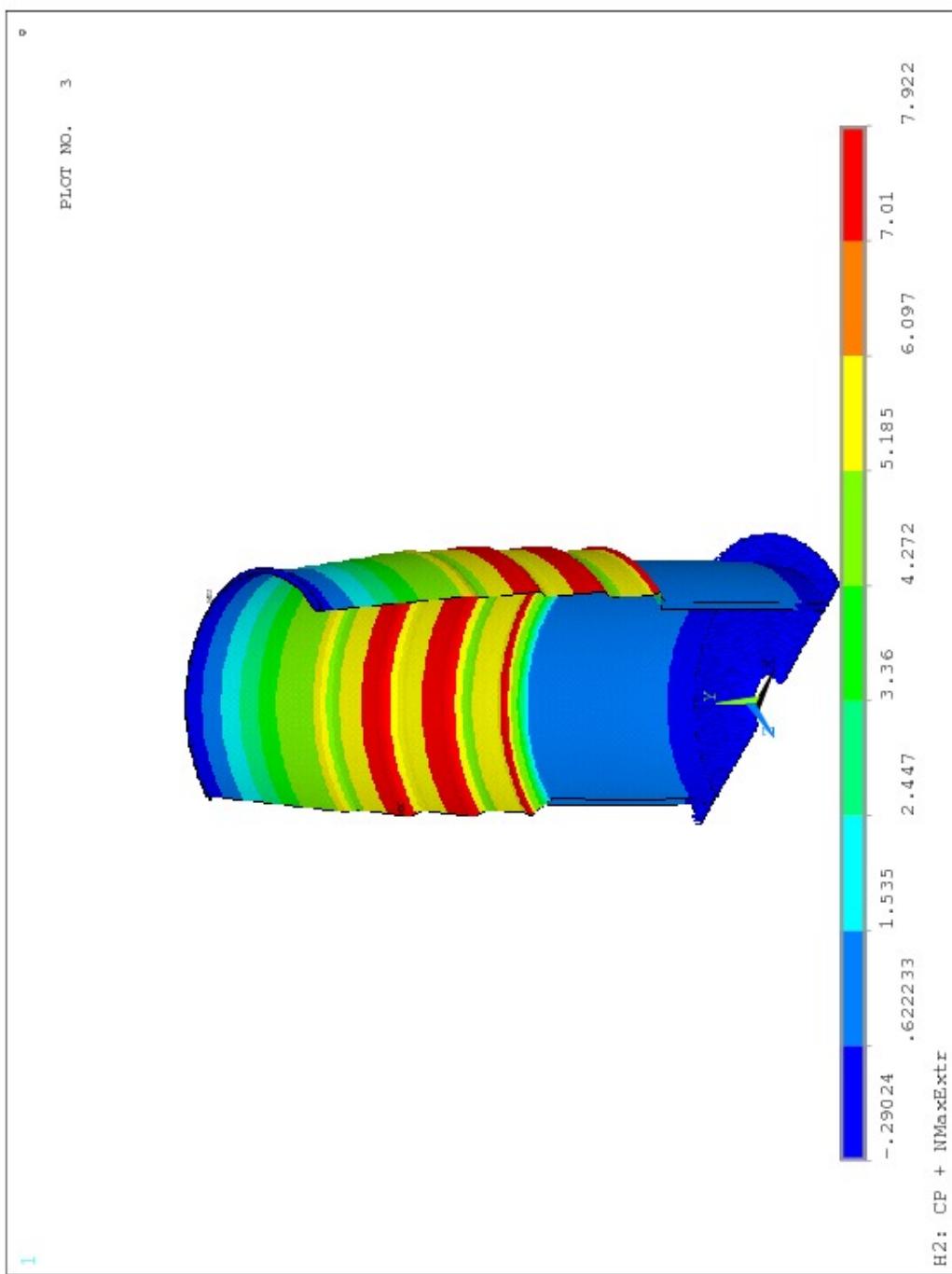


Figura A.3: Estructura metálica. H2: Carga permanente + Nivel de máxima oscilación extraordinaria (454,60). Desplazamiento radial (mm).

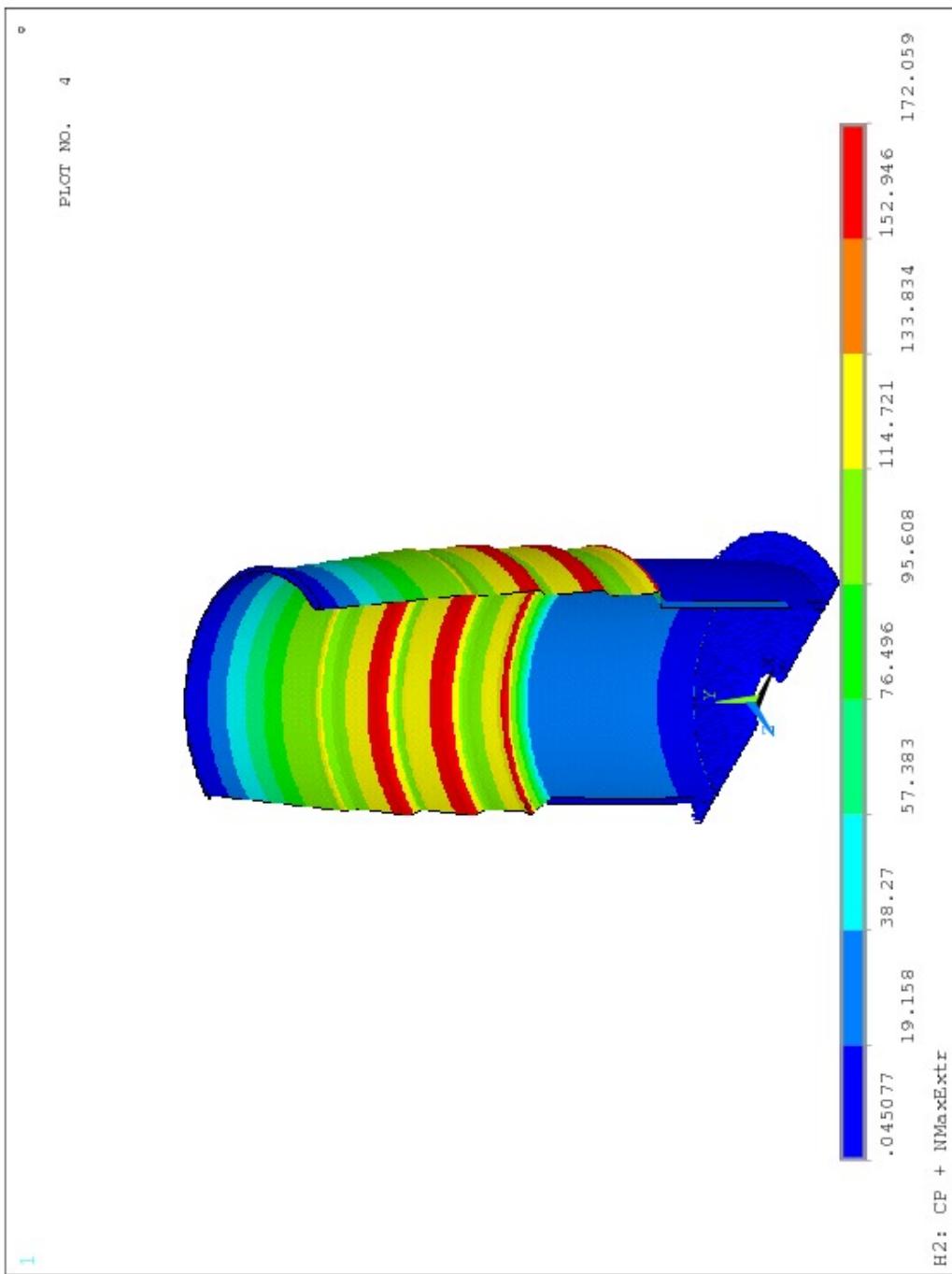


Figura A.4: Estructura metálica. H2: Carga permanente + Nivel de máxima oscilación extraordinario (454,60). Tensión equivalente de Von Mises (MPa).

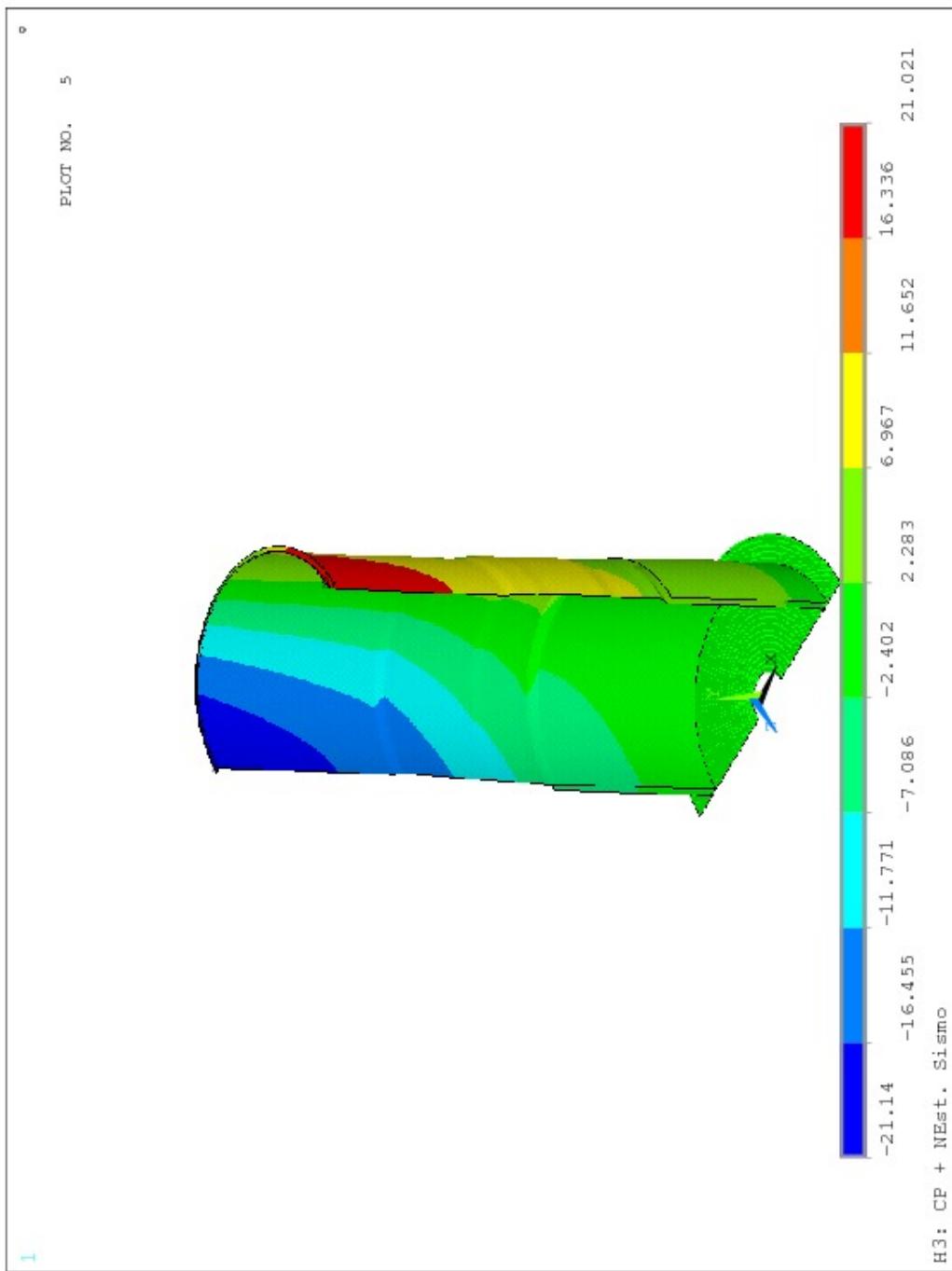


Figura A.5: Estructura metálica. H3: Carga permanente + Nivel estático (437,20) + Sismo . Desplazamiento radial (mm).

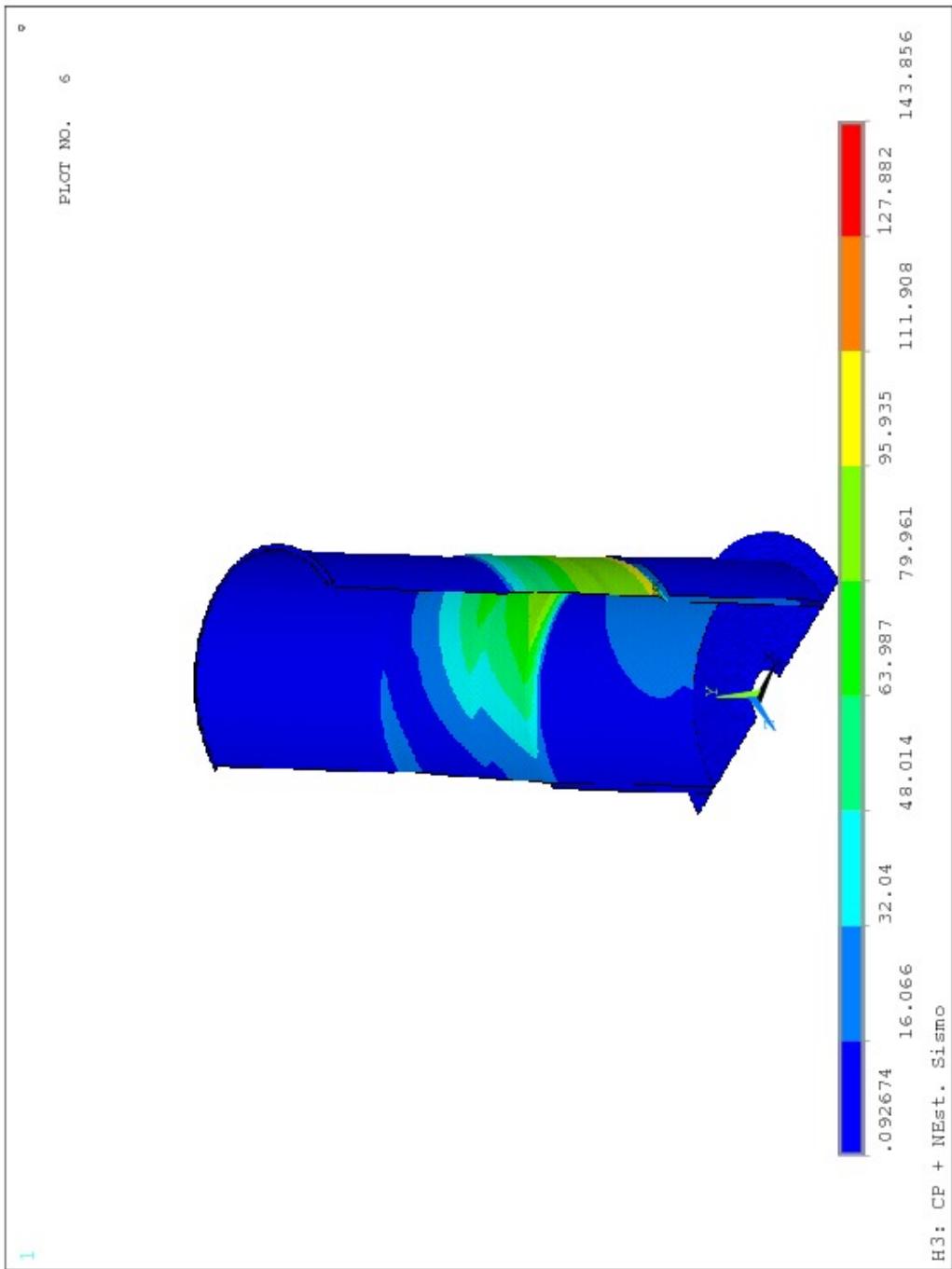


Figura A.6: Estructura metálica. H3: Carga permanente + Nivel estático (437,20) + Sismo . Tensión equivalente de Von Mises (MPa).

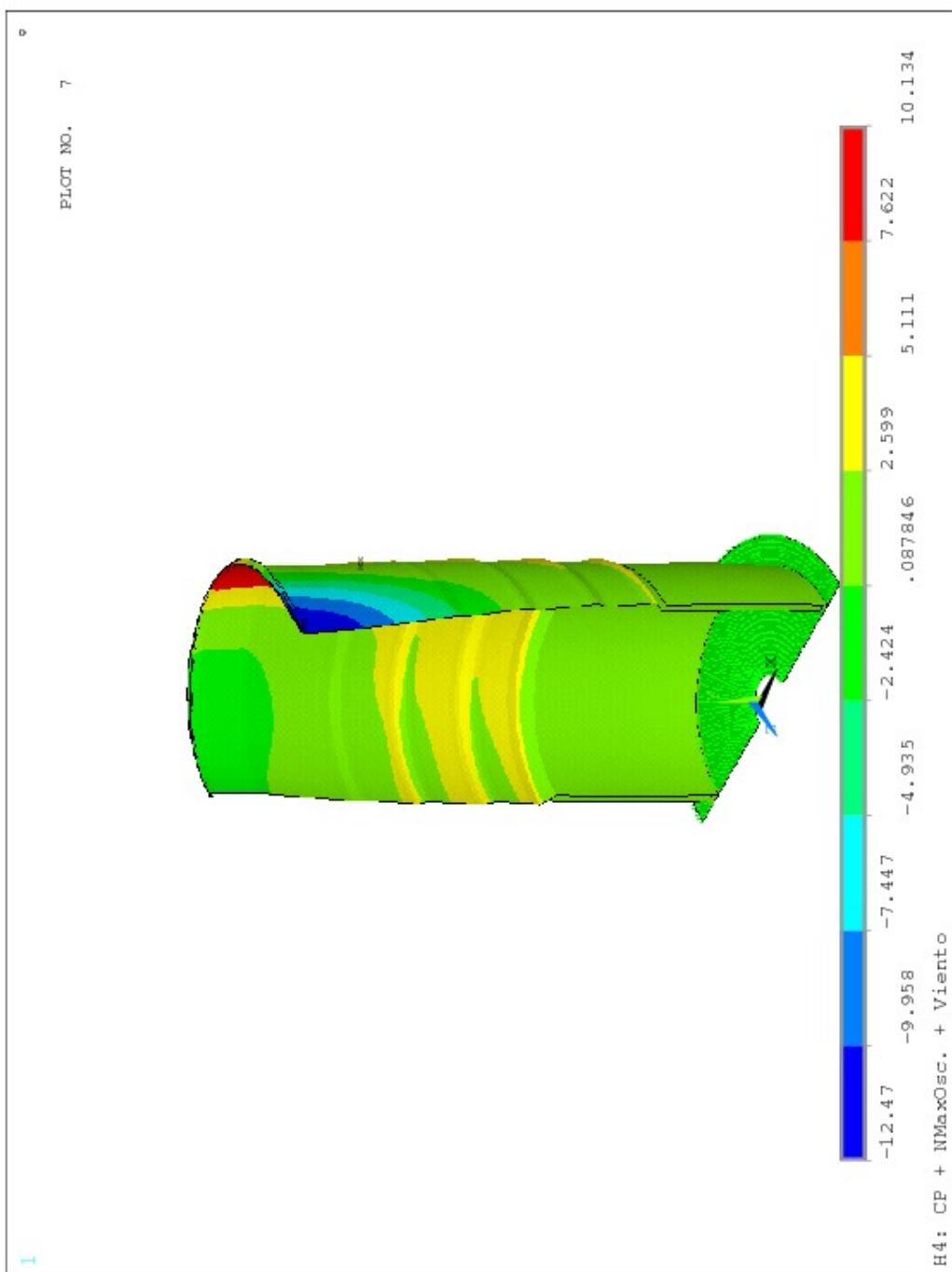


Figura A.7: Estructura metálica. H4: Carga permanente + Nivel de máxima oscilación (450,11) + Viento. Desplazamiento radial (mm).

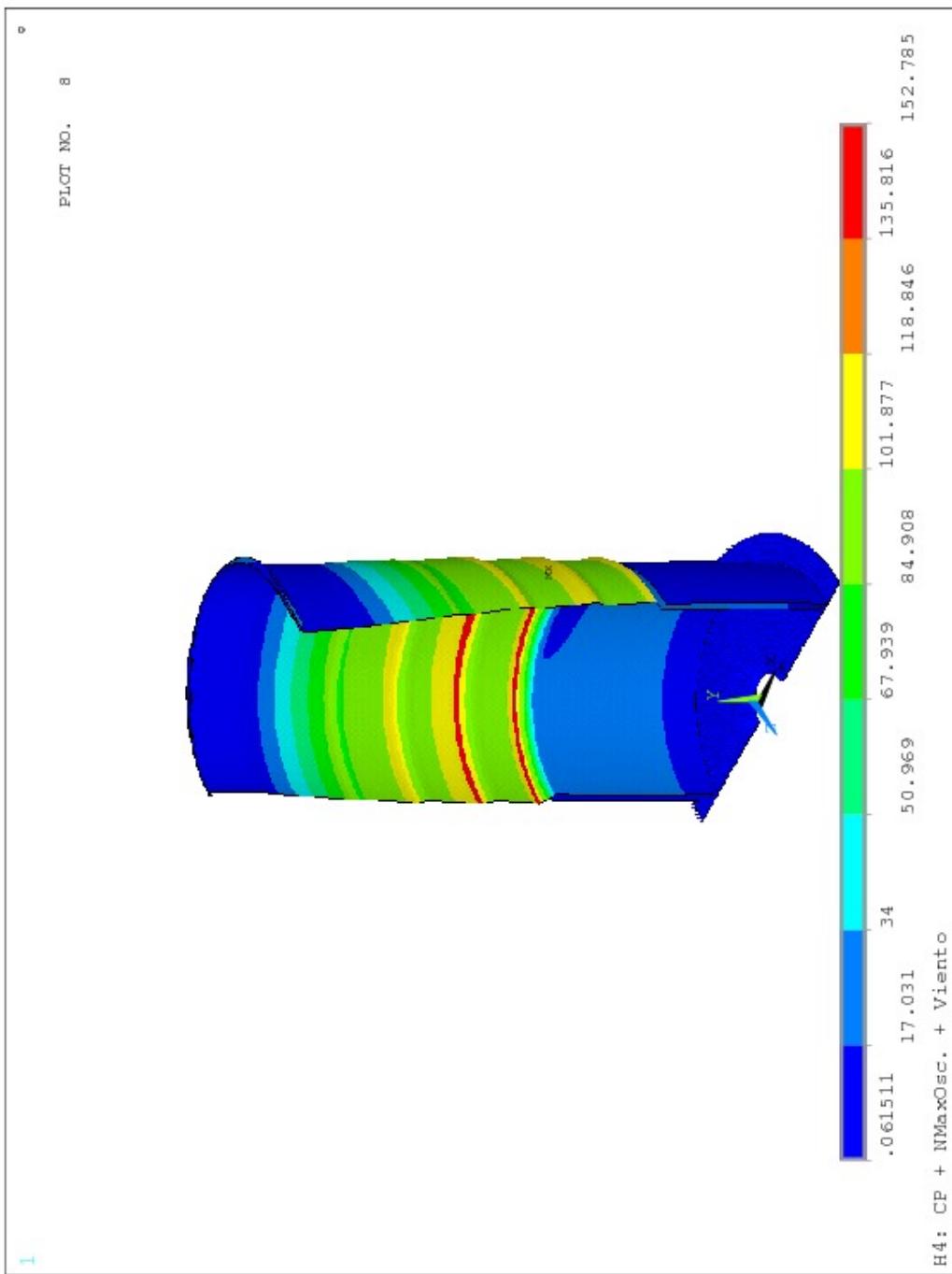


Figura A.8: Estructura metálica. H4: Carga permanente + Nivel de máxima oscilación (450,11) + Viento. Tensión equivalente de Von Mises (MPa).

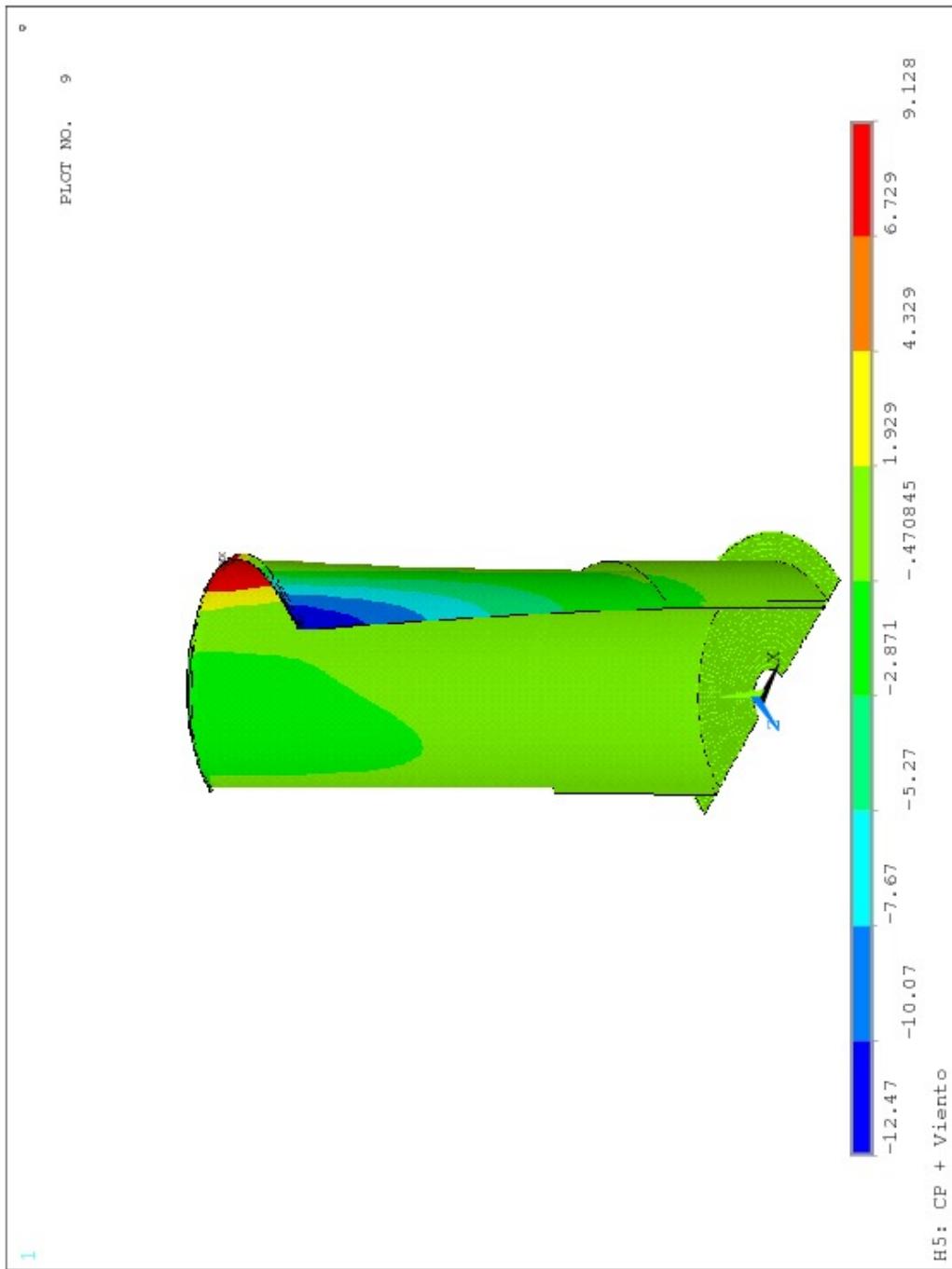


Figura A.9: Estructura metálica. H5: Carga permanente + Viento. Desplazamiento radial (mm).

APÉNDICE A. ESTRUCTURA METÁLICA. GRÁFICOS DE RESULTADOS

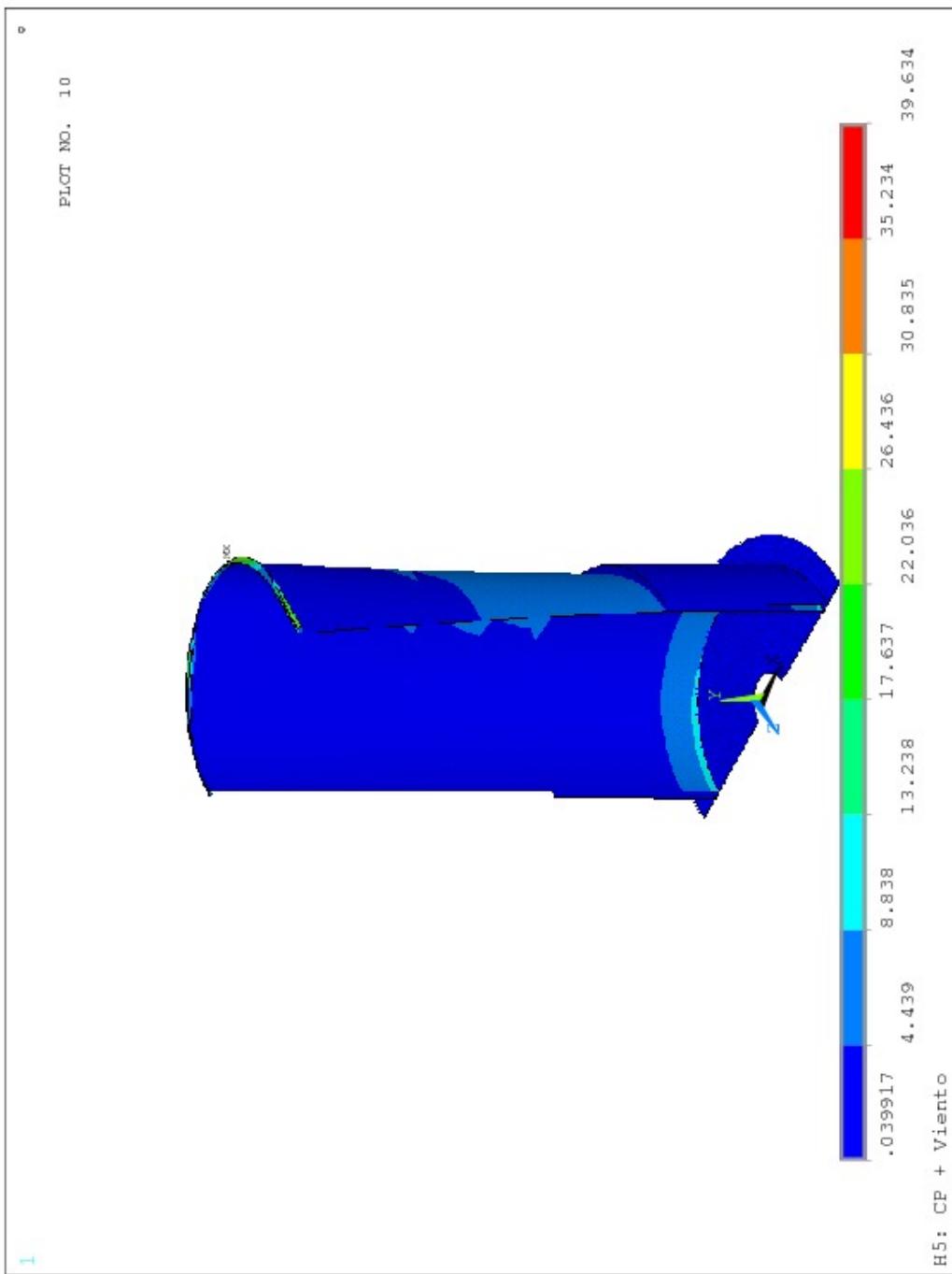


Figura A.10: Estructura metálica. H5: Carga permanente + Viento. Tensión equivalente de Von Mises (MPa).

## **Apéndice B**

### **Estructura de hormigón. Desplazamientos, esfuerzos y presiones sobre el terreno. Gráficos de resultados**

#### **B.1. Desplazamientos y esfuerzos**

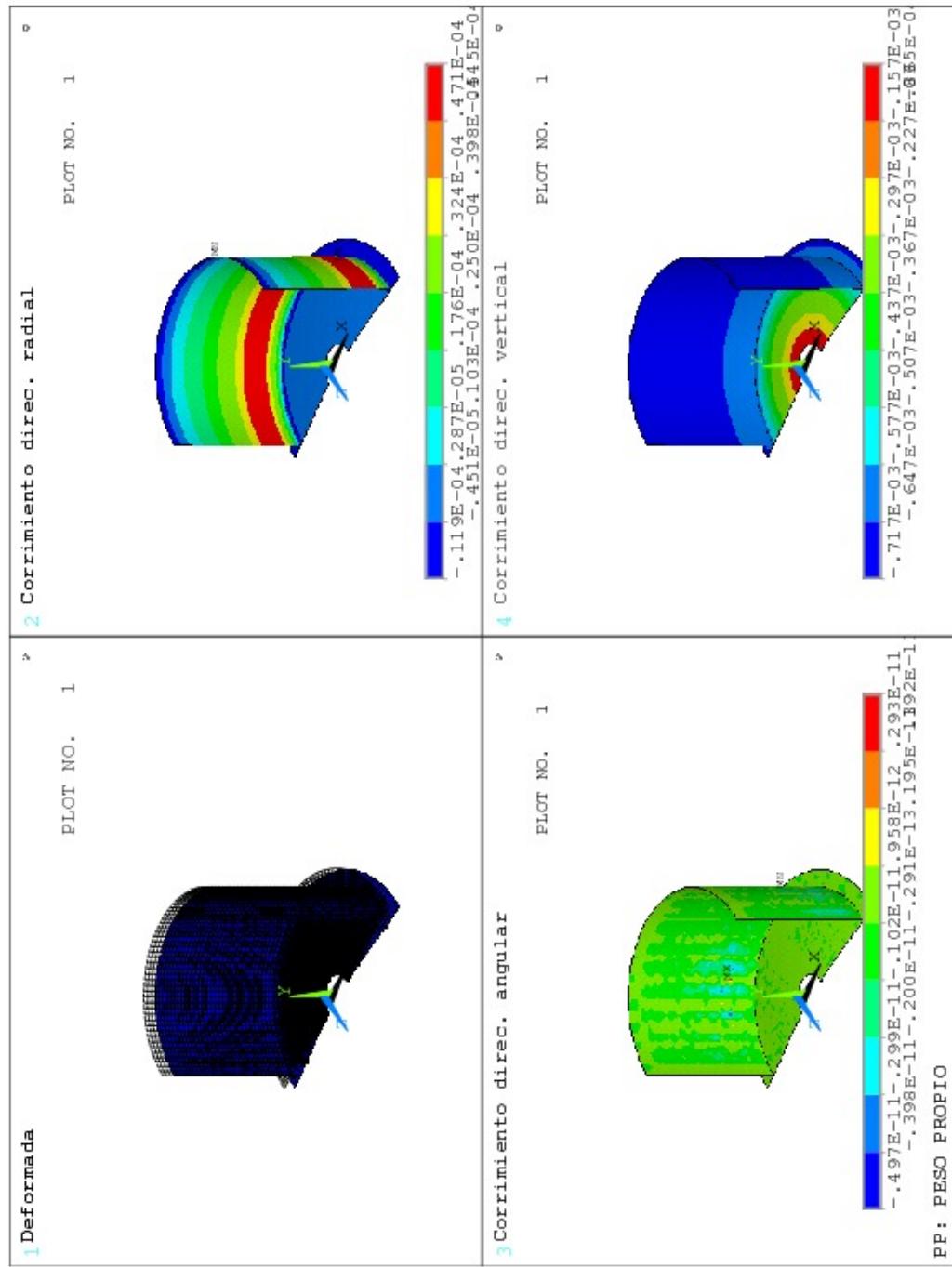


Figura B.1: Estructura de hormigón. Peso propio (PP). Desplazamientos (m)

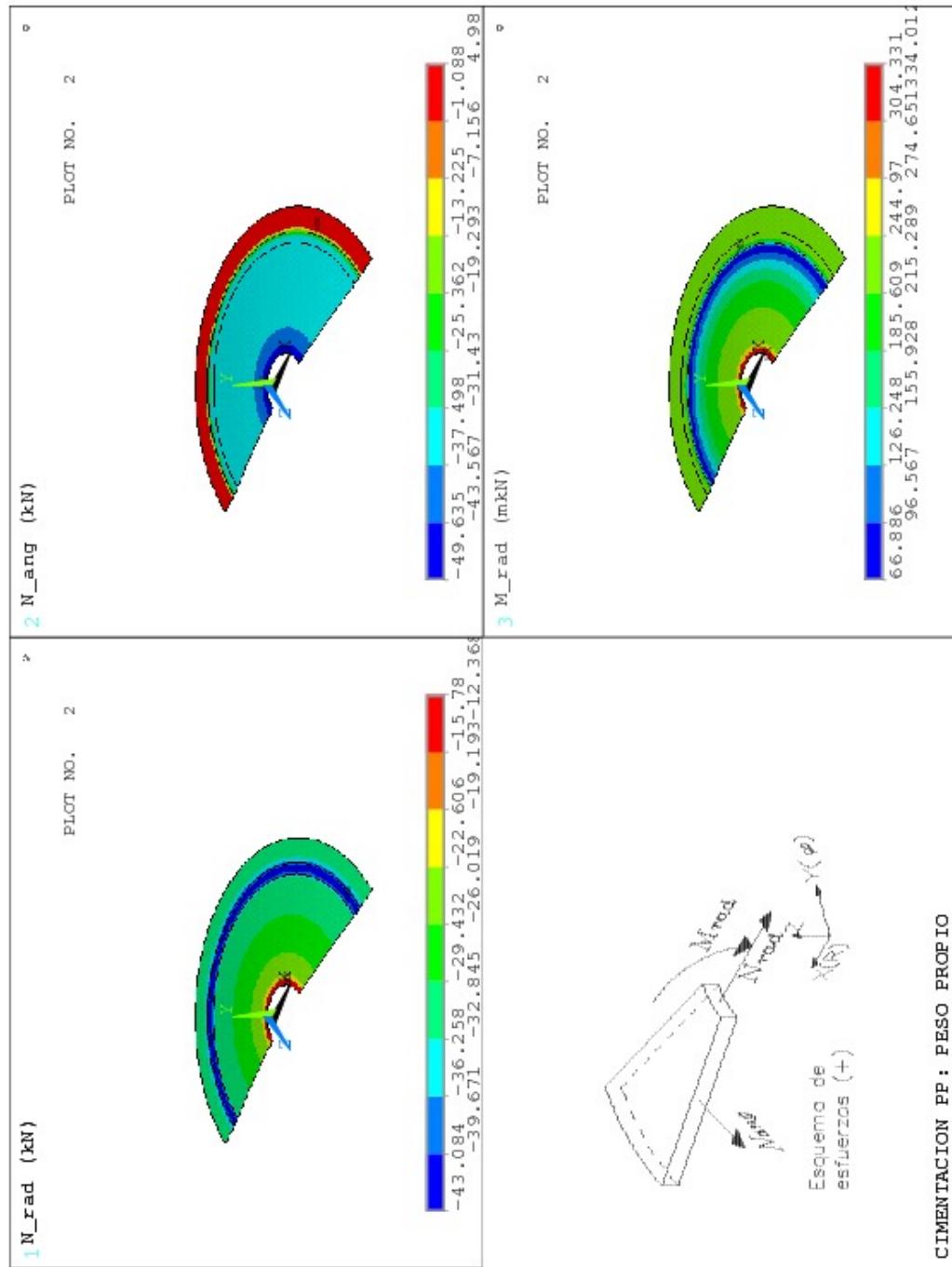


Figura B.2: Estructura de hormigón. Peso propio (PP). Losa de cimentación. Esfuerzos (I)

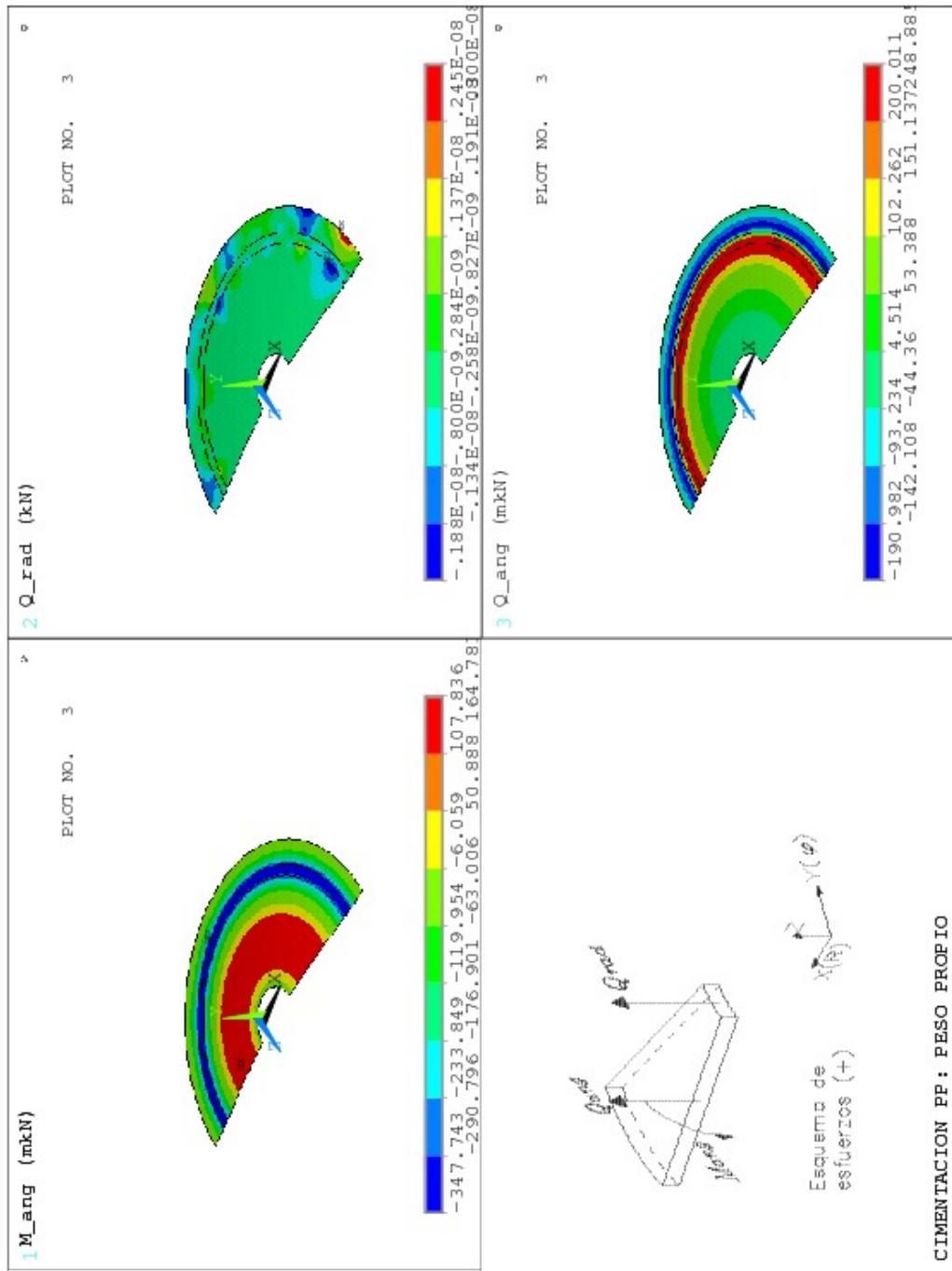


Figura B.3: Estructura de hormigón. Peso propio (PP). Losa de cimentación. Esfuerzos (II)

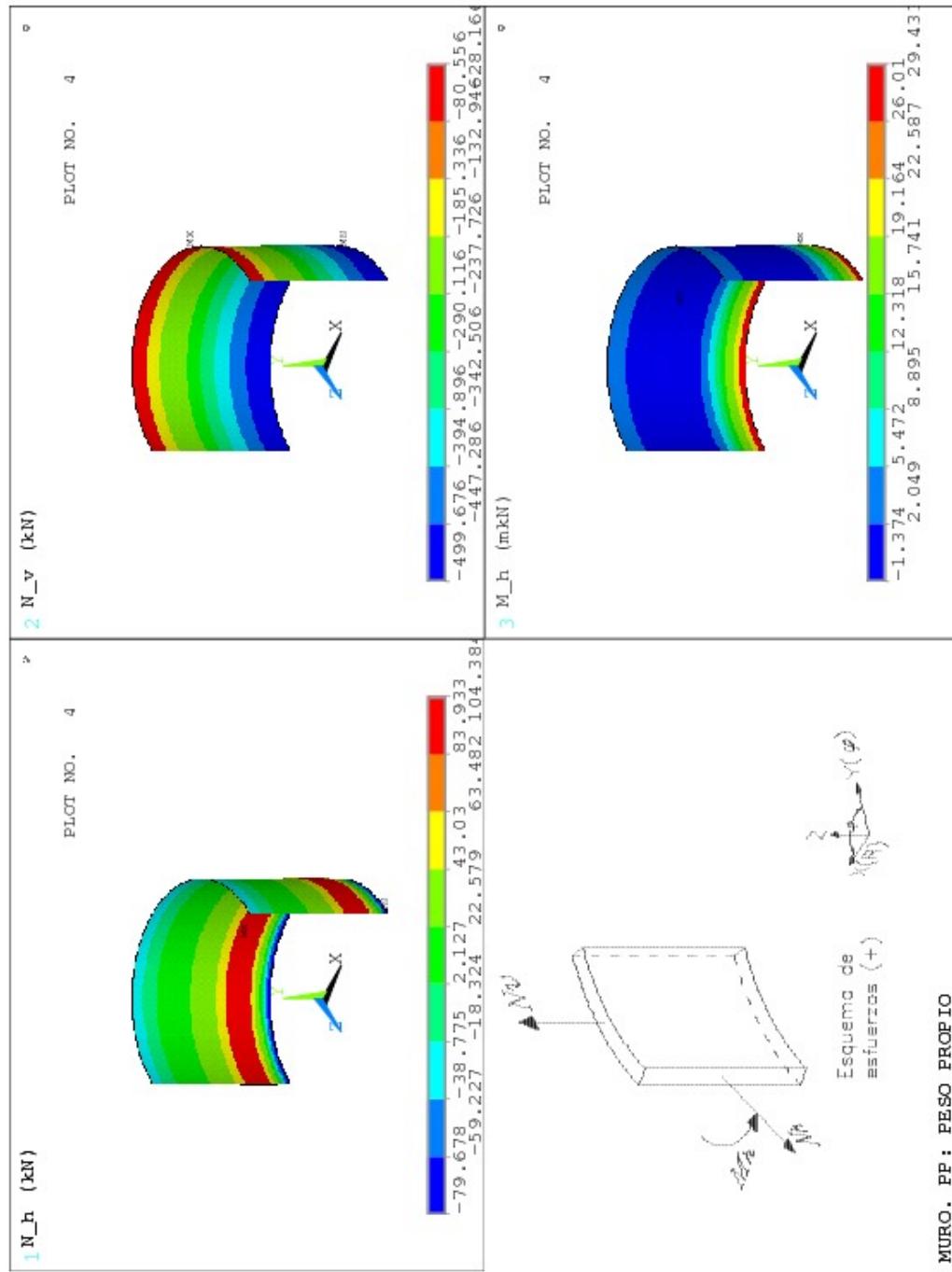


Figura B.4: Estructura de hormigón. Peso propio (PP). Muro. Esfuerzos (I)

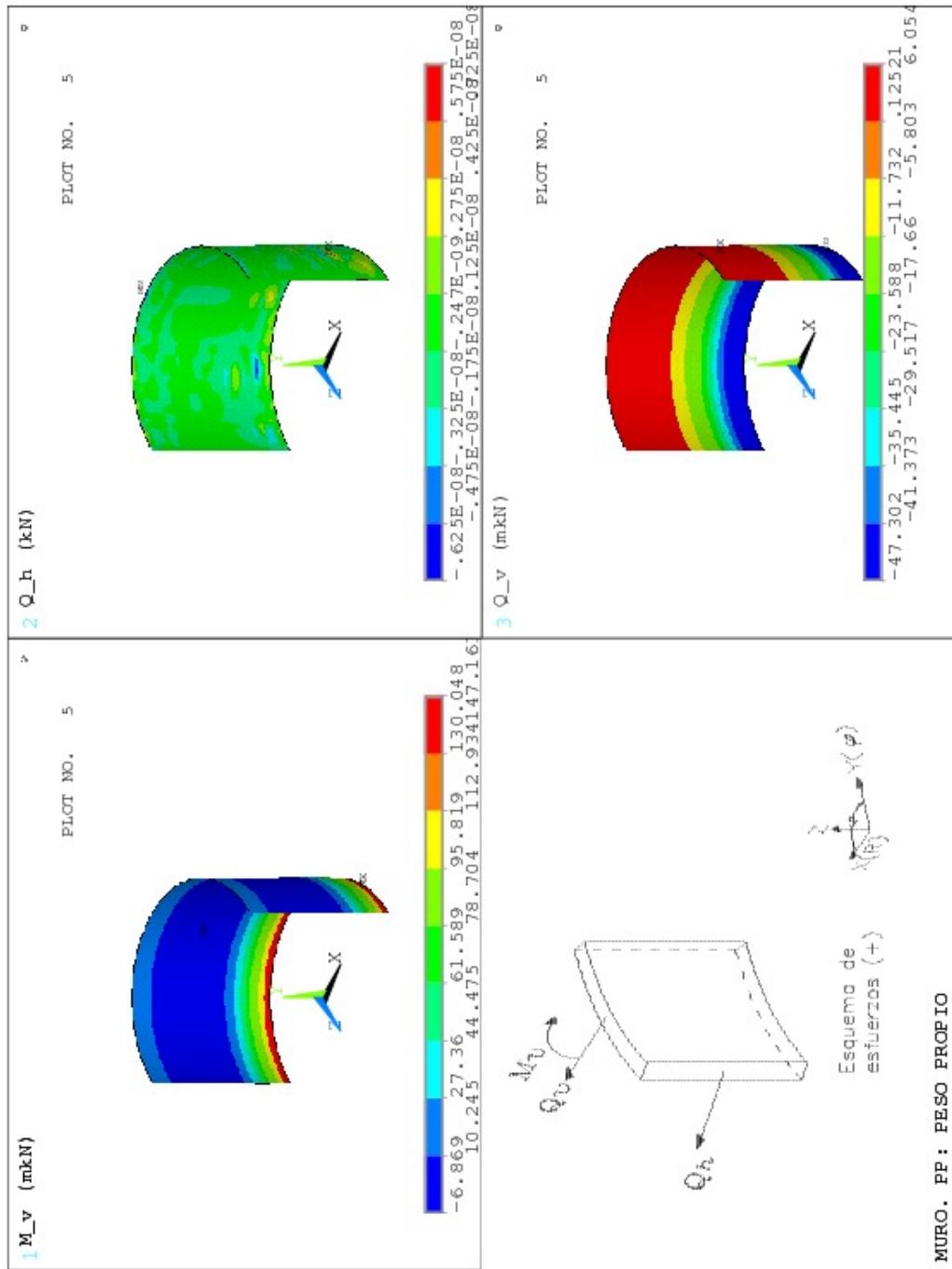


Figura B.5: Estructura de hormigón. Peso propio (PP). Muro. Esfuerzos (II)

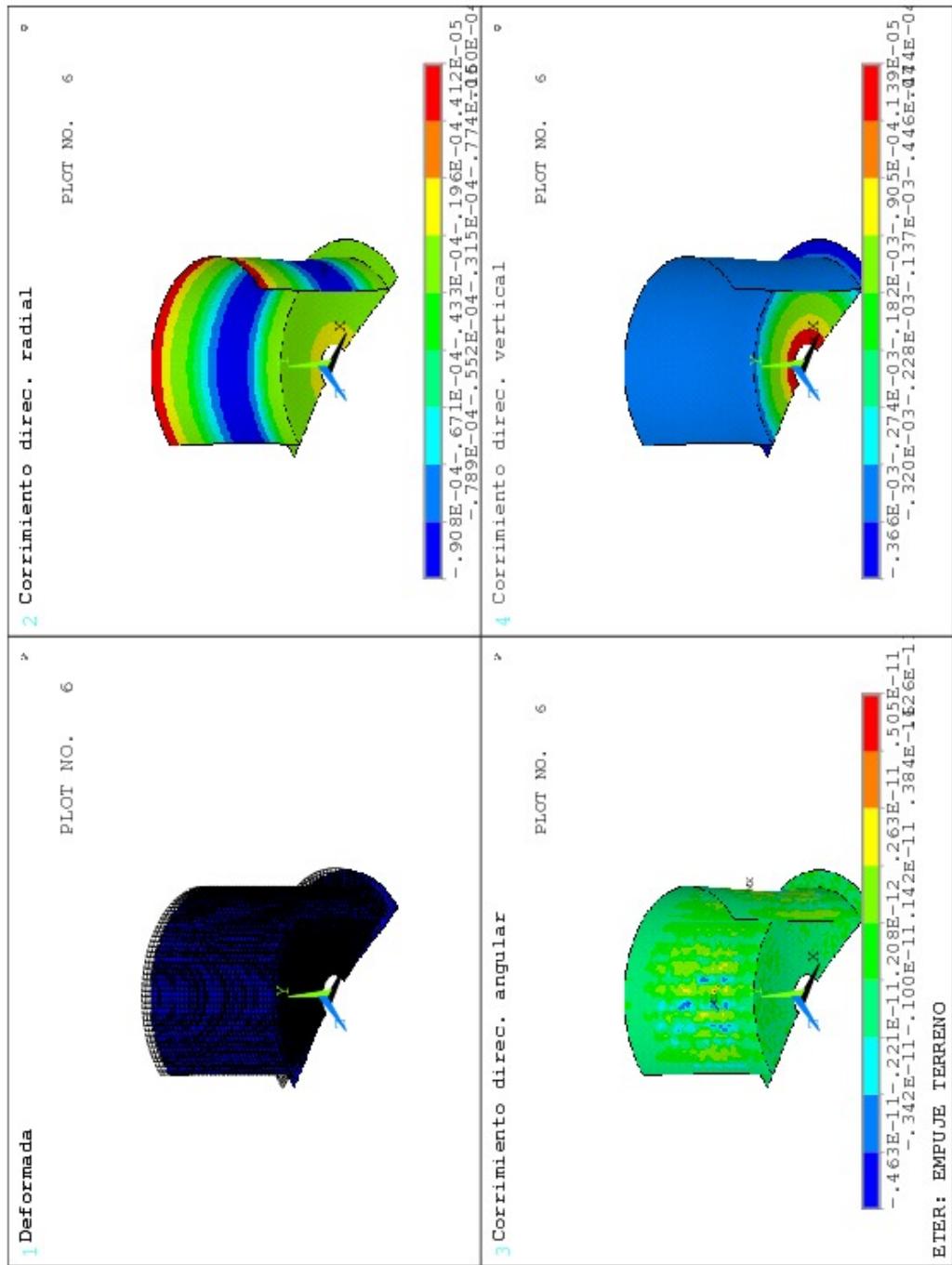


Figura B.6: Estructura de hormigón. Empuje del terreno (ETER). Desplazamientos (m)

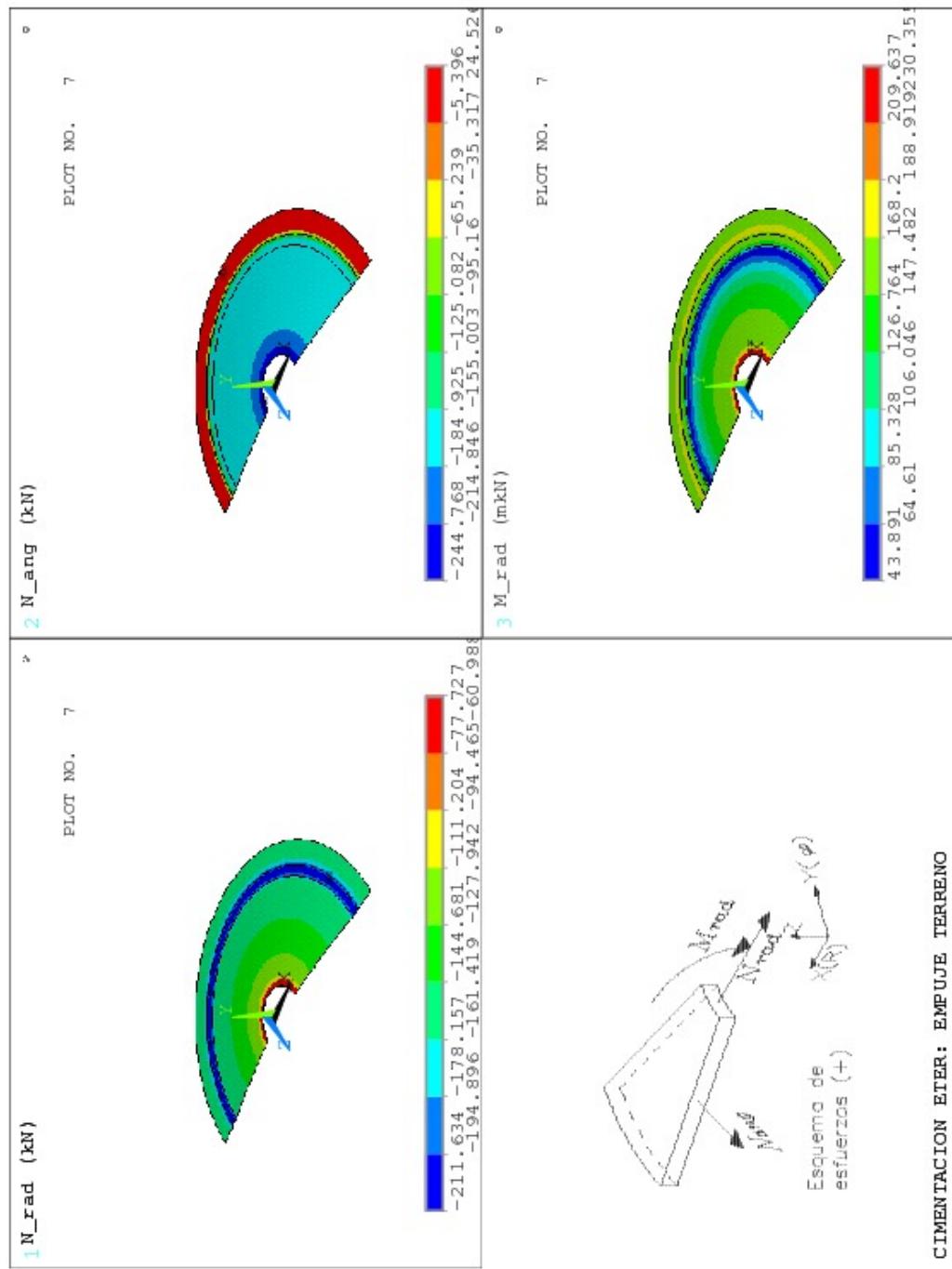


Figura B.7: Estructura de hormigón. Empuje del terreno (ETER). Losa de cimentación. Esfuerzos (I)

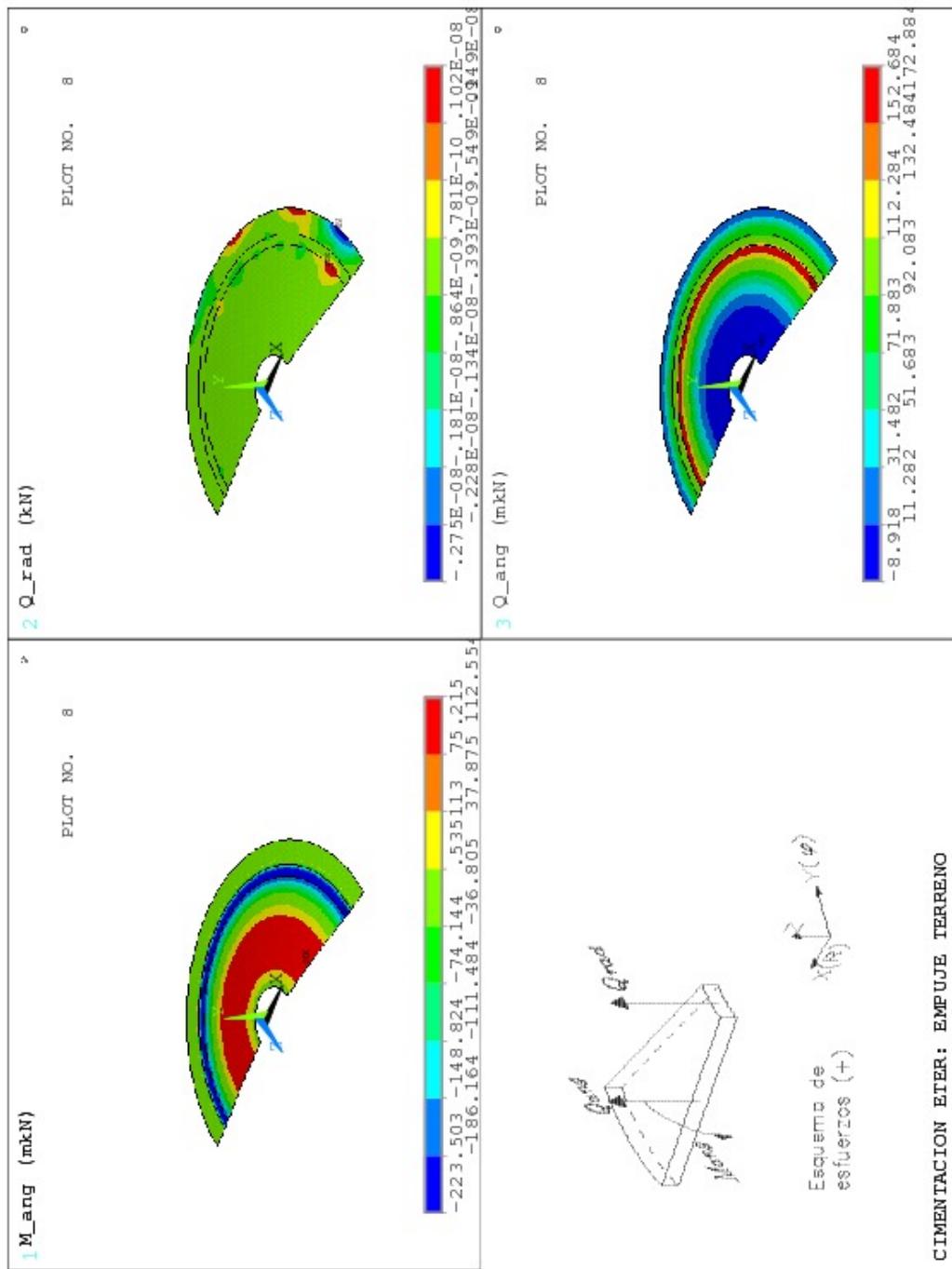


Figura B.8: Estructura de hormigón. Empuje del terreno (ETER). Losa de cimentación. Esfuerzos (II)

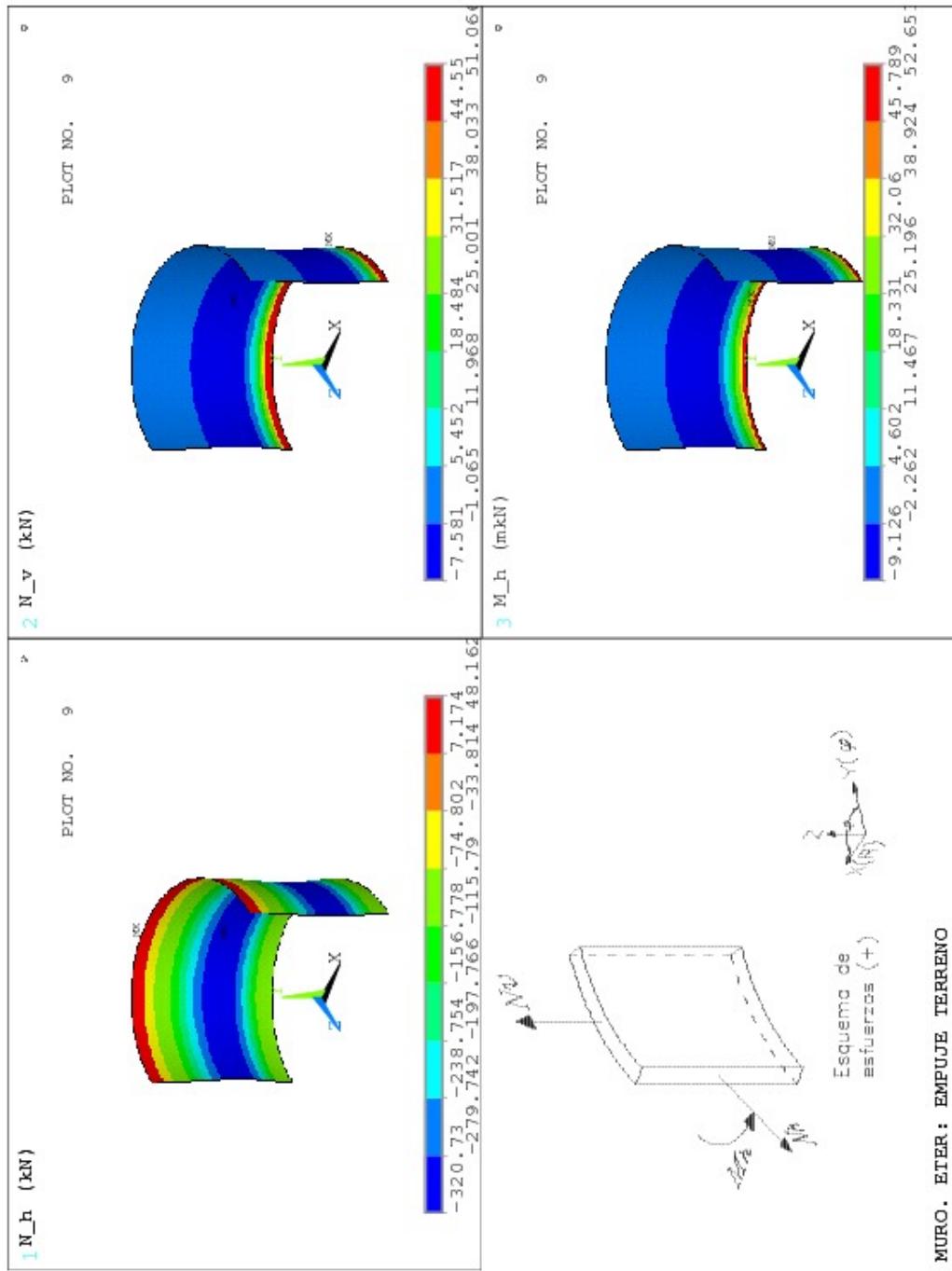


Figura B.9: Estructura de hormigón. Empuje del terreno (ETER). Muro. Esfuerzos (I)

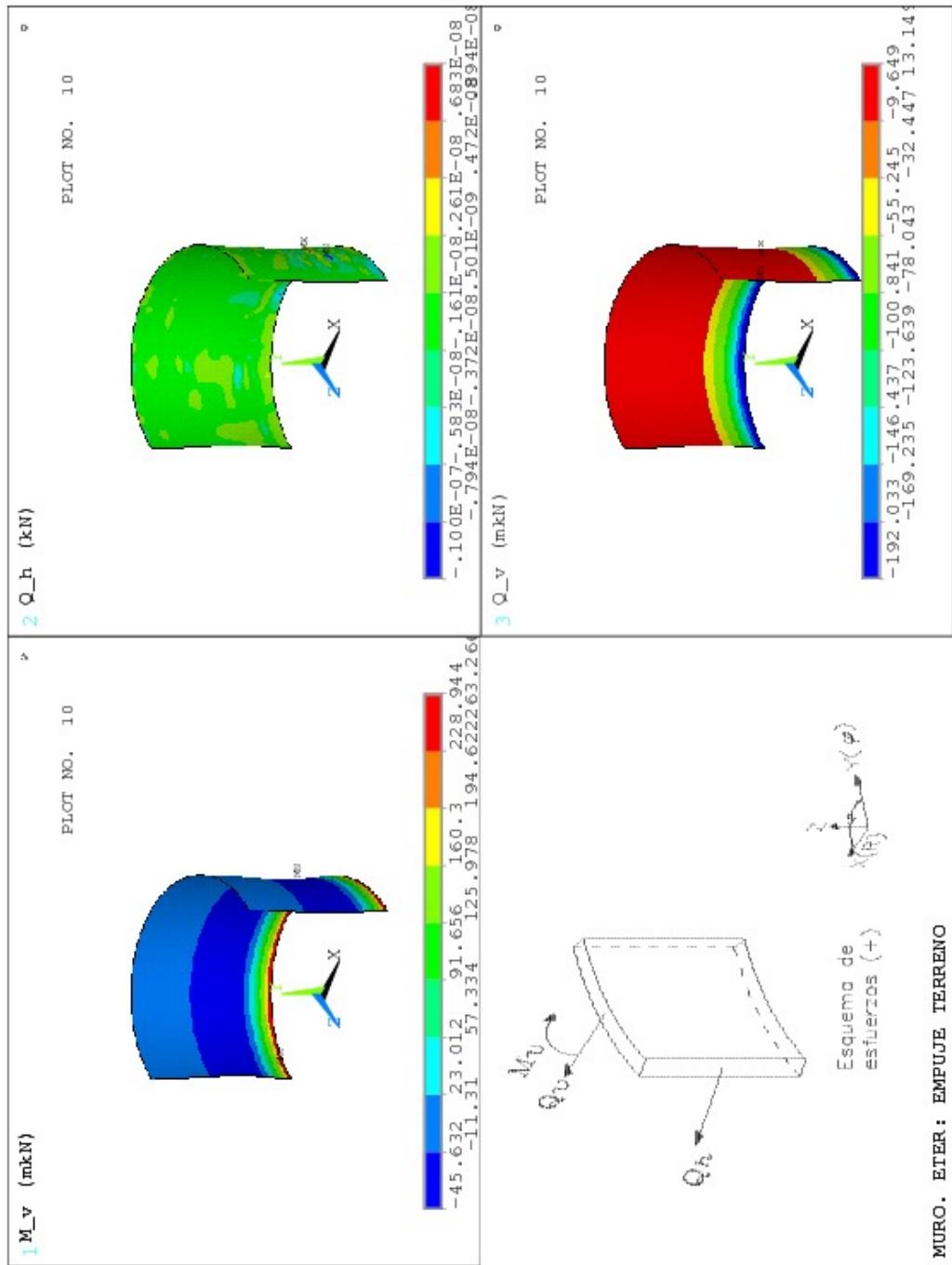


Figura B.10: Estructura de hormigón. Empuje del terreno (ETER). Muro. Esfuerzos (II)

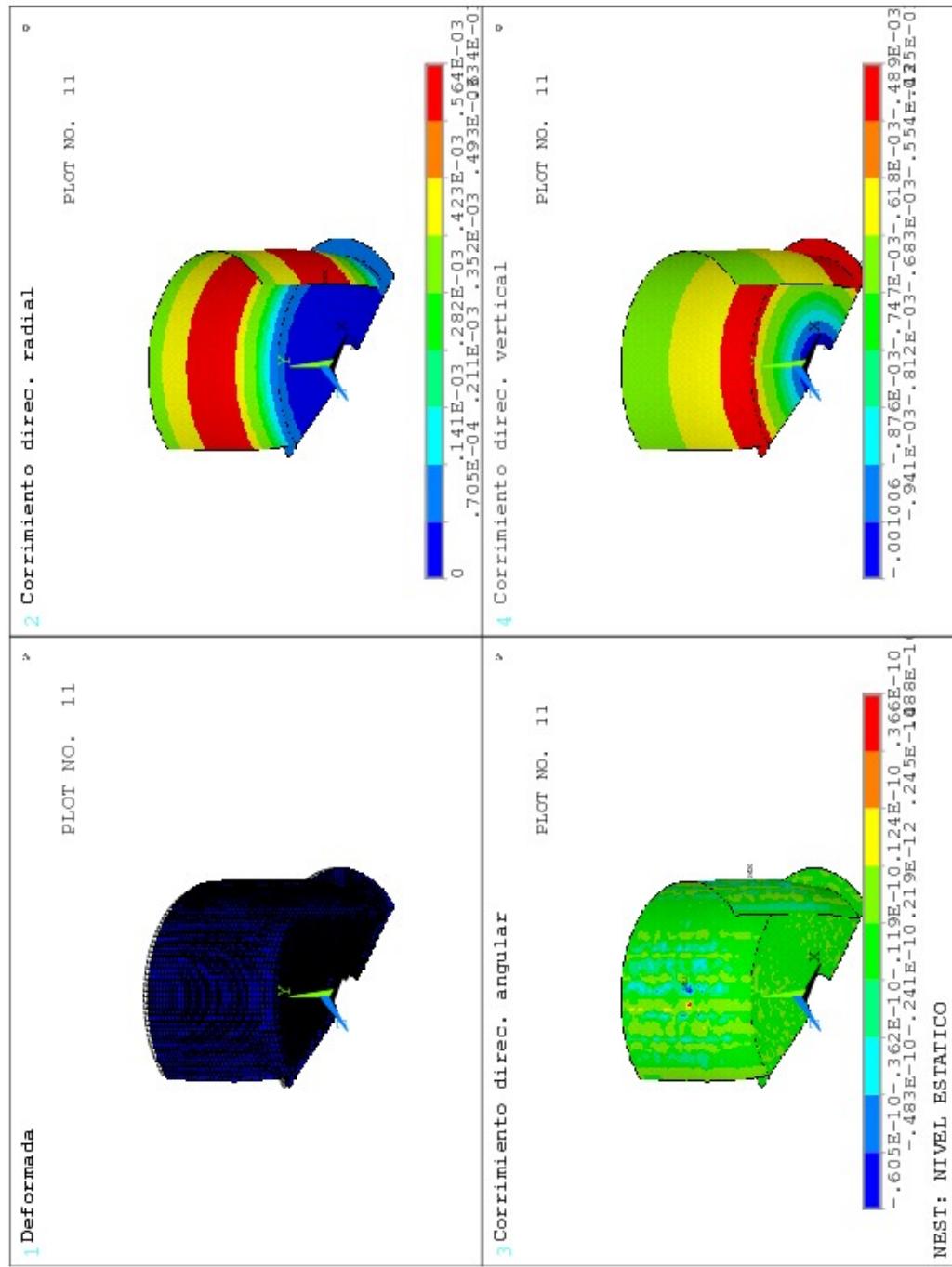


Figura B.11: Estructura de hormigón. Nivel de agua estático (NEST). Desplazamientos (m)

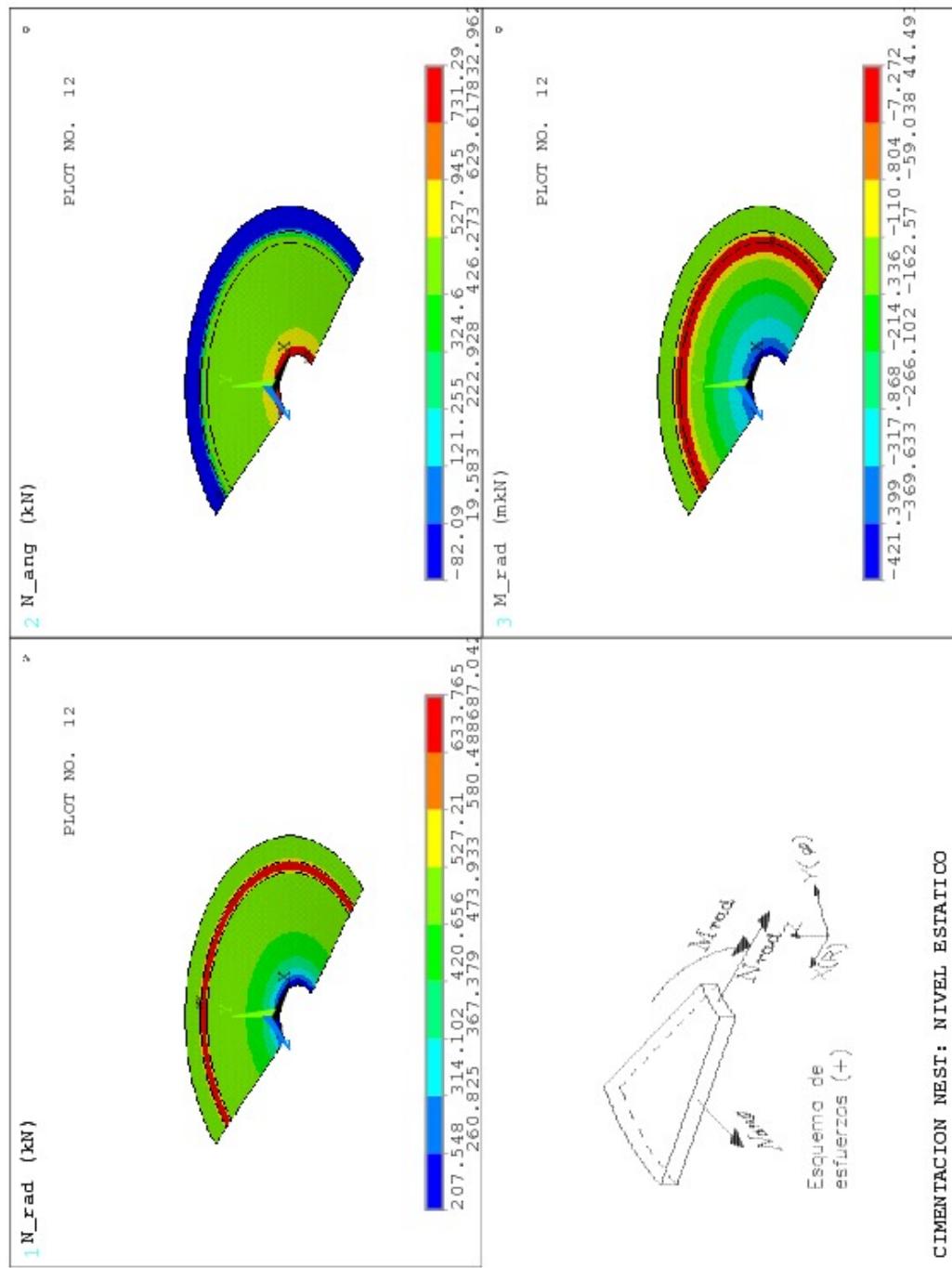


Figura B.12: Estructura de hormigón. Nivel de agua estático (NEST). Losa de cimentación. Esfuerzos (I)

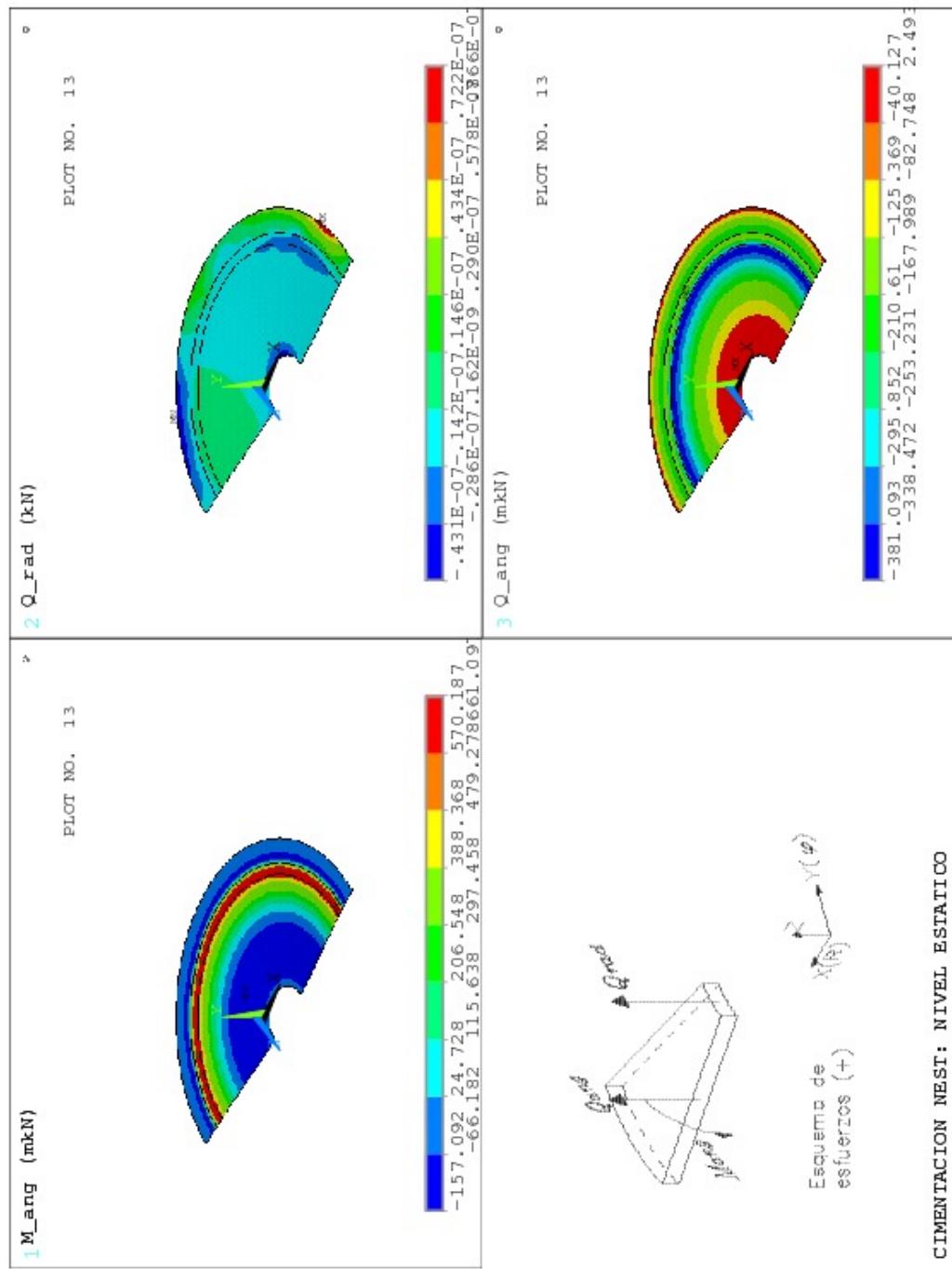


Figura B.13: Estructura de hormigón. Nivel de agua estático (NEST). Losa de cimentación. Esfuerzos (II)

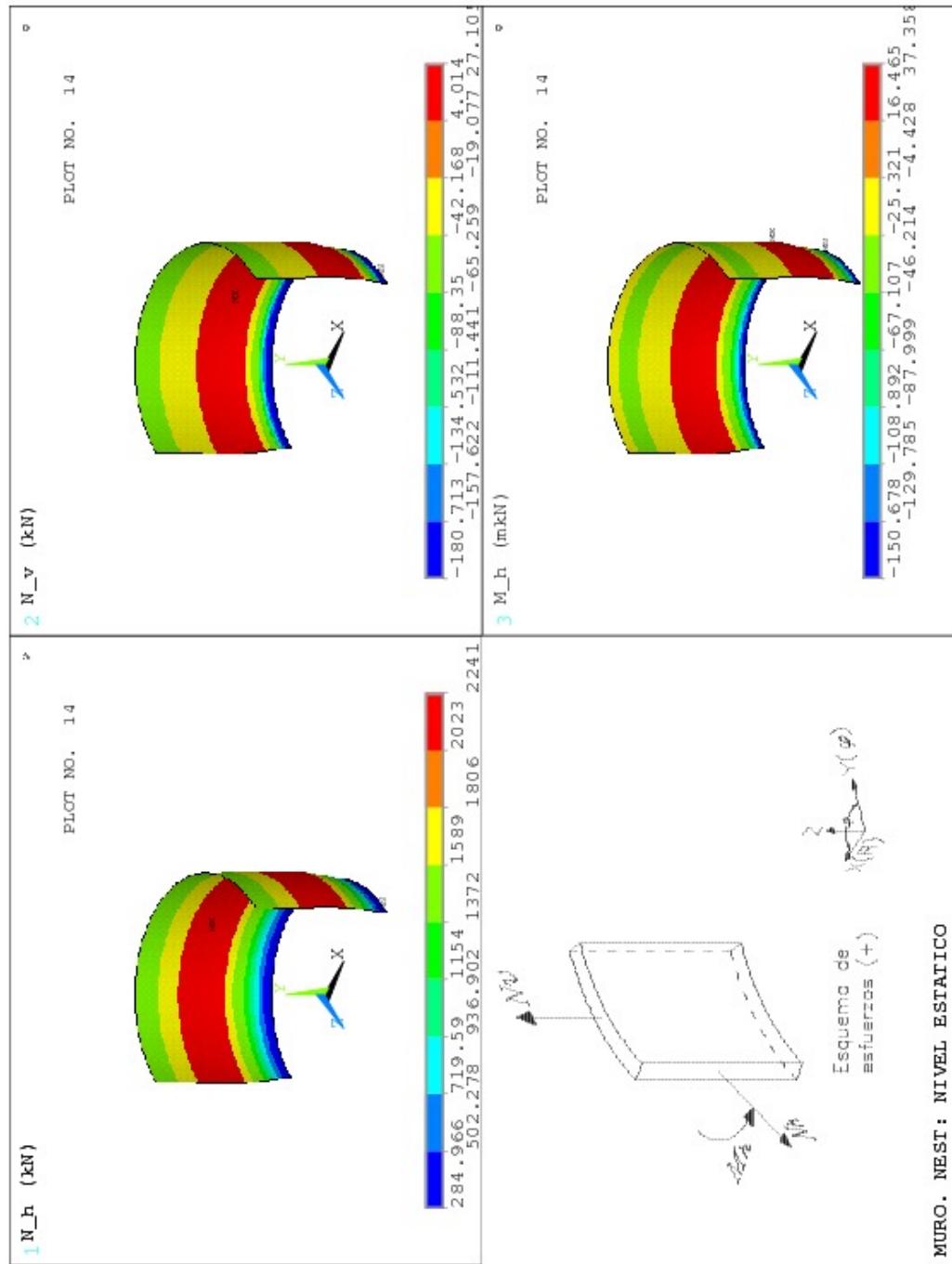


Figura B.14: Estructura de hormigón. Nivel de agua estático (NEST). Muro. Esfuerzos (I)

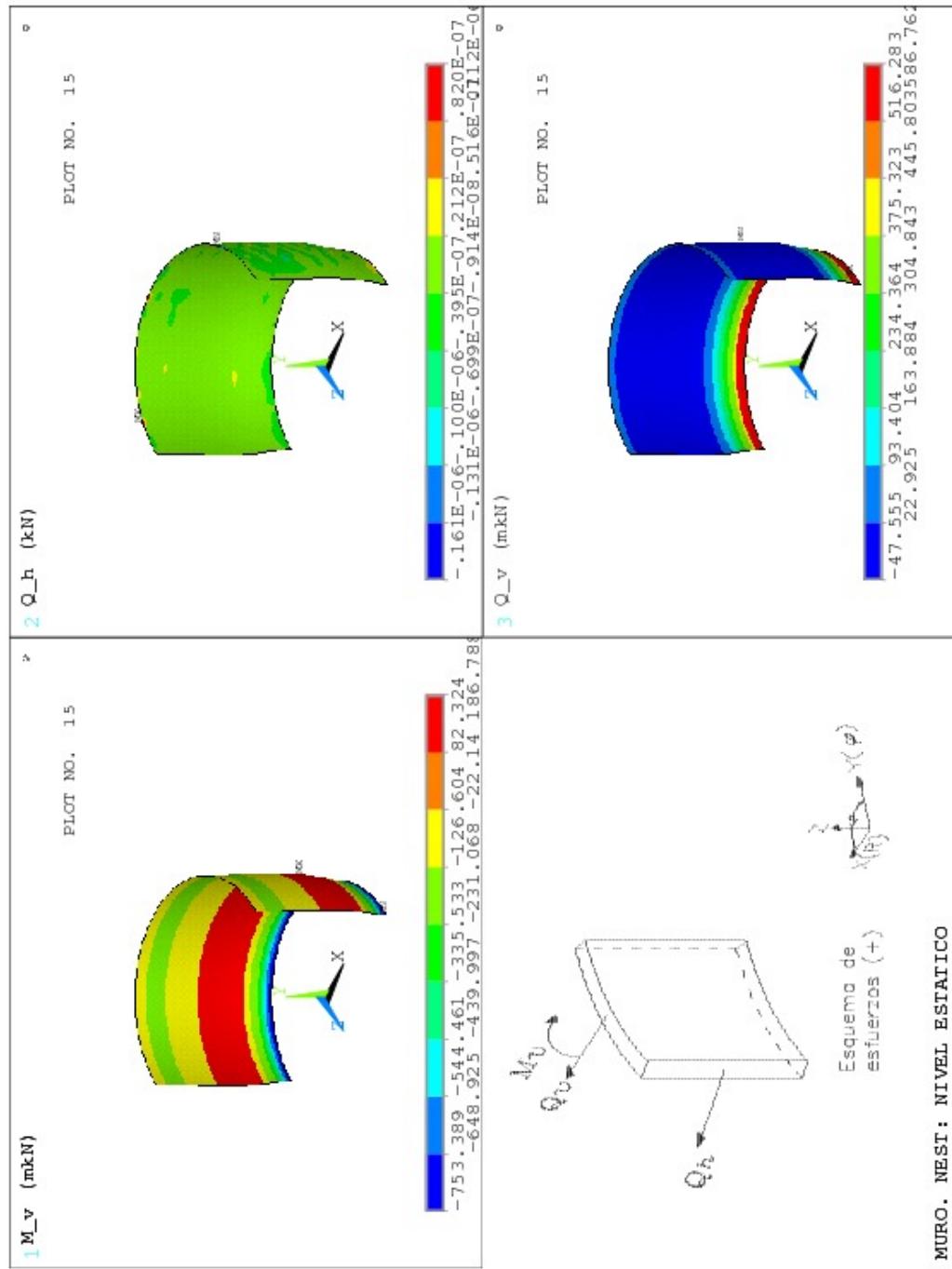


Figura B.15: Estructura de hormigón. Nivel de agua estático (NEST). Muro. Esfuerzos (II)

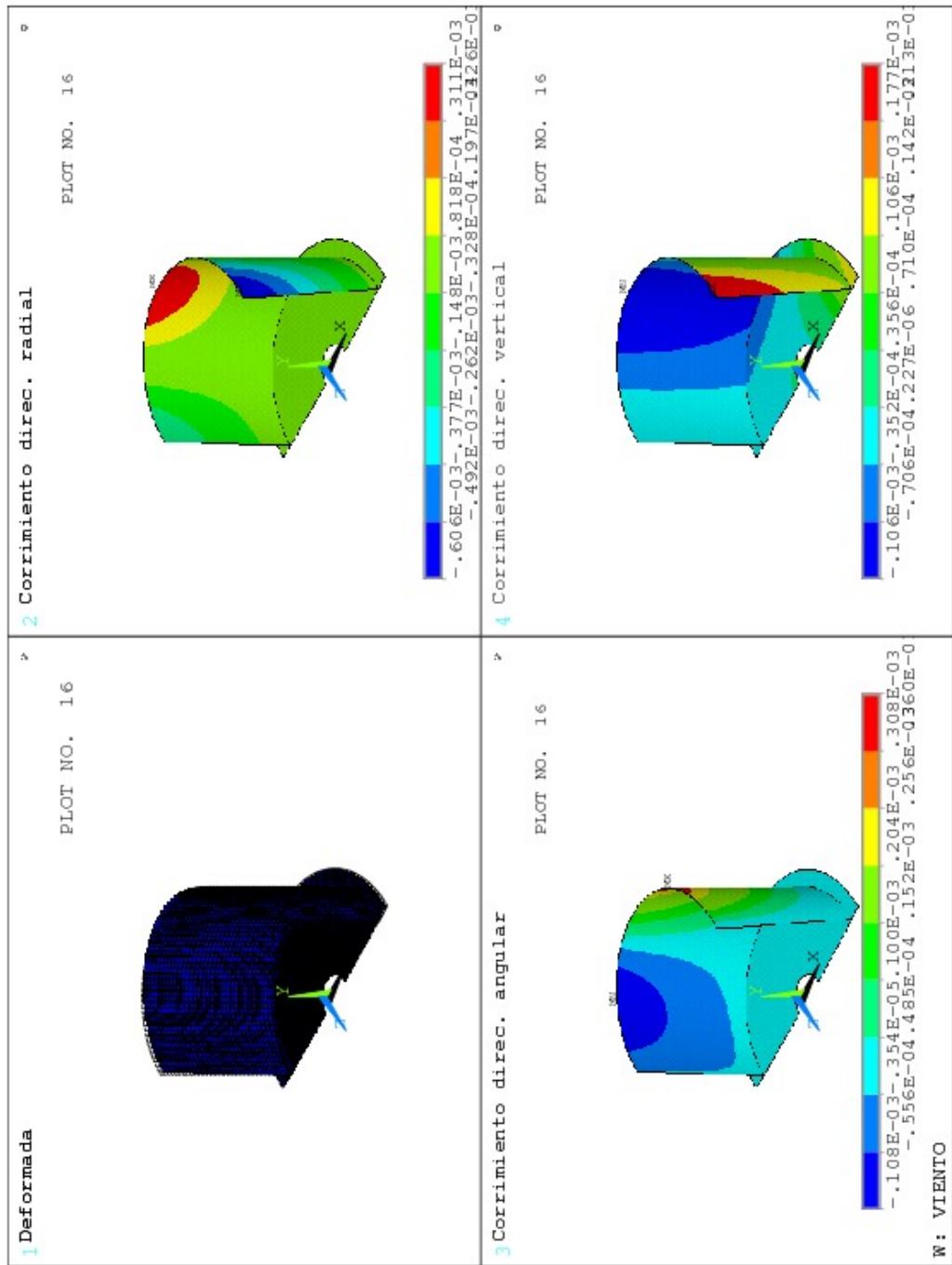


Figura B.16: Estructura de hormigón. Viento (W). Desplazamientos (m)

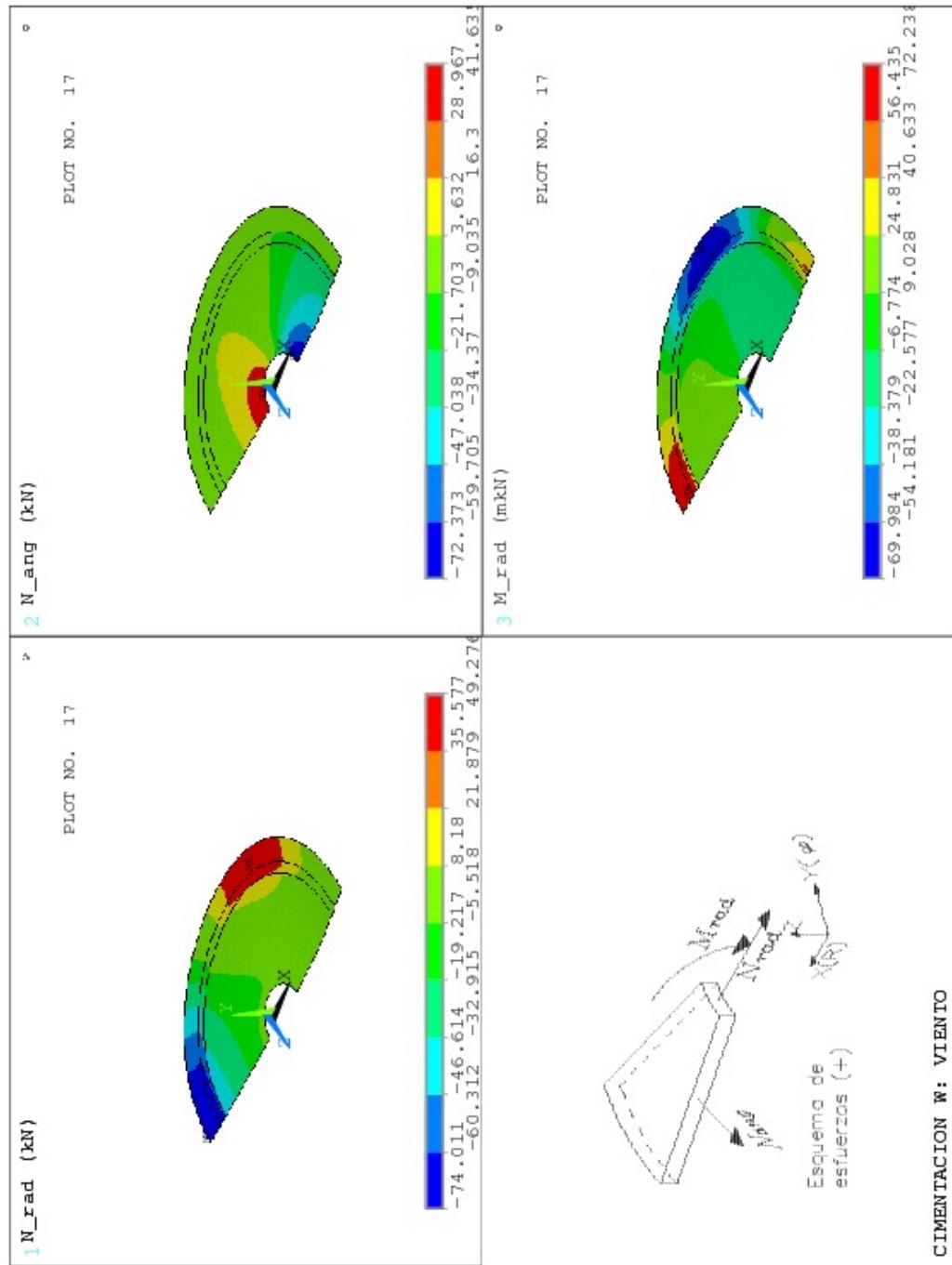


Figura B.17: Estructura de hormigón. Viento (W). Losa de cimentación. Esfuerzos (I)

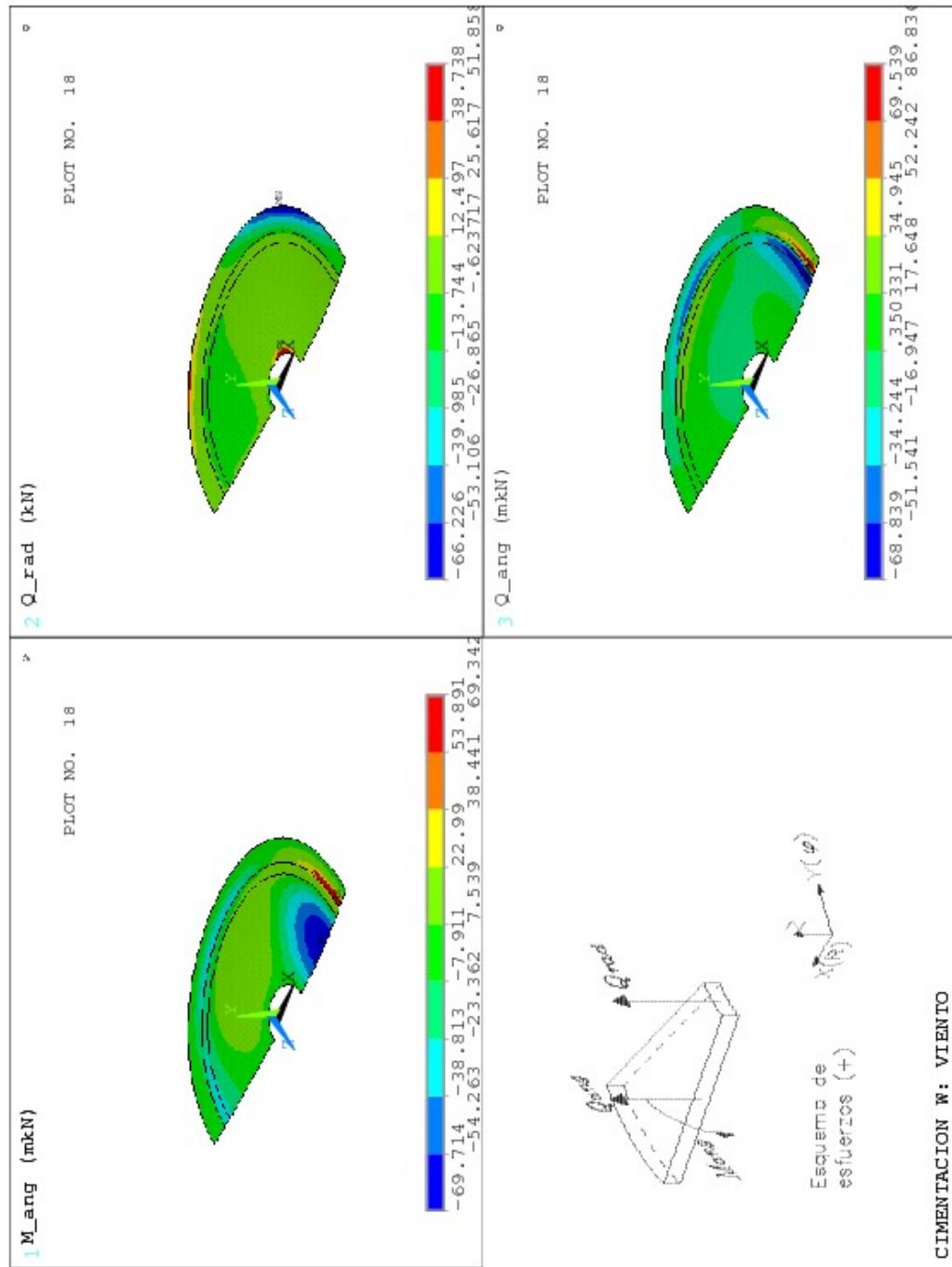


Figura B.18: Estructura de hormigón. Viento (W). Losa de cimentación. Esfuerzos (II)

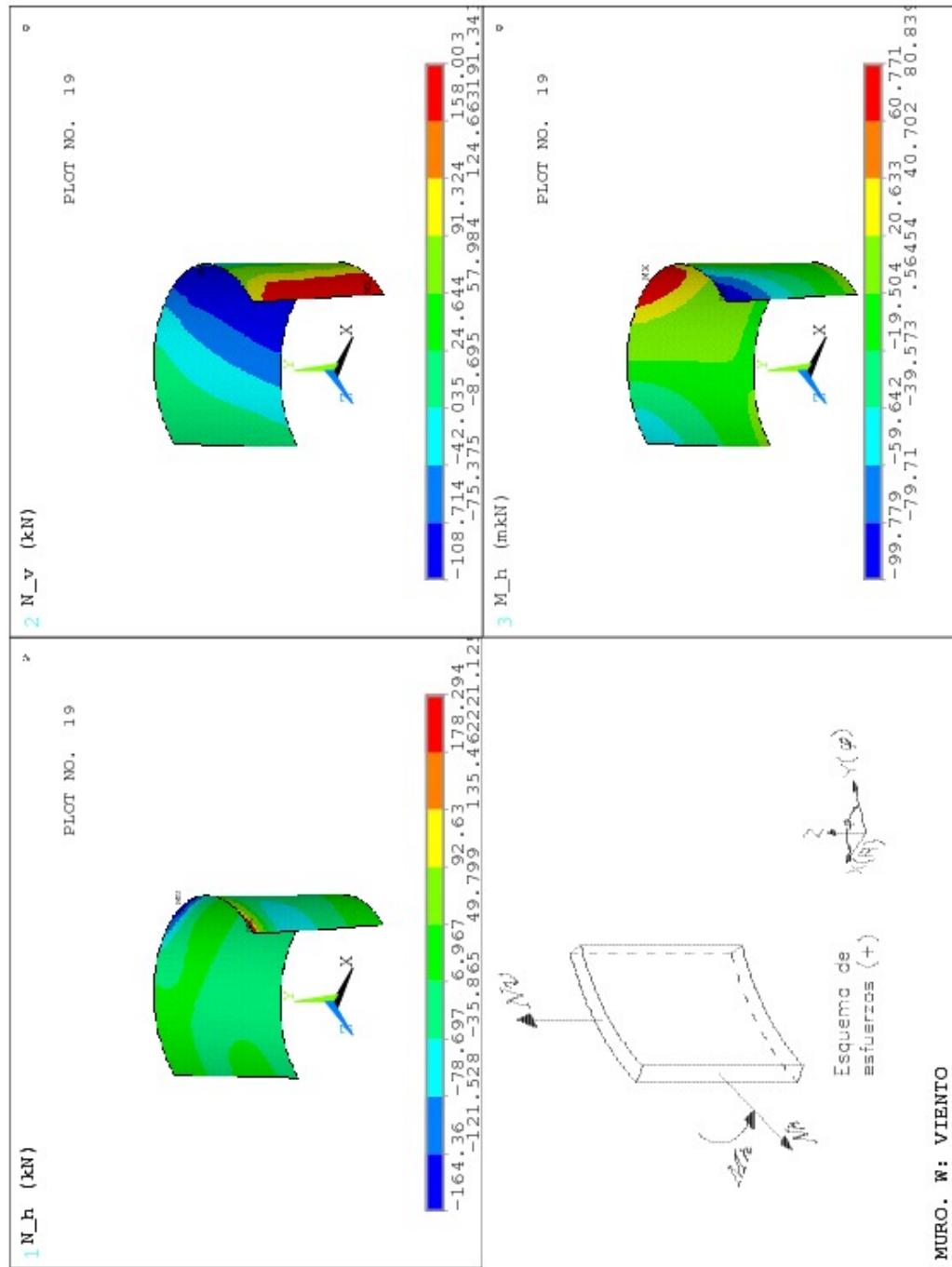


Figura B.19: Estructura de hormigón. Viento (W). Muro. Esfuerzos (I)

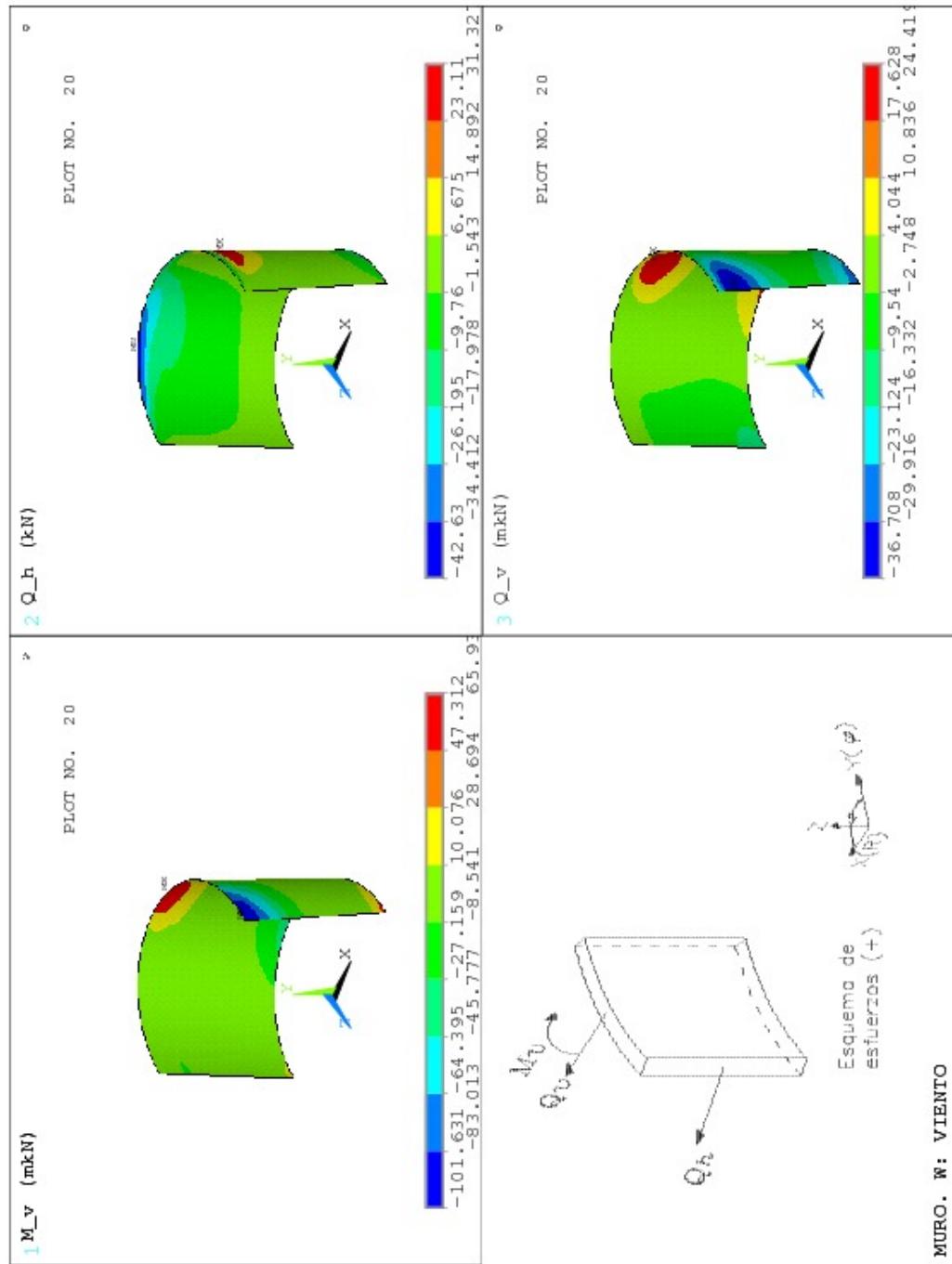


Figura B.20: Estructura de hormigón. Viento (W). Muro. Esfuerzos (II)

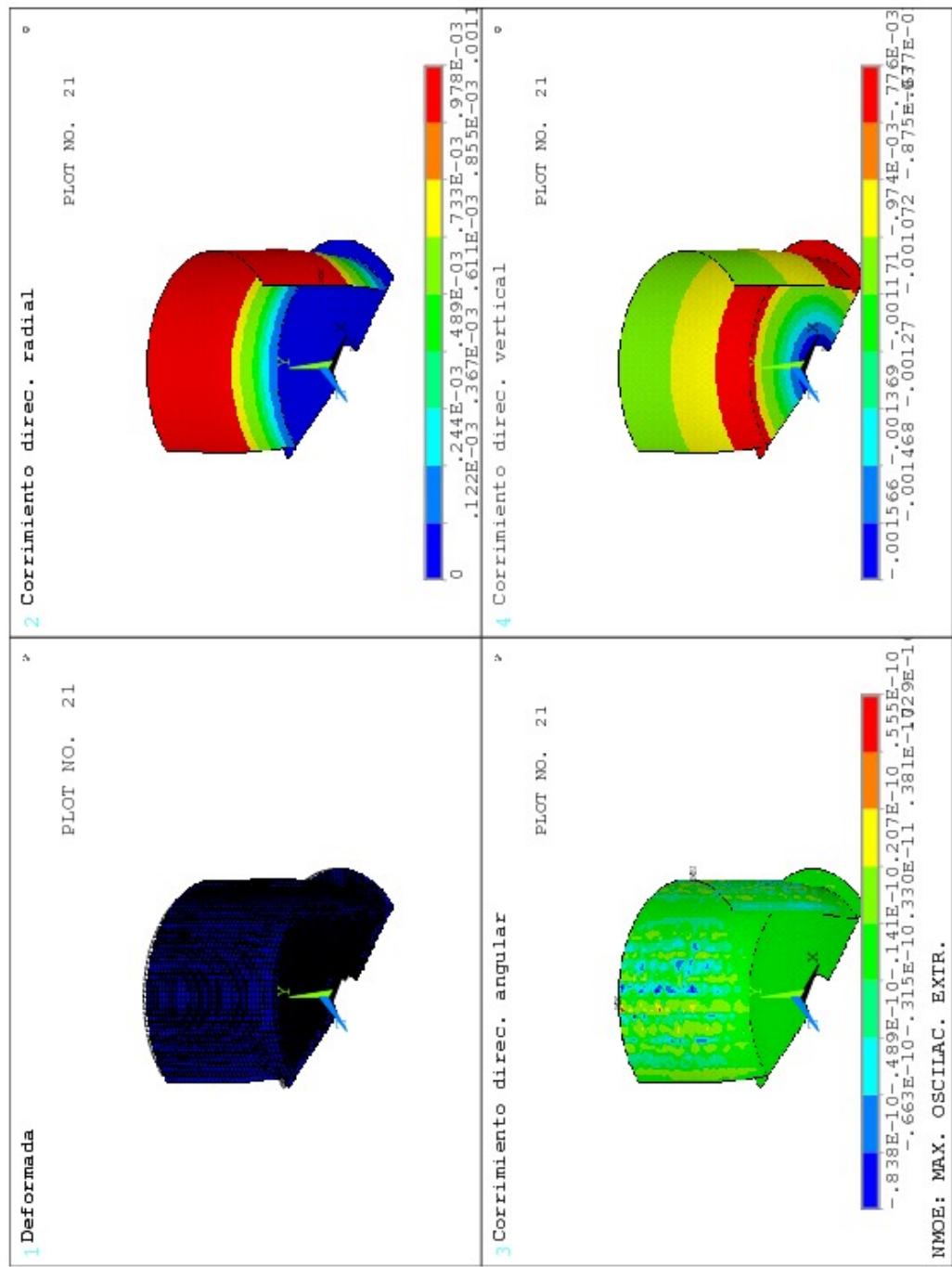


Figura B.21: Estructura de hormigón. Nivel de oscilación máxima extraordinario (NMOE). Desplazamientos (m)

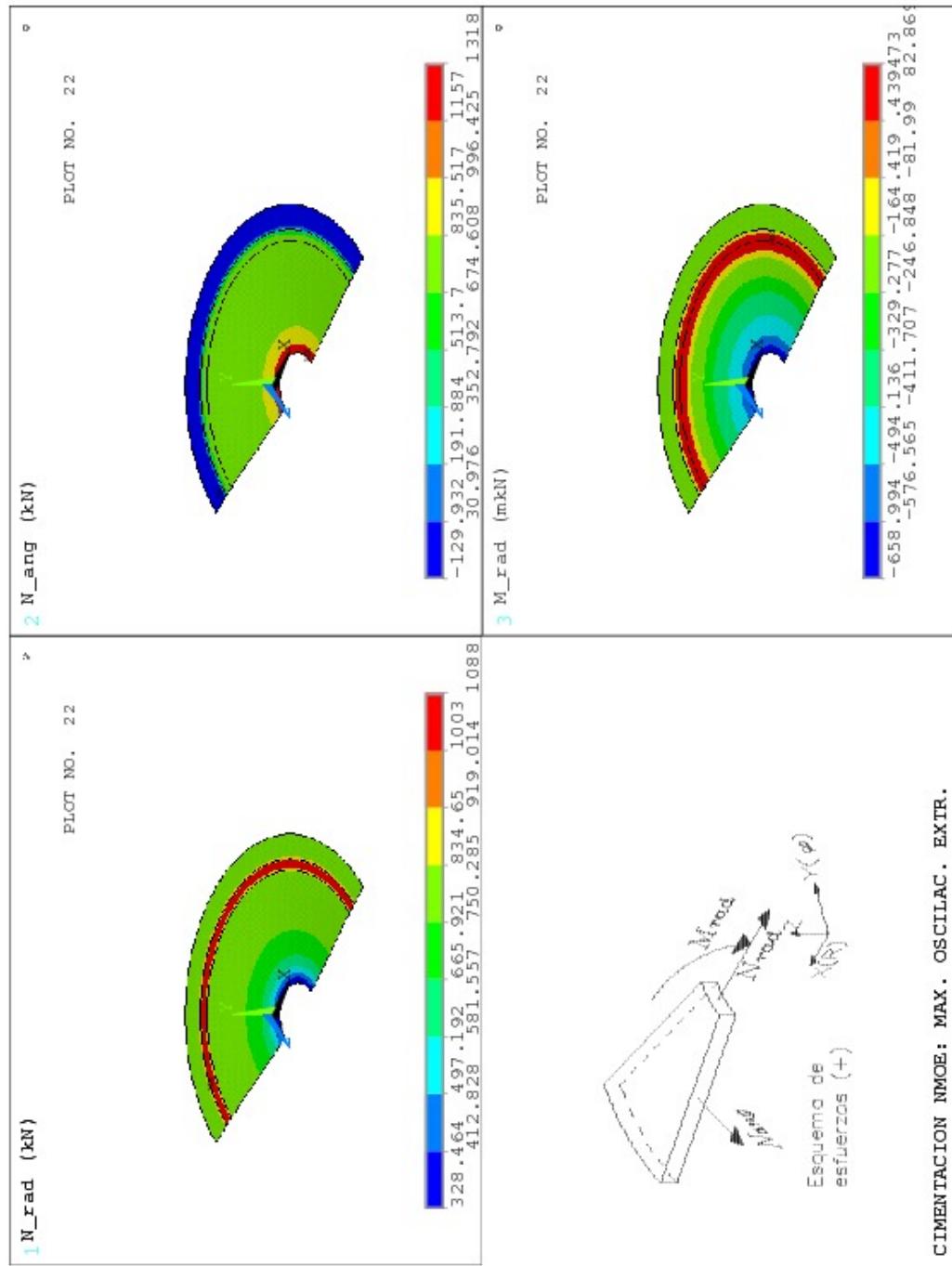


Figura B.22: Estructura de hormigón. Nivel de oscilación máxima extraordinario (NMOE). Losa de cimentación. Esfuerzos (I)

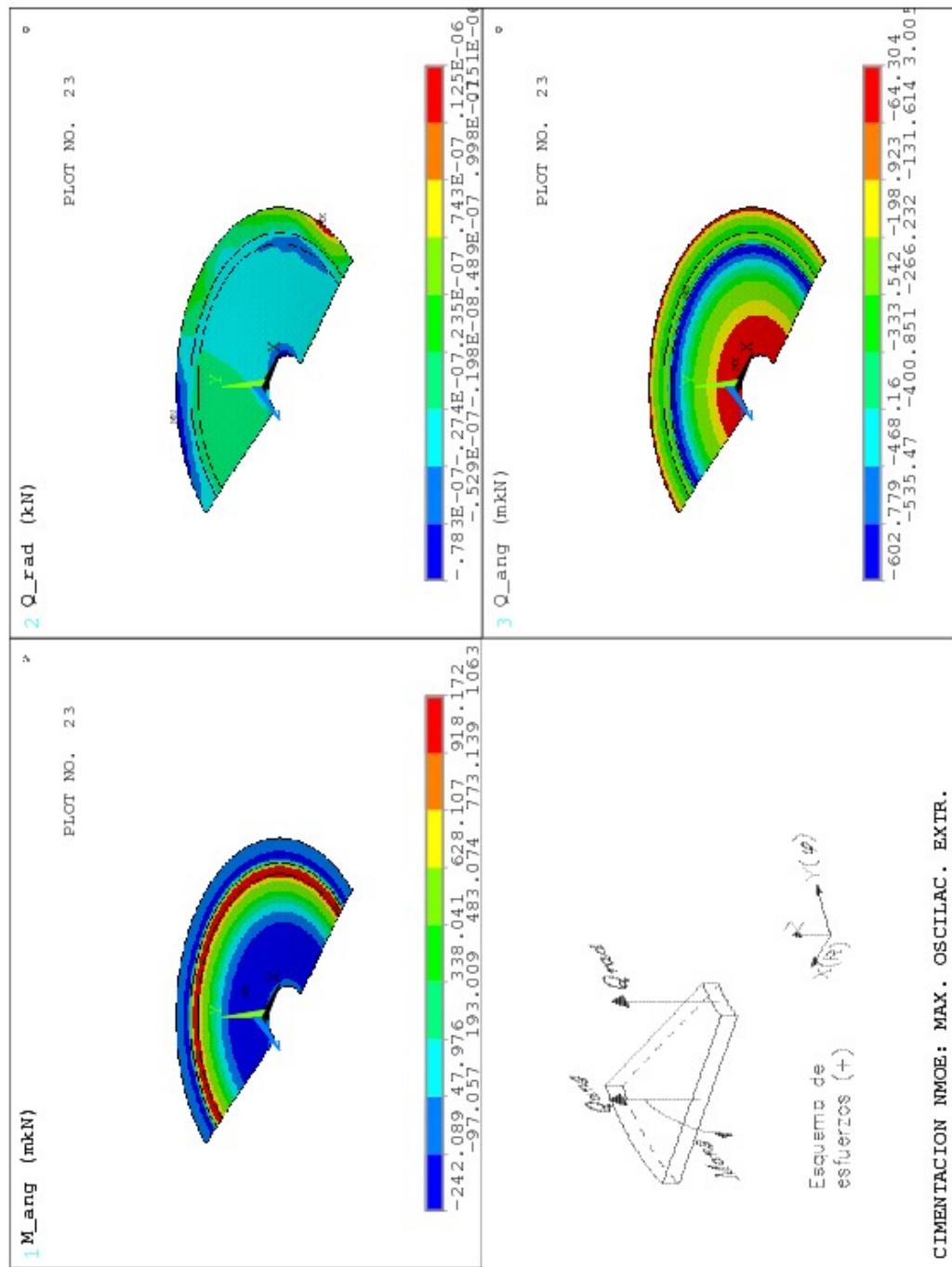


Figura B.23: Estructura de hormigón. Nivel de oscilación máxima extraordinario (NMOE). Losa de cimentación. Esfuerzos (II)

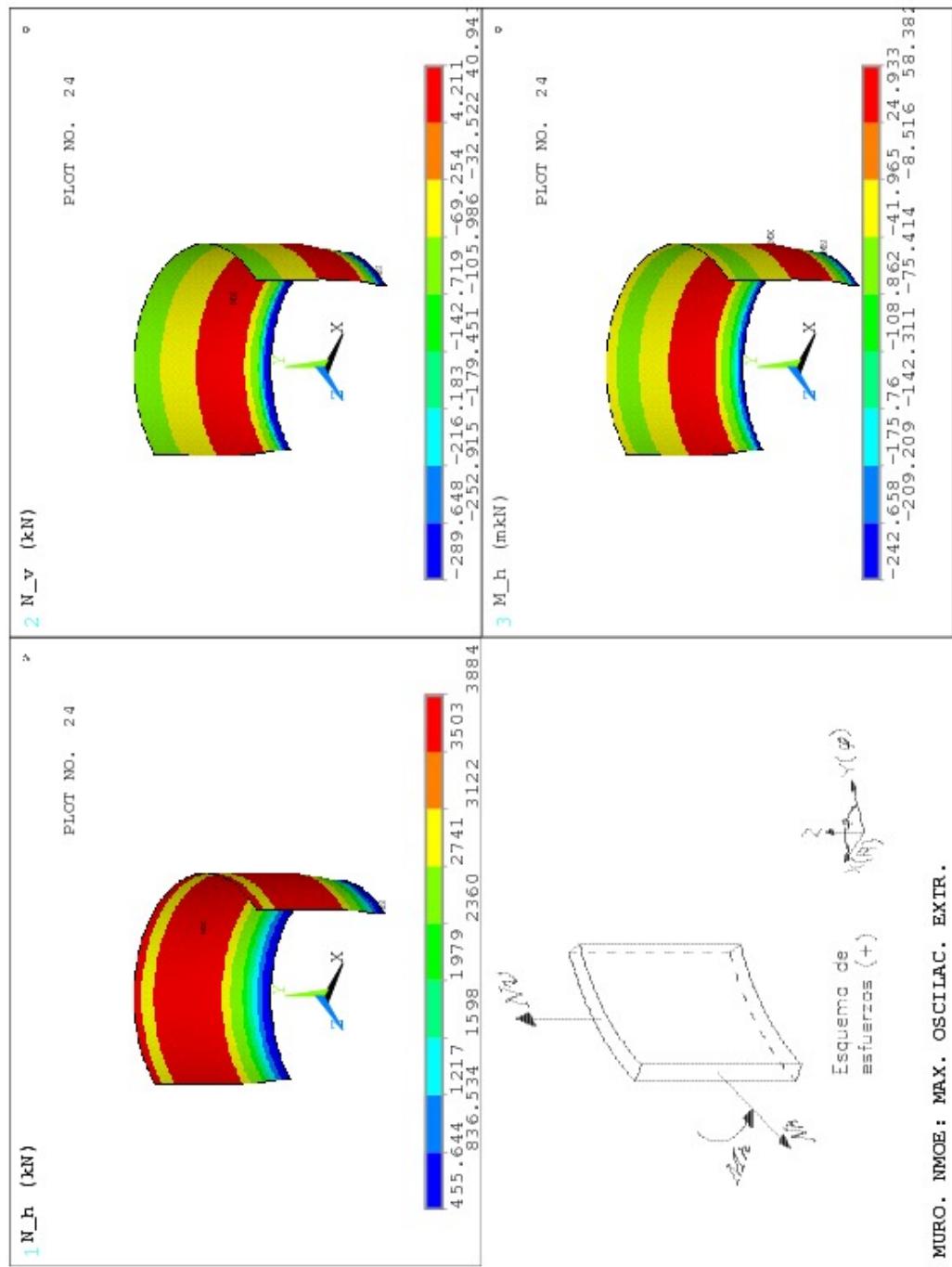


Figura B.24: Estructura de hormigón. Nivel de oscilación máxima extraordinario (NMOE). Muro. Esfuerzos (I)

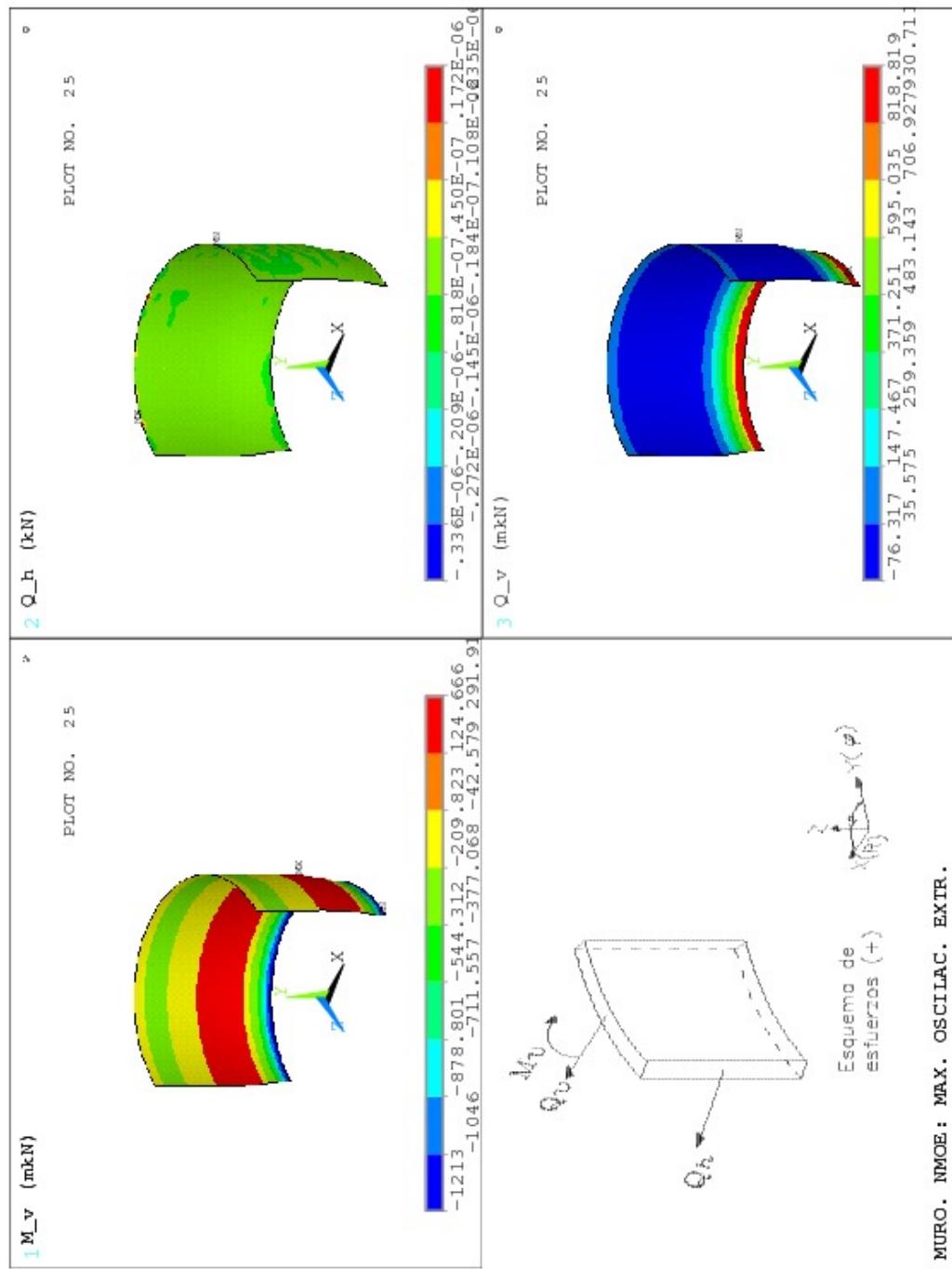


Figura B.25: Estructura de hormigón. Nivel de oscilación máxima extraordinario (NMOE). Muro. Esfuerzos (II)

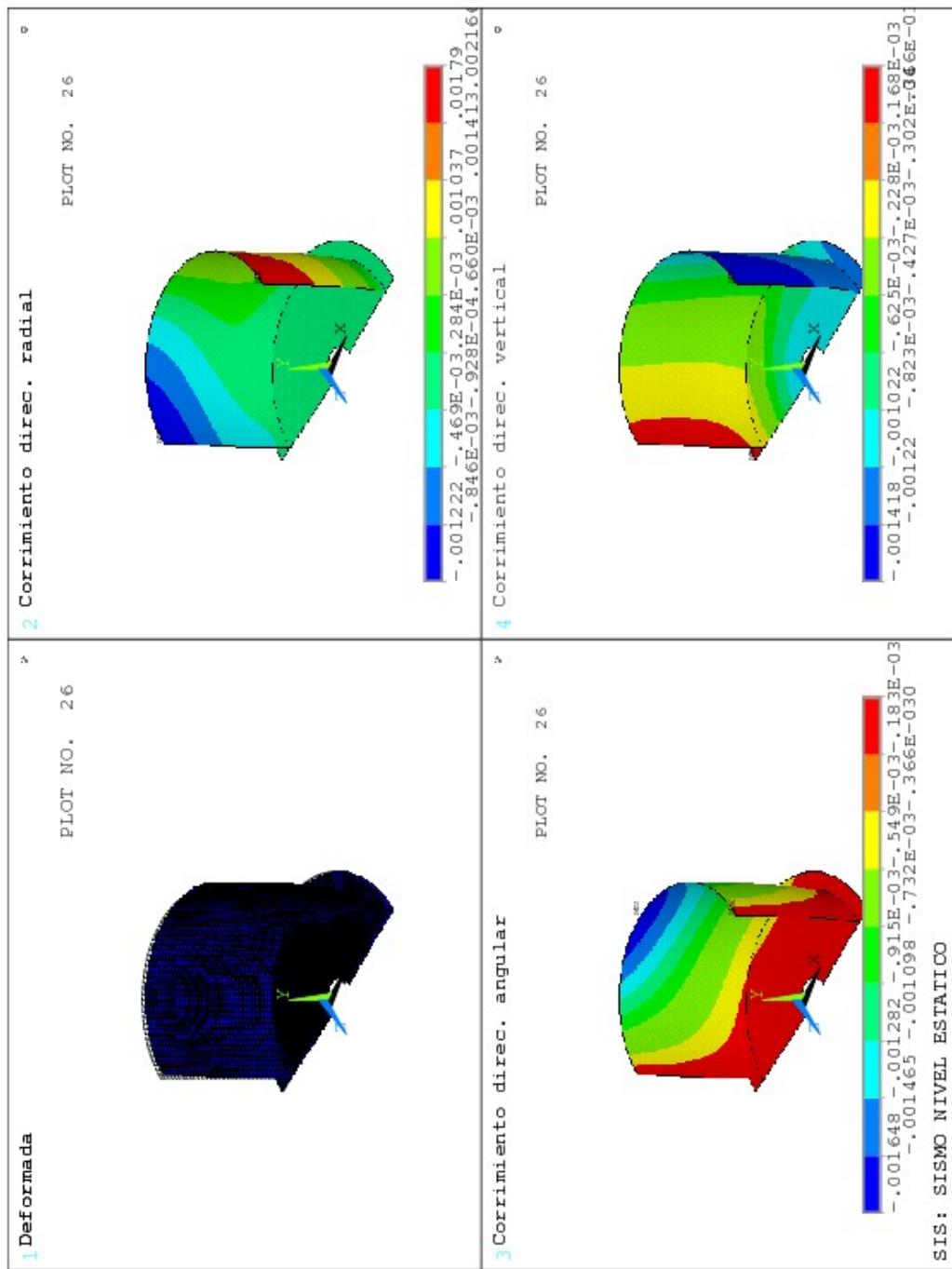


Figura B.26: Estructura de hormigón. Acción sísmica con nivel de agua estático (SIS). Desplazamientos (m)

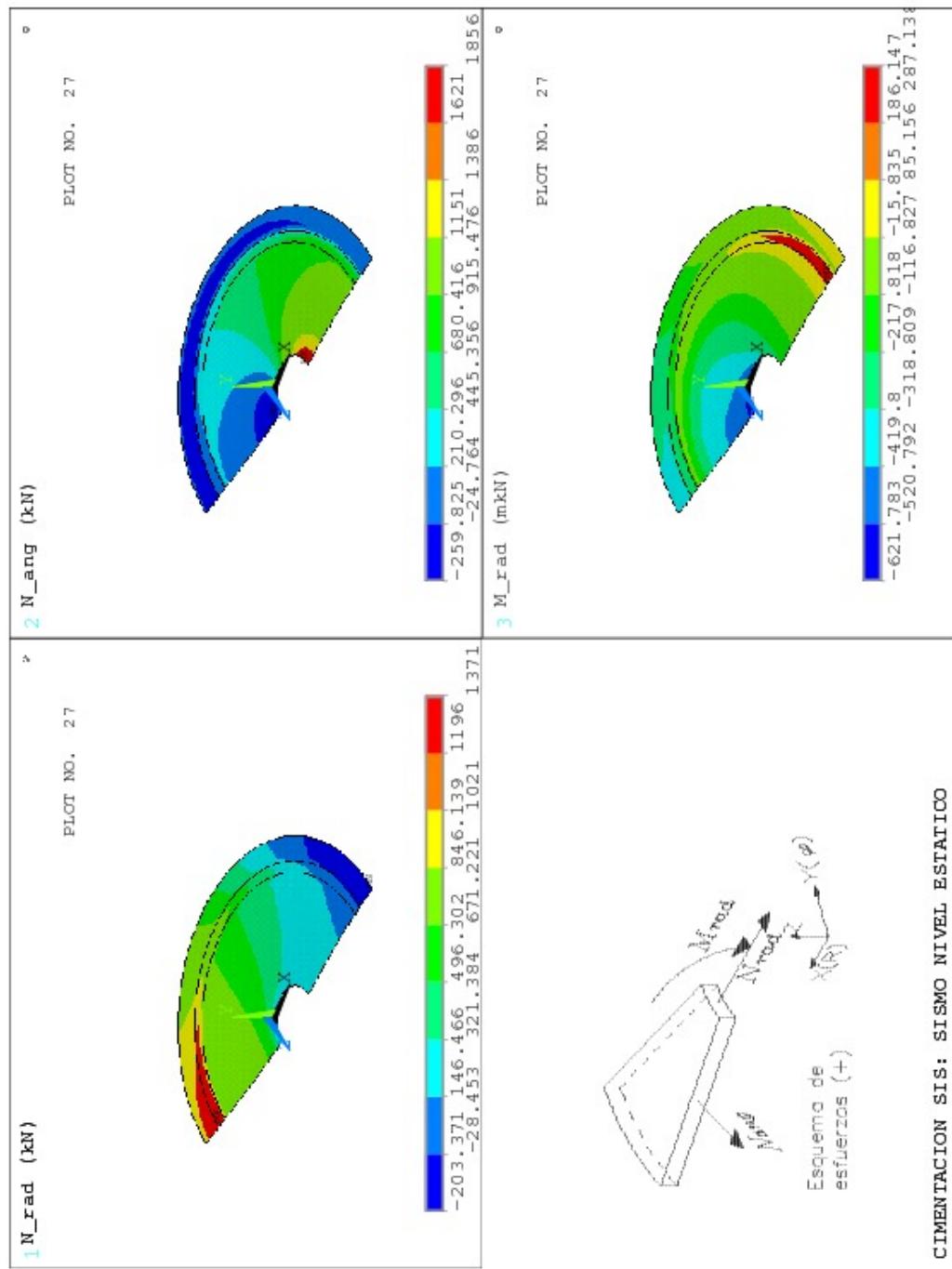


Figura B.27: Estructura de hormigón. Acción sísmica con nivel de agua estático (SIS). Losa de cimentación. Esfuerzos (I)

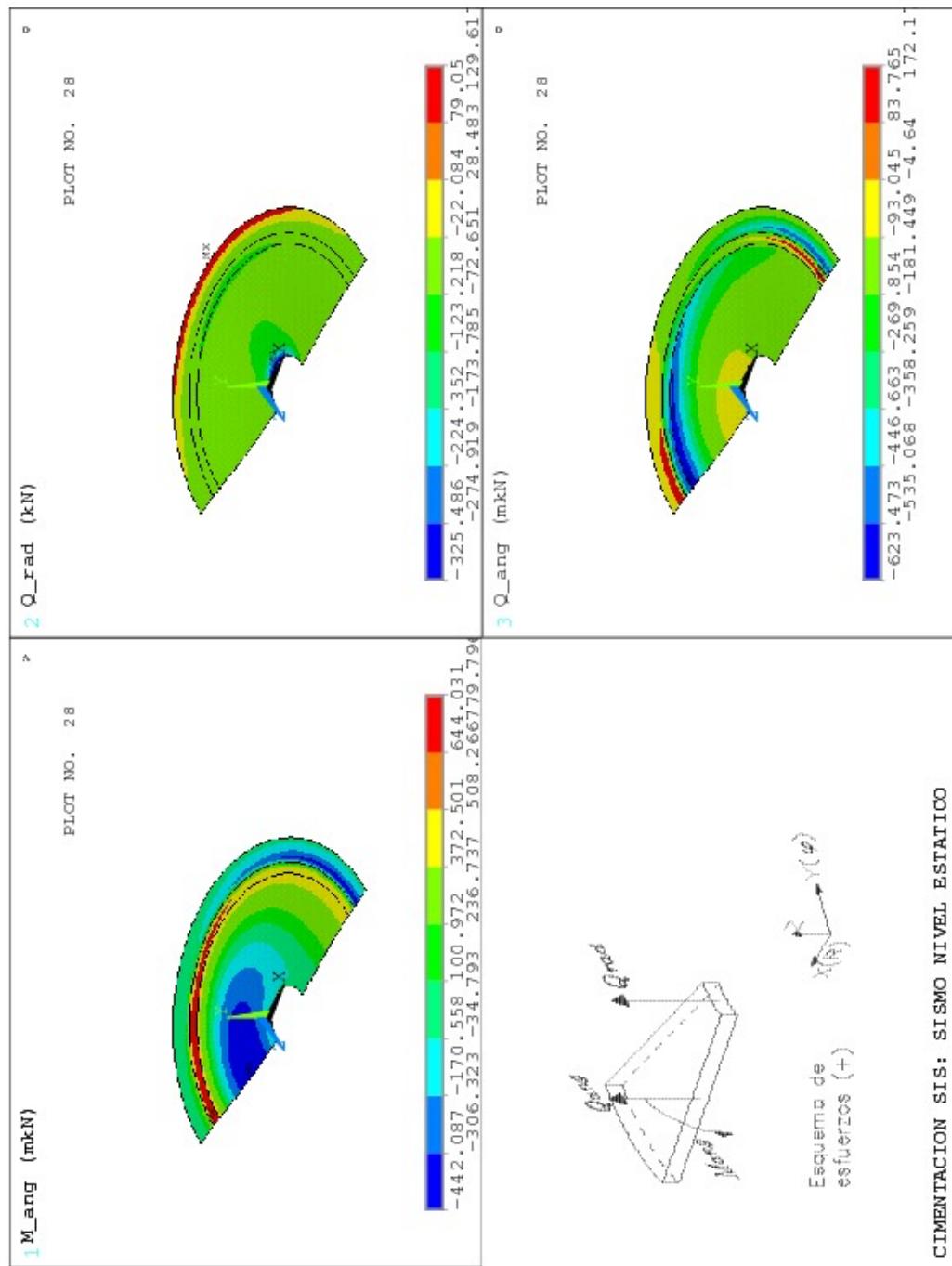


Figura B.28: Estructura de hormigón. Acción sísmica con nivel de agua estático (SIS). Losa de cimentación. Esfuerzos (II)

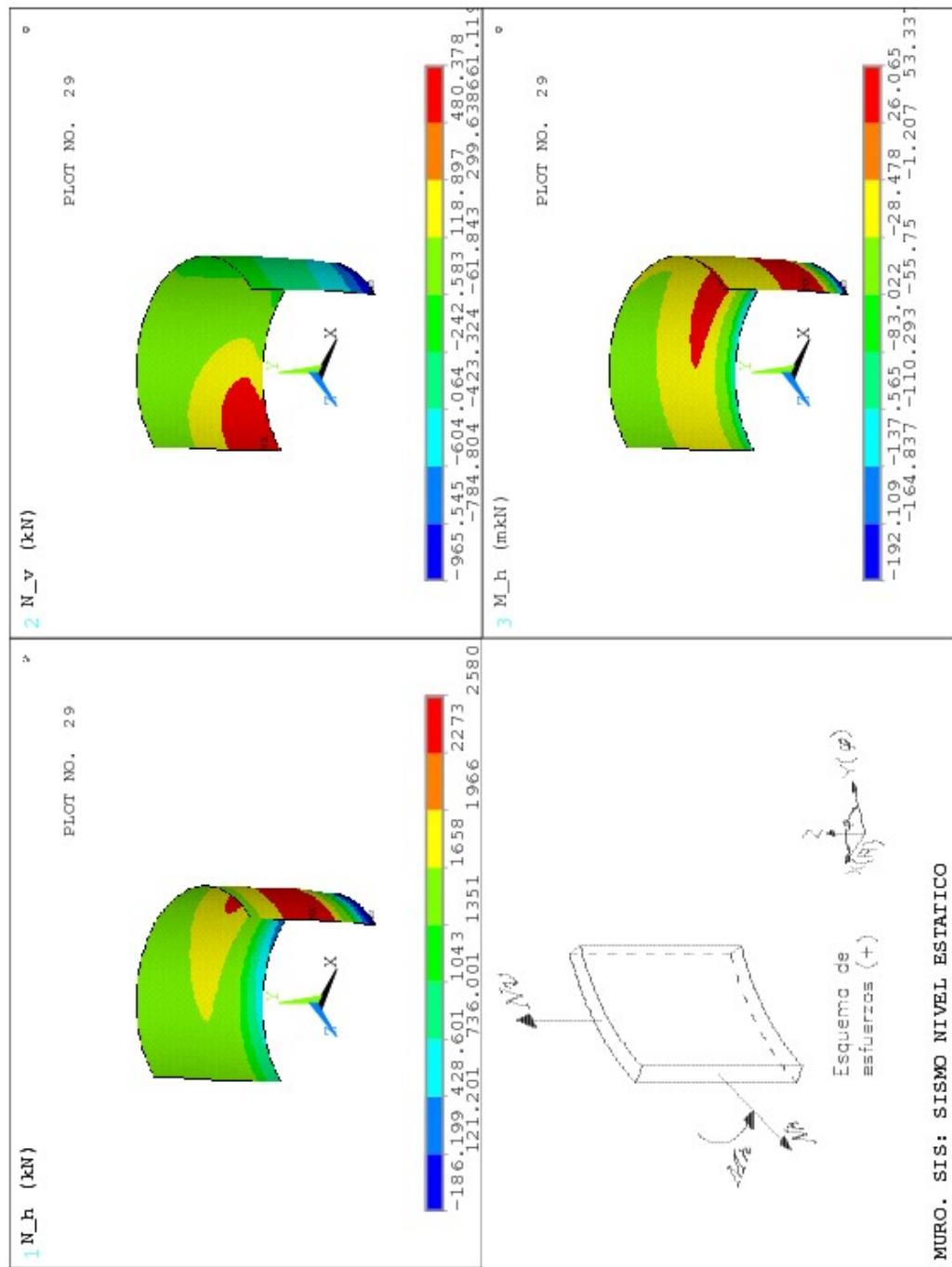


Figura B.29: Estructura de hormigón. Acción sísmica con nivel de agua estático (SIS). Muro. Esfuerzos (I)

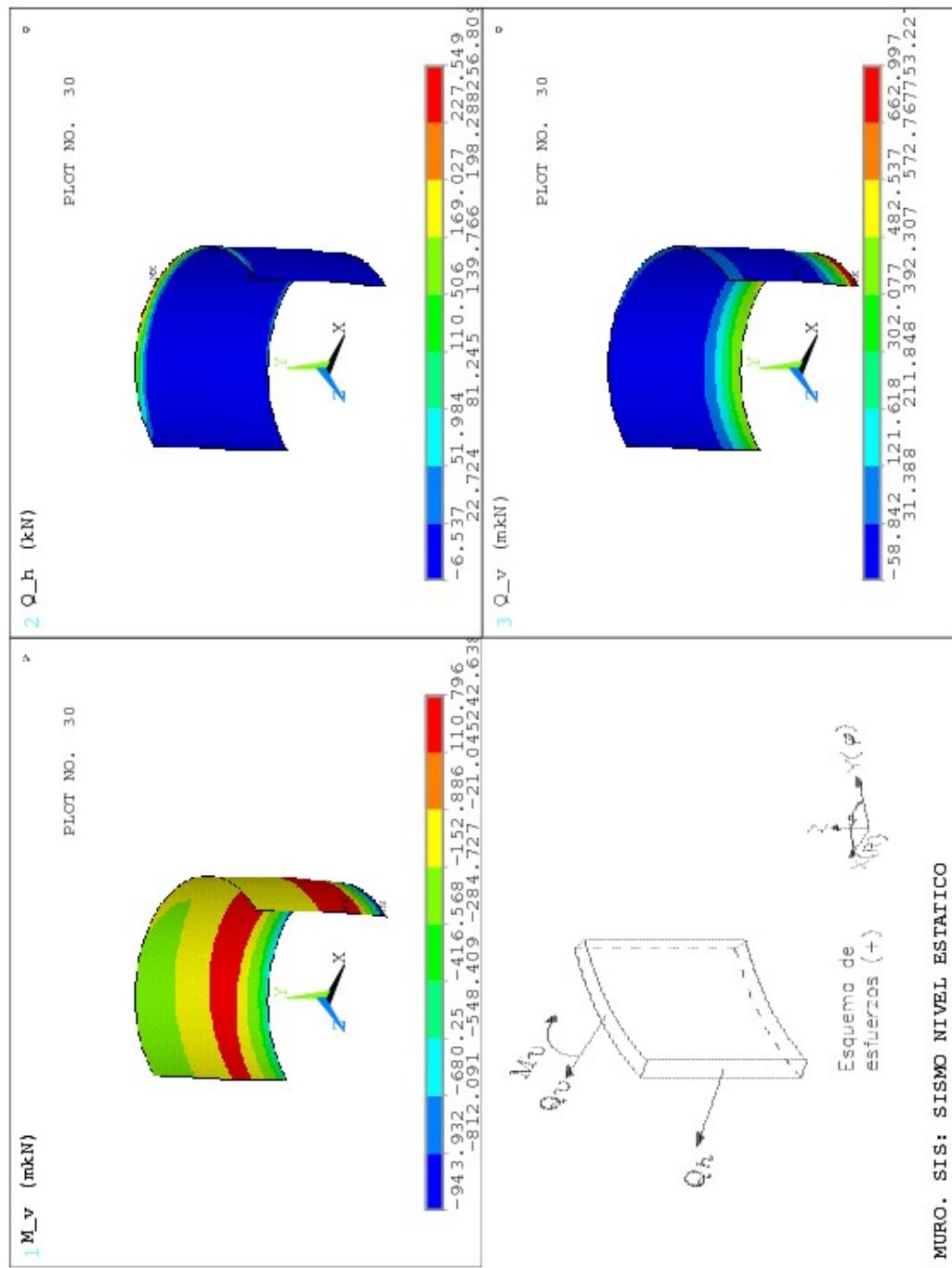


Figura B.30: Estructura de hormigón. Acción sísmica con nivel de agua estático (SIS). Muro. Esfuerzos (II)

## **Apéndice C**

### **Estructura de hormigón. Comprobación de armaduras.**

#### **C.1. Comprobación de armaduras. Resultados gráficos**

ChimeneaEquilibrioToritoSecHA1CimLosa											
Sección losa de cimentación. Armadura en dirección radial.											
					ancho: $b = 1,00 \text{ m}$	canto: $h = 2,00 \text{ m}$					
<b>Materiales:</b>											
Hormigón: A36M	Módulo de deformación longitudinal: $E_c = 27,13 \text{ GPa}$										
Acero: A706G60	Módulo elástico: $E_s = 200,00 \text{ GPa}$										
<b>Valores estáticos:</b>											
Sección bruta:											
$A_{bruta} = 2,000 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):										
C.D.G.: (0,00,0,00) m	$\begin{pmatrix} 4580,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 6666,67 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 1666,67 \end{pmatrix}$										
Sección homogeneizada:											
$A_{homog.} = 2,037 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):										
C.D.G.: (0,00,0,00) m	$\begin{pmatrix} 4580,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 6982,34 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 1721,41 \end{pmatrix}$										
<b>Armadura pasiva:</b>											
Área total $A_s = 25,80 \text{ cm}^2$ Cuantía geométrica $\rho = 1,29\%$											
Familias de armadura principal:											
Id	n. barras	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	c. geom. (%)	recub. mec. (cm)	$y_{cdg}$ (m)					
neg	3	23	12.90	0.64	3.0	0.000 -0.909					
pos	3	23	12.90	0.64	3.0	0.000 0.934					
Familias de armadura de cortante:											
Id	n. ramas	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	sep. (cm)	area/m ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$\alpha$ (°)					
Vz	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0					
Vy	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0					

Cuadro C.1: Sección losa de cimentación. Armadura en dirección radial. (ChimeneaEquilibrio-ToritoSecHA1CimLosa).

### C.1.1. Comprobación losa de cimentación, zona 1

#### Comprobación de la armadura principal

Corresponde a las figuras C.1 y C.2.

#### Comprobación de la sección a cortante

Corresponde a las figuras C.3 a C.6.

#### Comprobación de la fisuración

Corresponde a las figuras C.7 y C.8.

ChimeneaEquilibrioToritoSecHA2LCim1												
Sección losa de cimentación. Armadura en dirección Z.												
					ancho: $b = 1,00 \text{ m}$	canto: $h = 2,00 \text{ m}$						
<b>Materiales:</b>												
Hormigón: A36M	Módulo de deformación longitudinal: $E_c = 27,13 \text{ GPa}$											
Acero: A706G60	Módulo elástico: $E_s = 200,00 \text{ GPa}$											
<b>Valores estáticos:</b>												
Sección bruta:												
$A_{bruta} = 2,000 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):											
C.D.G.: (0,00,0,00) m	$\begin{pmatrix} 4580,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 6666,67 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 1666,67 \end{pmatrix}$											
Sección homogeneizada:												
$A_{homog.} = 2,041 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):											
C.D.G.: (0,00,0,00) m	$\begin{pmatrix} 4580,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 6998,87 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 1711,86 \end{pmatrix}$											
<b>Armadura pasiva:</b>												
Área total $A_s = 28,40 \text{ cm}^2$ Cuantía geométrica $\rho = 1,42\%$												
Familias de armadura principal:												
Id	n. barras	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	c. geom. (%)	recub. mec. (cm)	$y_{cdg}$ (m)						
neg	5	19	14.20	0.71	3.0	0.000 -0.888						
pos	5	19	14.20	0.71	3.0	0.000 0.913						
Familias de armadura de cortante:												
Id	n. ramas	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	sep. (cm)	area/m ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$\alpha$ (°)						
Vz	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0						
Vy	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0						

Cuadro C.2: Sección losa de cimentación. Armadura en dirección Z. (ChimeneaEquilibrioTorito-SecHA2LCim1).

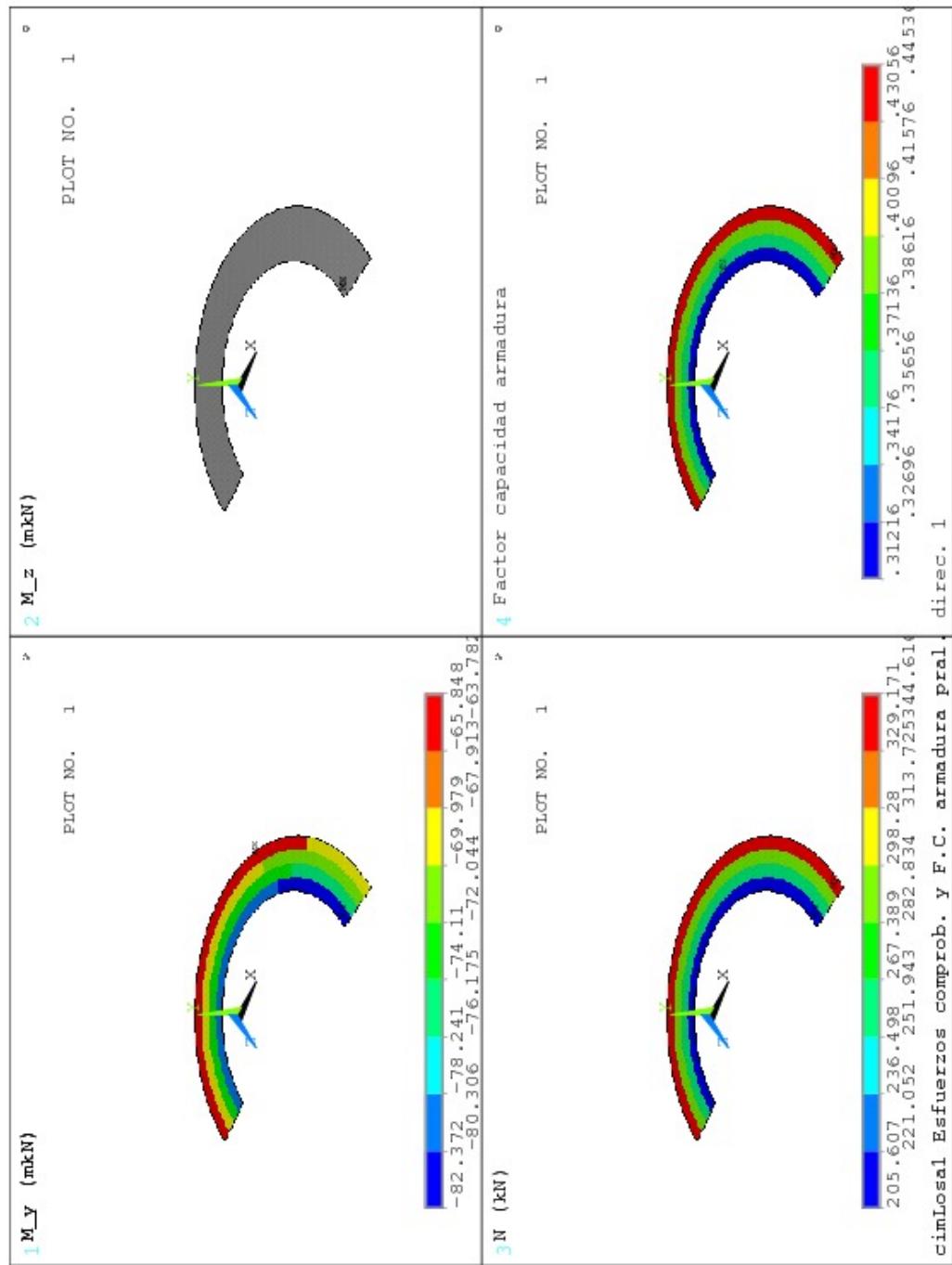


Figura C.1: losa de cimentación, zona 1, máximo valor del factor de capacidad de la armadura principal en dirección radial y esfuerzos que lo originan

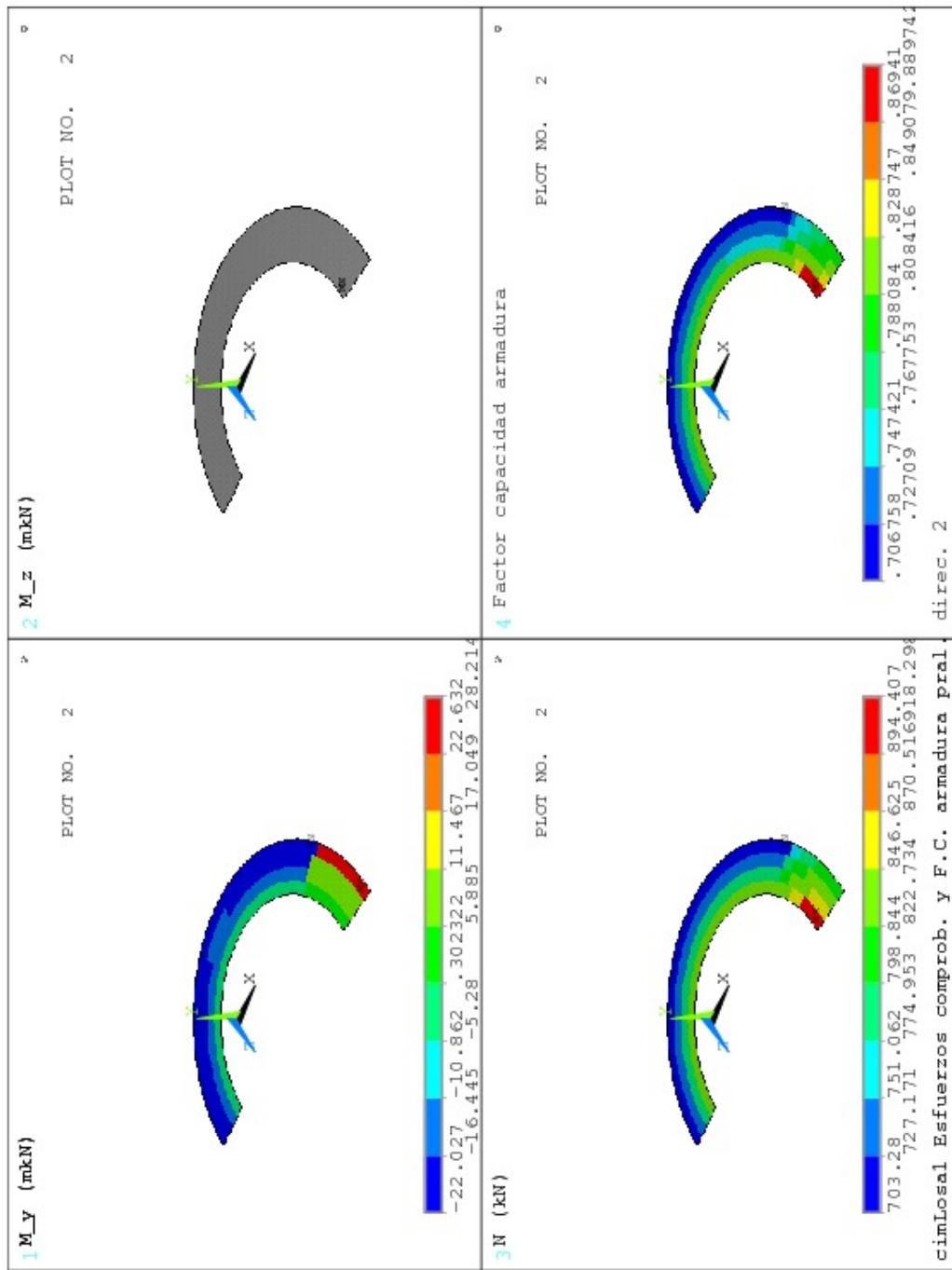


Figura C.2: losa de cimentación, zona 1, máximo valor del factor de capacidad de la armadura principal en dirección circunferencial y esfuerzos que lo originan

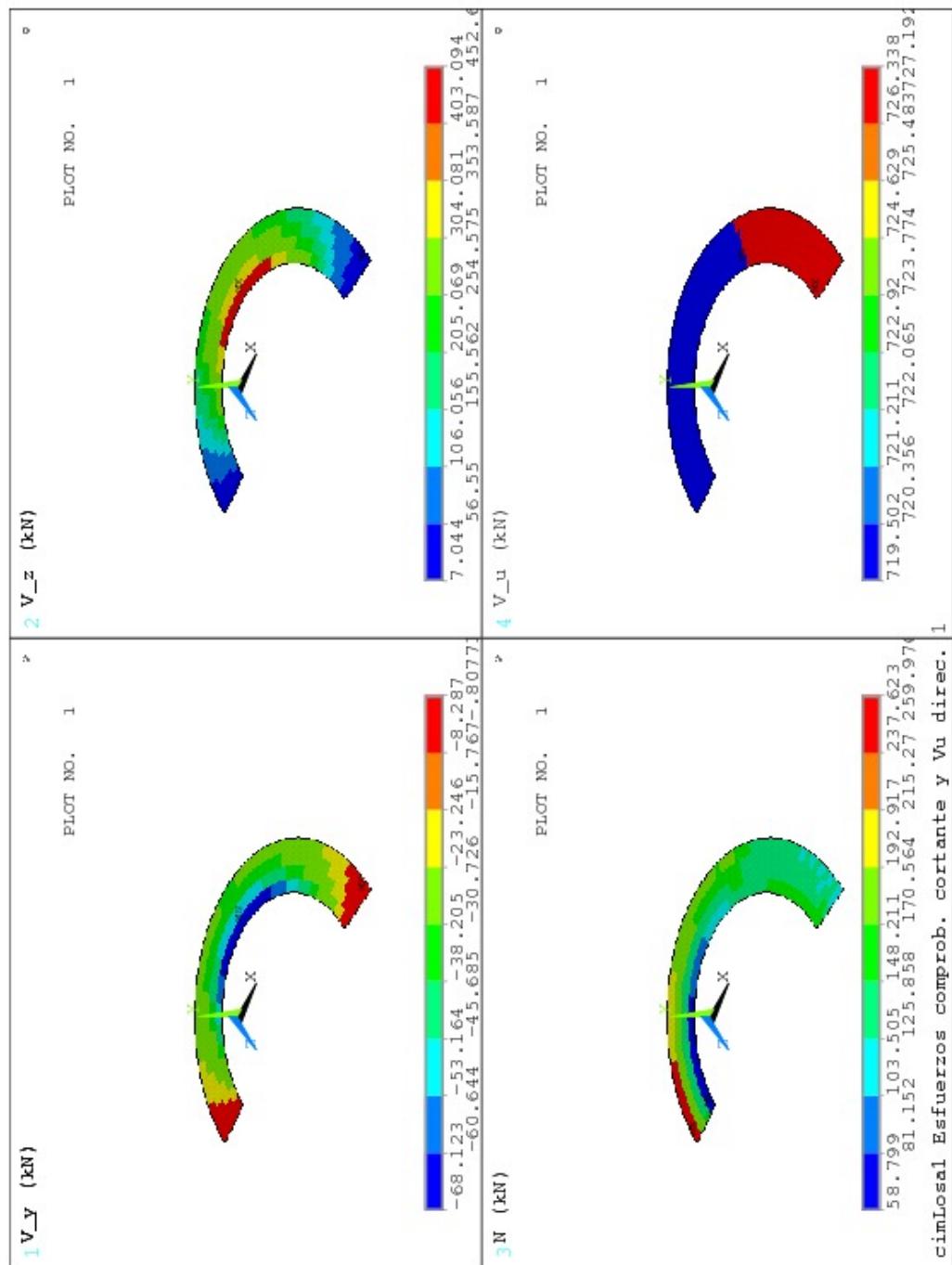


Figura C.3: losa de cimentación, zona 1, esfuerzos que originan el mínimo valor del factor de capacidad de la sección en dirección radial a cortante; esfuerzo cortante de agotamiento de la sección en dirección radial

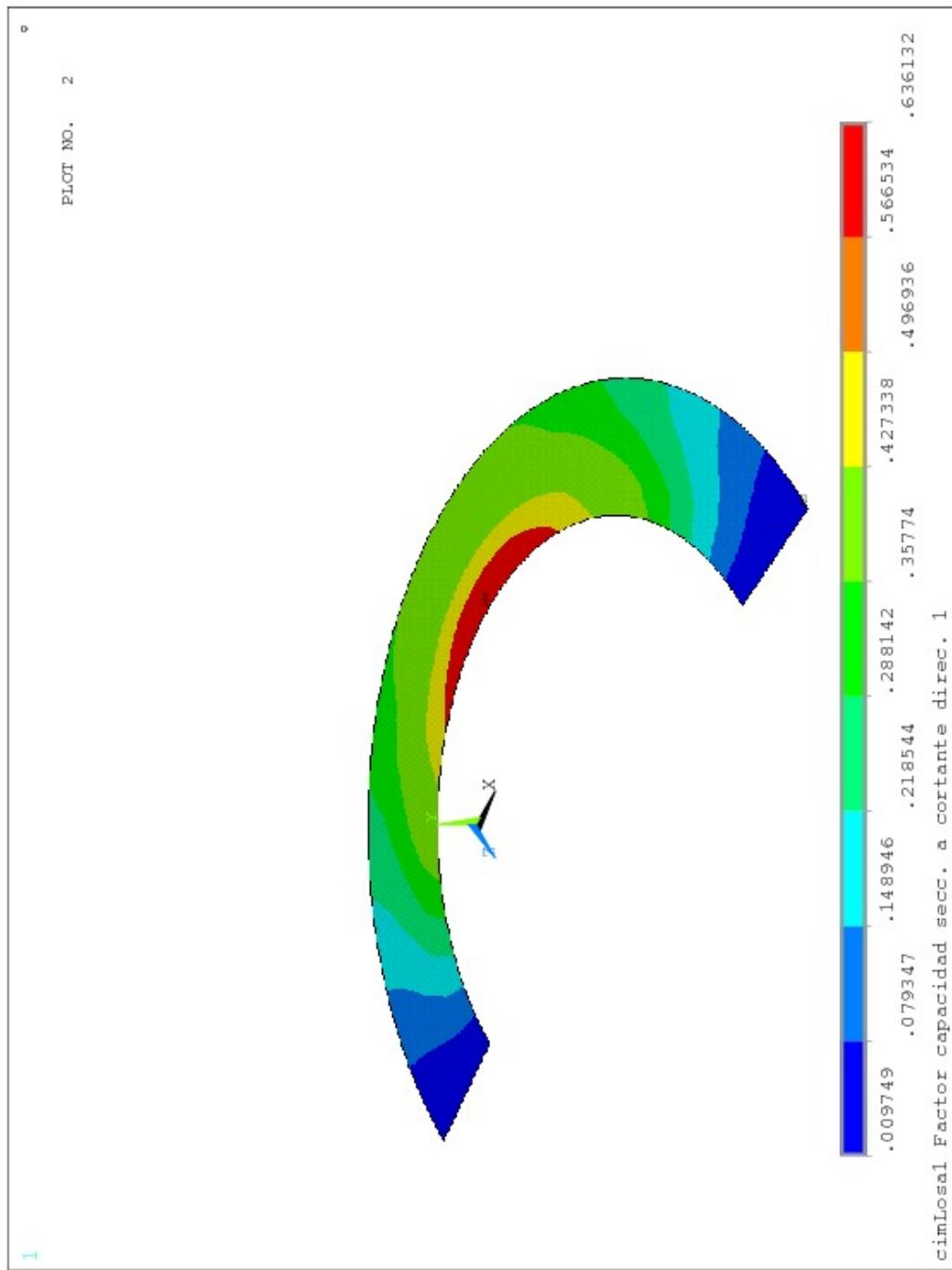


Figura C.4: losa de cimentación, zona 1, factor de capacidad de la sección en dirección radial a cortante

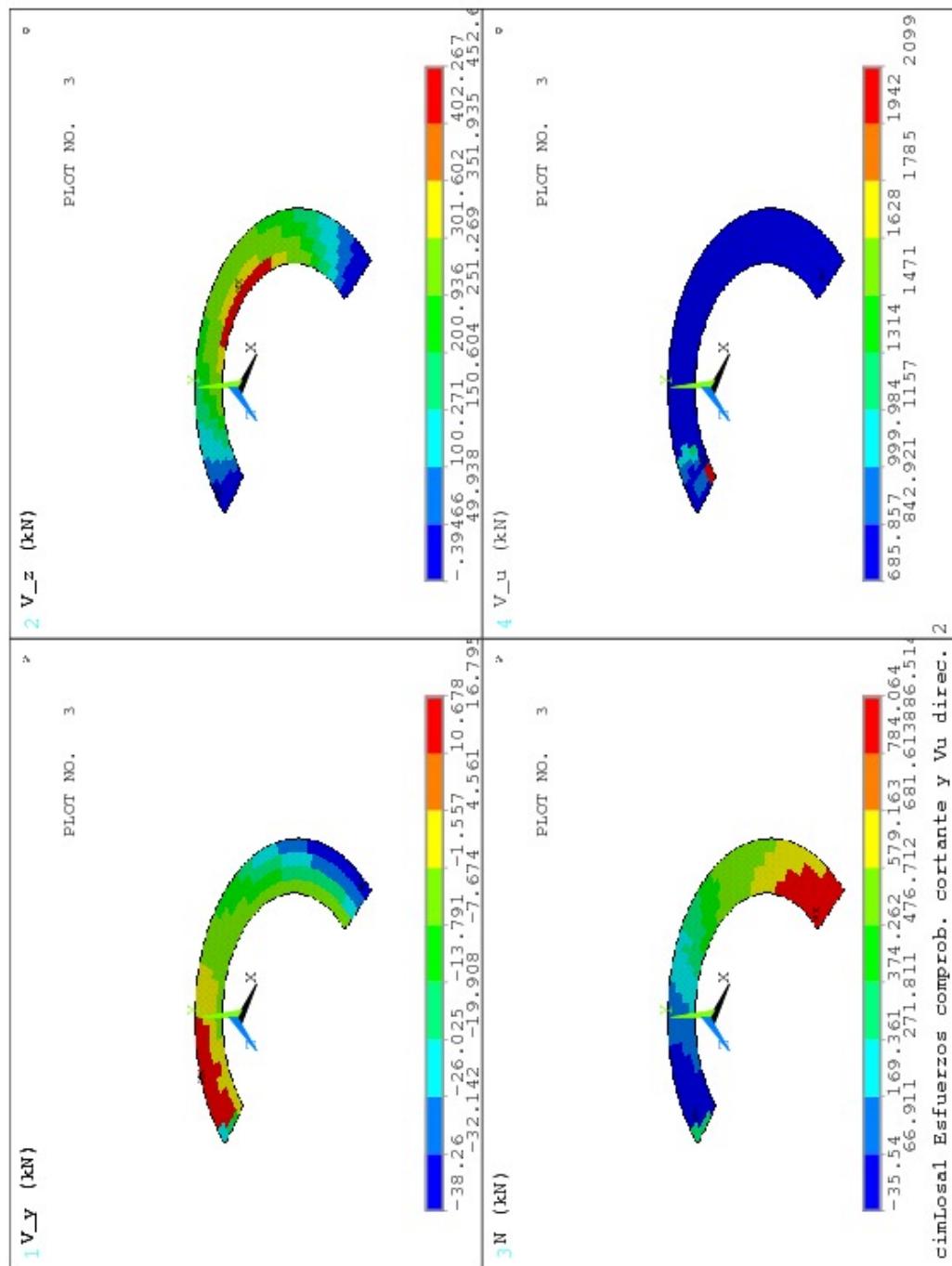


Figura C.5: losa de cimentación, zona 1, esfuerzos que originan el mínimo valor del factor de capacidad de la sección en dirección circunferencial a cortante; esfuerzo cortante de agotamiento de la sección en dirección circunferencial

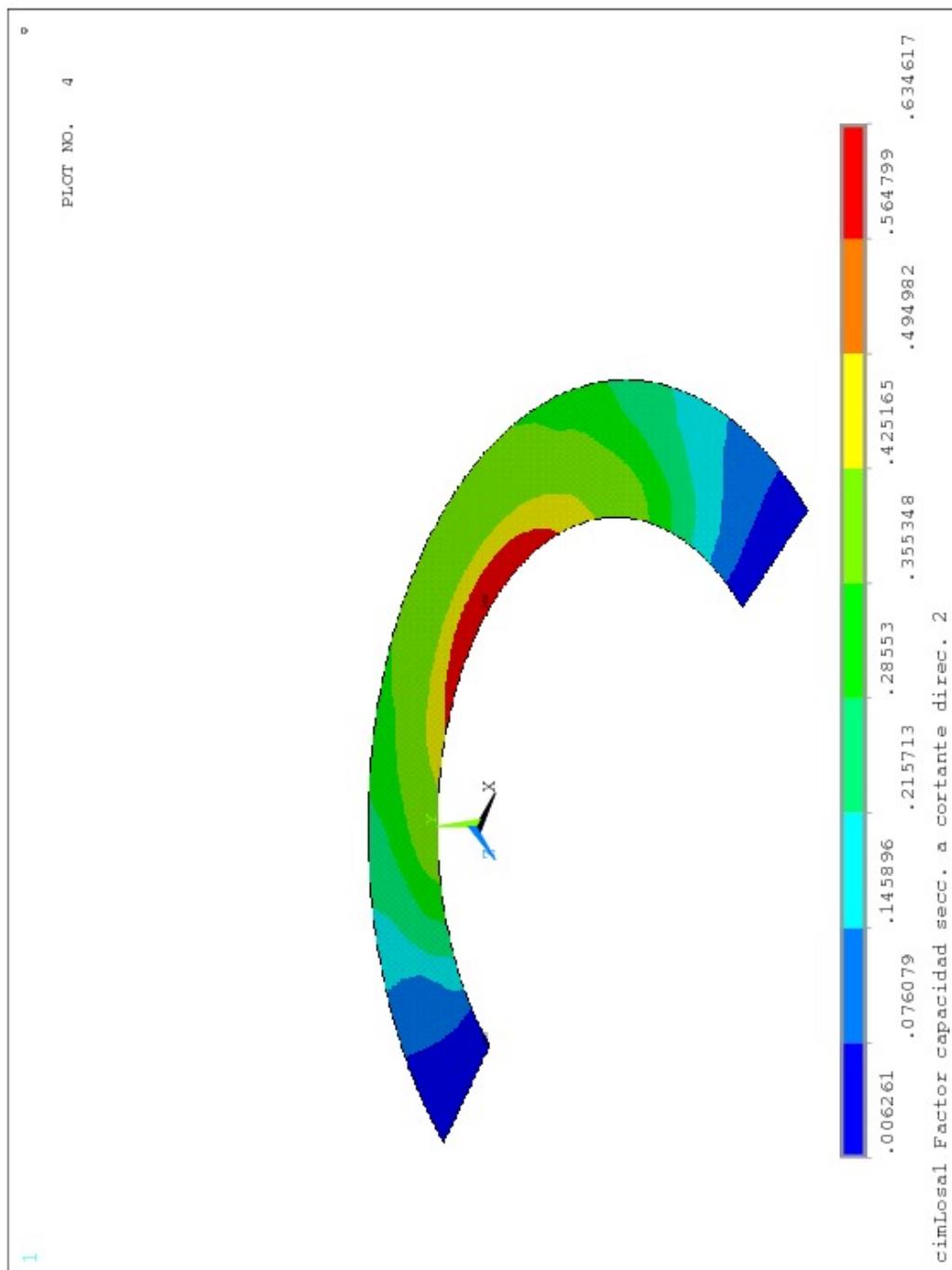


Figura C.6: losa de cimentación, zona 1, factor de capacidad de la sección en dirección circunferencial a cortante

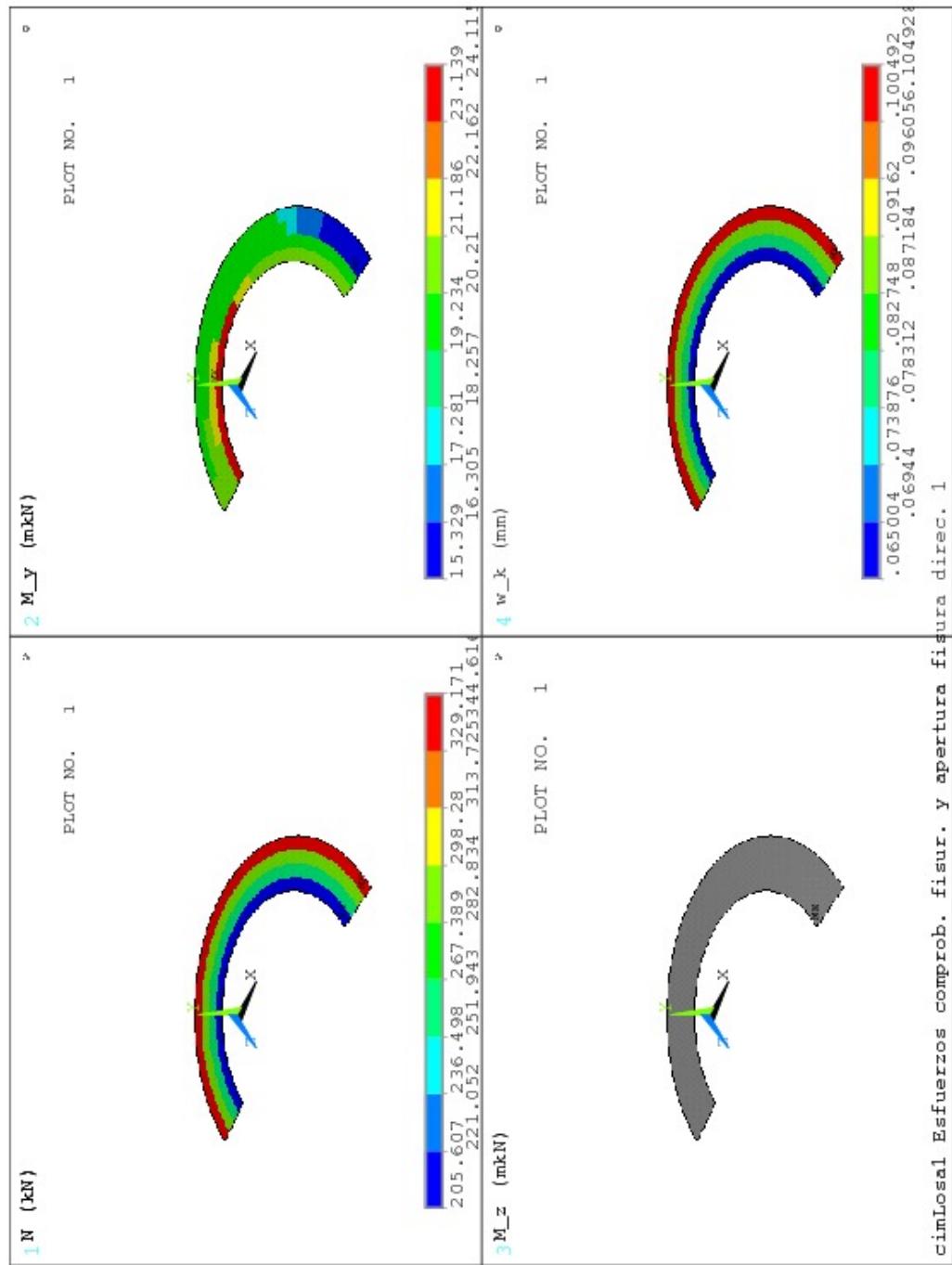


Figura C.7: losa de cimentación, zona 1, máximo valor de la apertura de fisura (mm) sección en dirección radial y esfuerzos que la originan

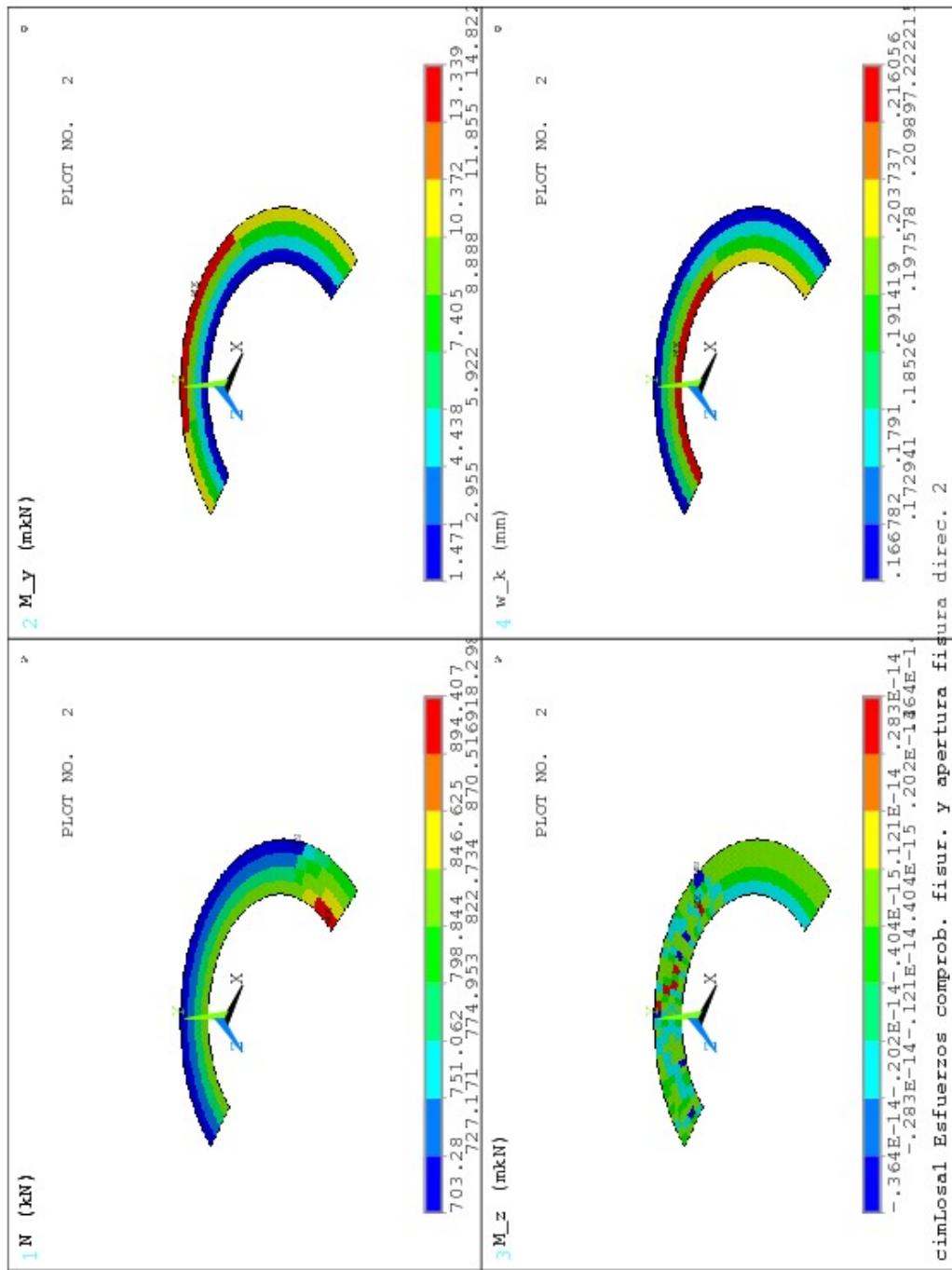


Figura C.8: losa de cimentación, zona 1, máximo valor de la apertura de fisura (mm) sección en dirección circunferencial y esfuerzos que la originan

ChimeneaEquilibrioToritoSecHA1CimLosa2											
Sección losa de cimentación. Armadura en dirección radial.											
					ancho: $b = 1,00 \text{ m}$	canto: $h = 2,00 \text{ m}$					
<b>Materiales:</b>											
Hormigón: A36M	Módulo de deformación longitudinal: $E_c = 27,13 \text{ GPa}$										
Acero: A706G60	Módulo elástico: $E_s = 200,00 \text{ GPa}$										
<b>Valores estáticos:</b>											
Sección bruta:											
$A_{bruta} = 2,000 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):					$\begin{pmatrix} 4580,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 6666,67 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 1666,67 \end{pmatrix}$					
C.D.G.: (0,00,0,00) m											
Sección homogeneizada:											
$A_{homog.} = 2,037 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):					$\begin{pmatrix} 4580,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 6982,34 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 1721,41 \end{pmatrix}$					
C.D.G.: (0,00,0,00) m											
<b>Armadura pasiva:</b>											
Área total $A_s = 25,80 \text{ cm}^2$ Cuantía geométrica $\rho = 1,29\%$											
Familias de armadura principal:											
Id	n. barras	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	c. geom. (%)	recub. mec. (cm)	$y_{cdg}$ (m)	$z_{cdg}$ (m)				
neg	3	23	12.90	0.64	3.0	0.000	-0.909				
pos	3	23	12.90	0.64	3.0	0.000	0.934				
Familias de armadura de cortante:											
Id	n. ramas	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	sep. (cm)	area/m ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$\alpha$ (°)	$\beta$ (°)				
Vz	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0	45.0				
Vy	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0	45.0				

Cuadro C.3: Sección losa de cimentación. Armadura en dirección radial. (ChimeneaEquilibrio-ToritoSecHA1CimLosa2).

### C.1.2. Comprobación losa de cimentación, zona 2

#### Comprobación de la armadura principal

Corresponde a las figuras C.9 y C.10.

#### Comprobación de la sección a cortante

Corresponde a las figuras C.11 a C.14.

#### Comprobación de la fisuración

Corresponde a las figuras C.15 y C.16.

ChimeneaEquilibrioToritoSecHA2LCim2											
Sección losa de cimentación. Armadura en dirección Z.											
					ancho: $b = 1,00 \text{ m}$	canto: $h = 2,00 \text{ m}$					
<b>Materiales:</b>											
Hormigón: A36M	Módulo de deformación longitudinal: $E_c = 27,13 \text{ GPa}$										
Acero: A706G60	Módulo elástico: $E_s = 200,00 \text{ GPa}$										
<b>Valores estáticos:</b>											
Sección bruta:											
$A_{bruta} = 2,000 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):										
C.D.G.: $(0,00, 0,00) \text{ m}$	$\begin{pmatrix} 4580,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 6666,67 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 1666,67 \end{pmatrix}$										
Sección homogeneizada:											
$A_{homog.} = 2,041 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):										
C.D.G.: $(0,00, 0,00) \text{ m}$	$\begin{pmatrix} 4580,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 6998,87 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 1711,86 \end{pmatrix}$										
<b>Armadura pasiva:</b>											
Área total $A_s = 28,40 \text{ cm}^2$ Cuantía geométrica $\rho = 1,42\%$											
Familias de armadura principal:											
Id	n. barras	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	c. geom. (%)	recub. mec. (cm)	$y_{cdg}$ (m)					
neg	5	19	14.20	0.71	3.0	0.000 -0.888					
pos	5	19	14.20	0.71	3.0	0.000 0.913					
Familias de armadura de cortante:											
Id	n. ramas	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	sep. (cm)	area/m ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$\alpha$ (°)					
Vz	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0					
Vy	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0					

Cuadro C.4: Sección losa de cimentación. Armadura en dirección Z. (ChimeneaEquilibrioTorito-SecHA2LCim2).

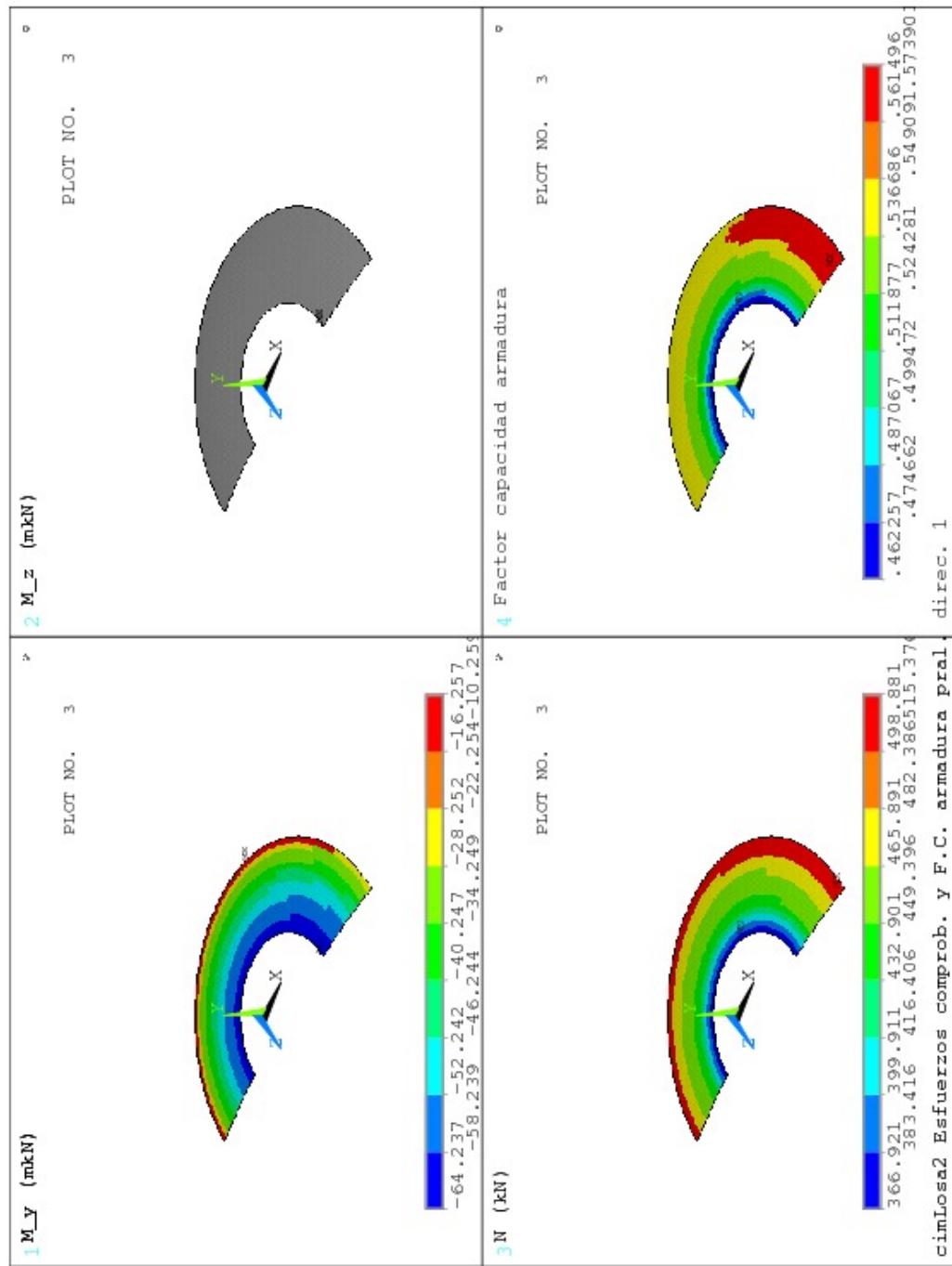


Figura C.9: losa de cimentación, zona 2, máximo valor del factor de capacidad de la armadura principal en dirección radial y esfuerzos que lo originan

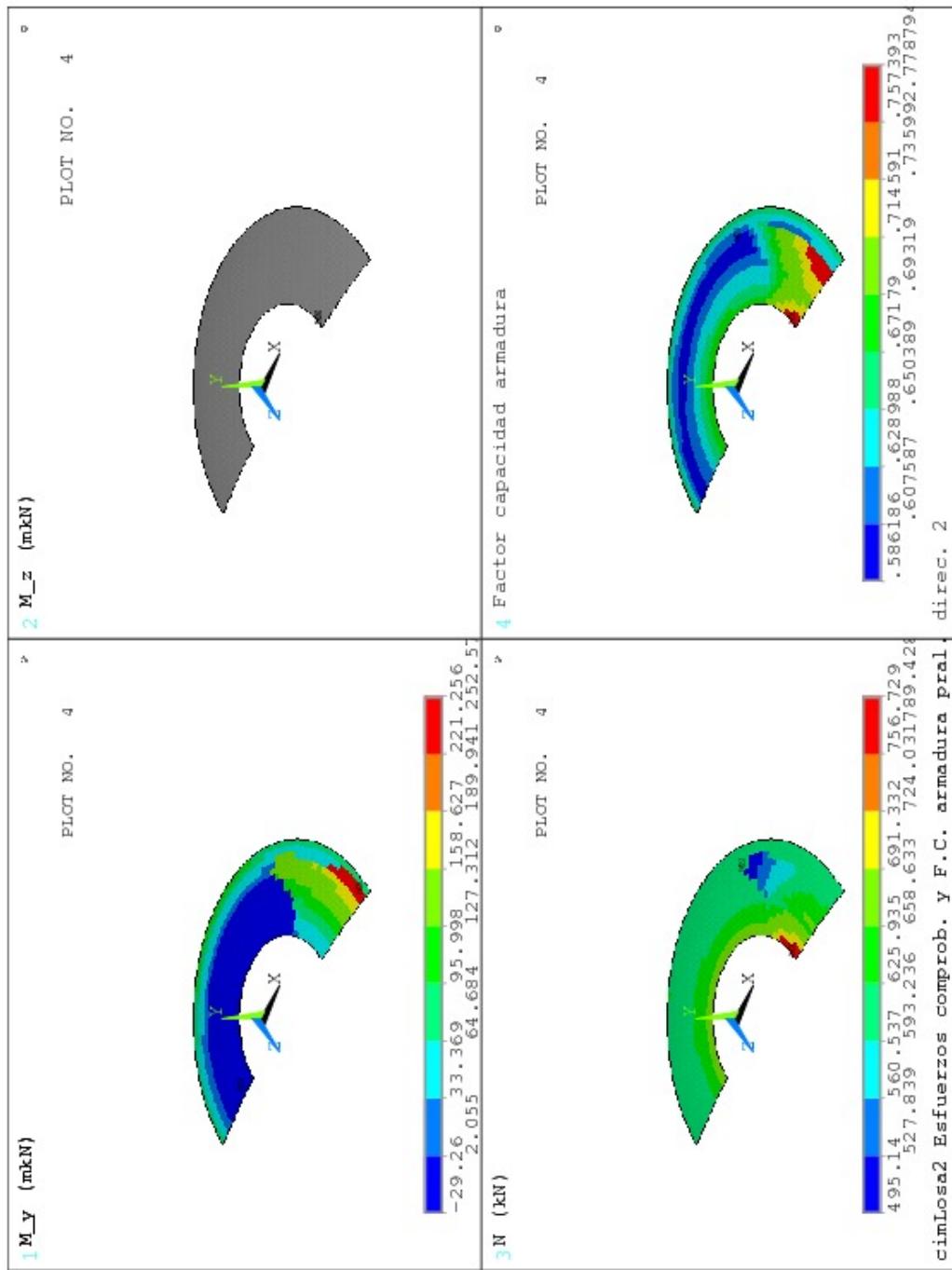


Figura C.10: losa de cimentación, zona 2, máximo valor del factor de capacidad de la armadura principal en dirección circunferencial y esfuerzos que lo originan

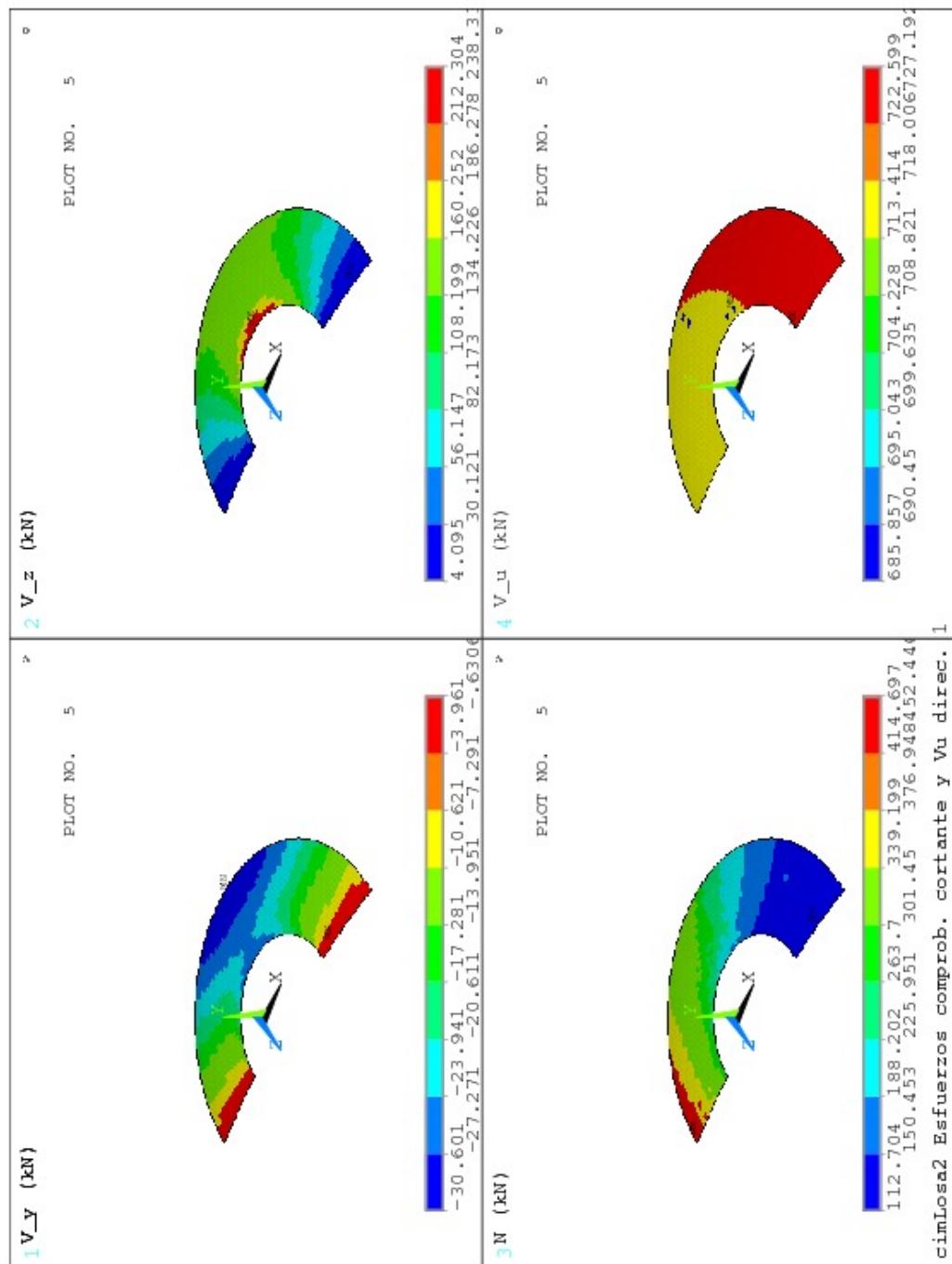


Figura C.11: losa de cimentación, zona 2, esfuerzos que originan el mínimo valor del factor de capacidad de la sección en dirección radial a cortante; esfuerzo cortante de agotamiento de la sección en dirección radial

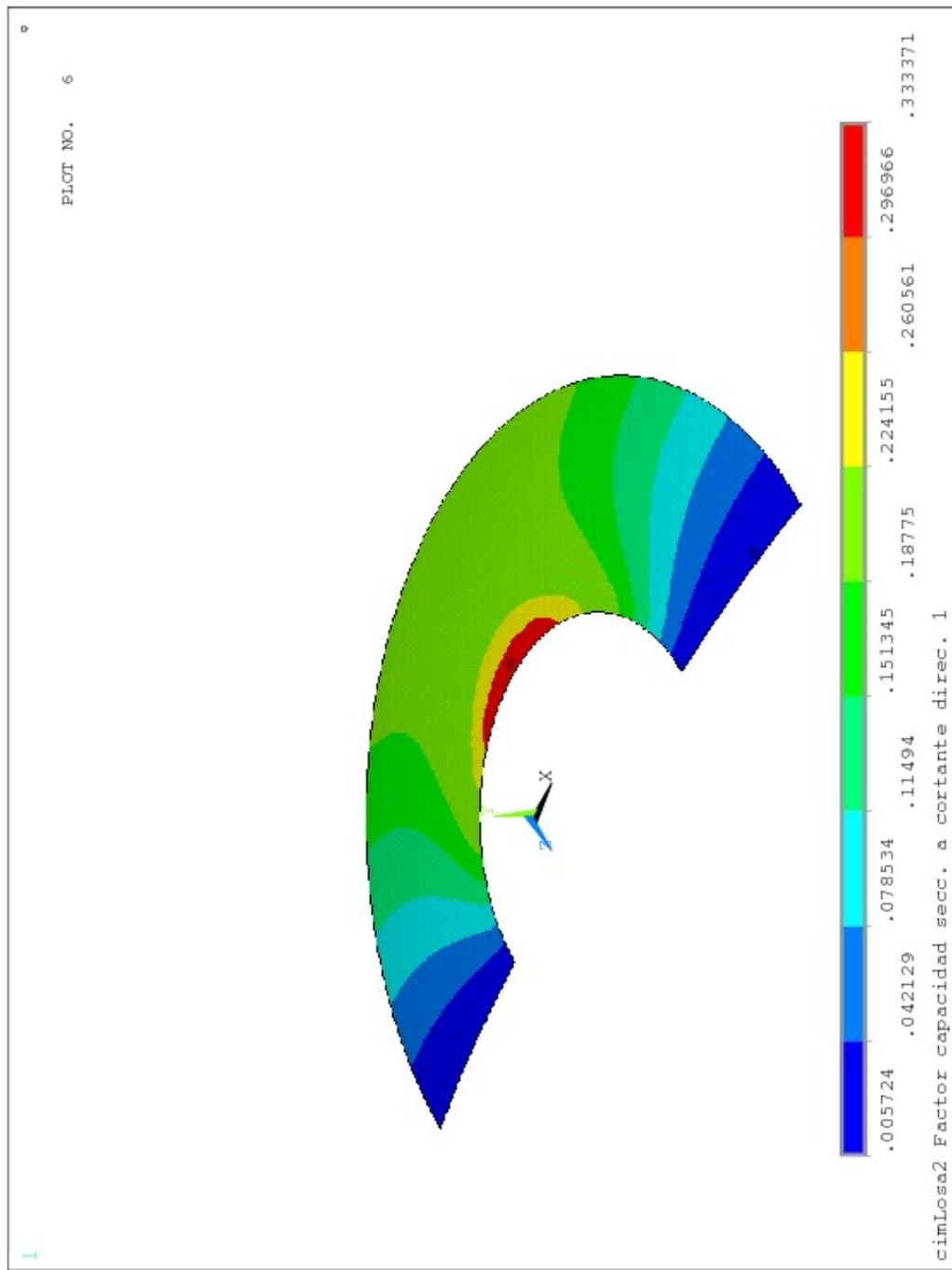


Figura C.12: losa de cimentación, zona 2, factor de capacidad de la sección en dirección radial a cortante

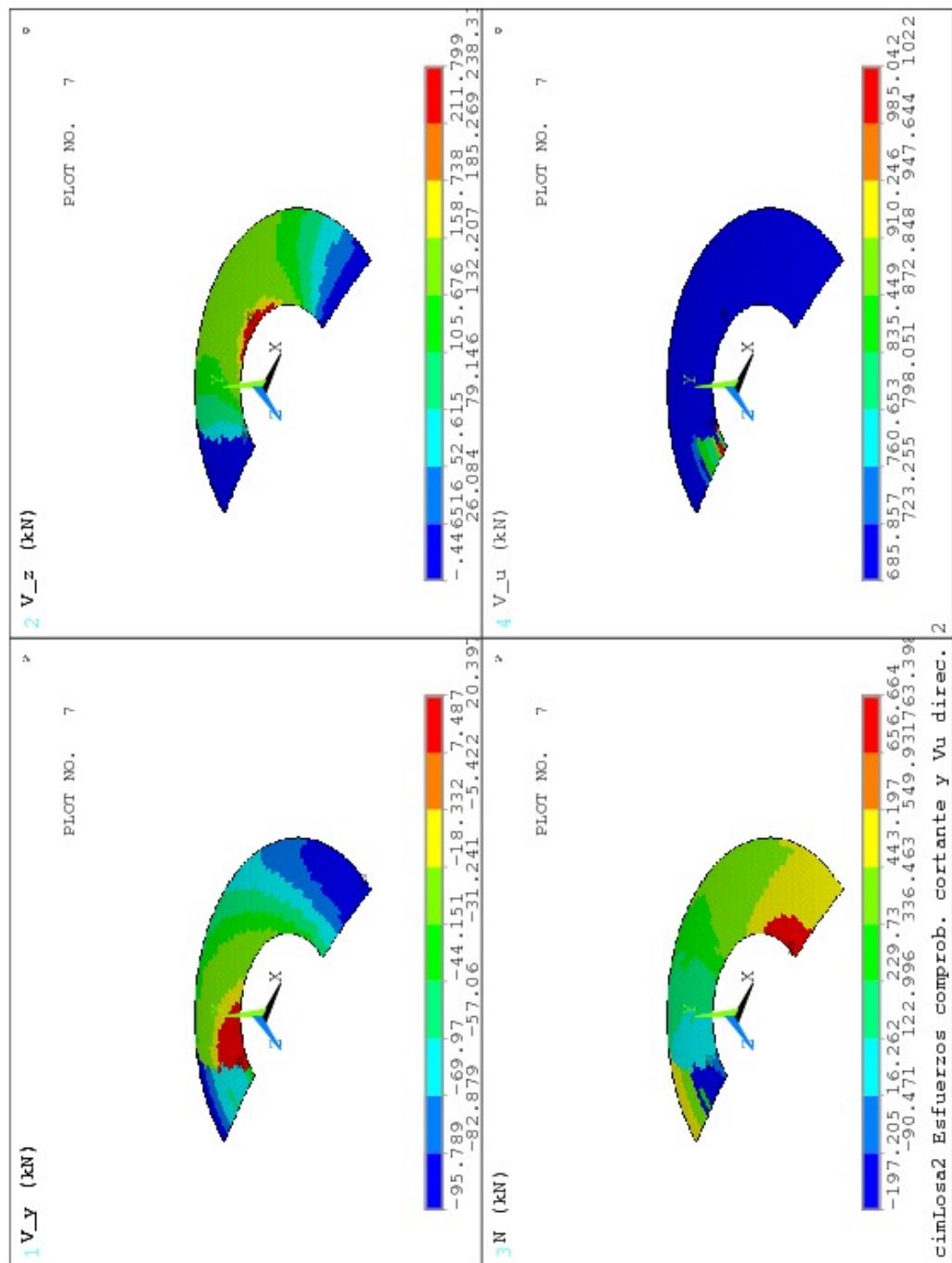


Figura C.13: losa de cimentación, zona 2, esfuerzos que originan el mínimo valor del factor de capacidad de la sección en dirección circunferencial a cortante; esfuerzo cortante de agotamiento de la sección en dirección circunferencial

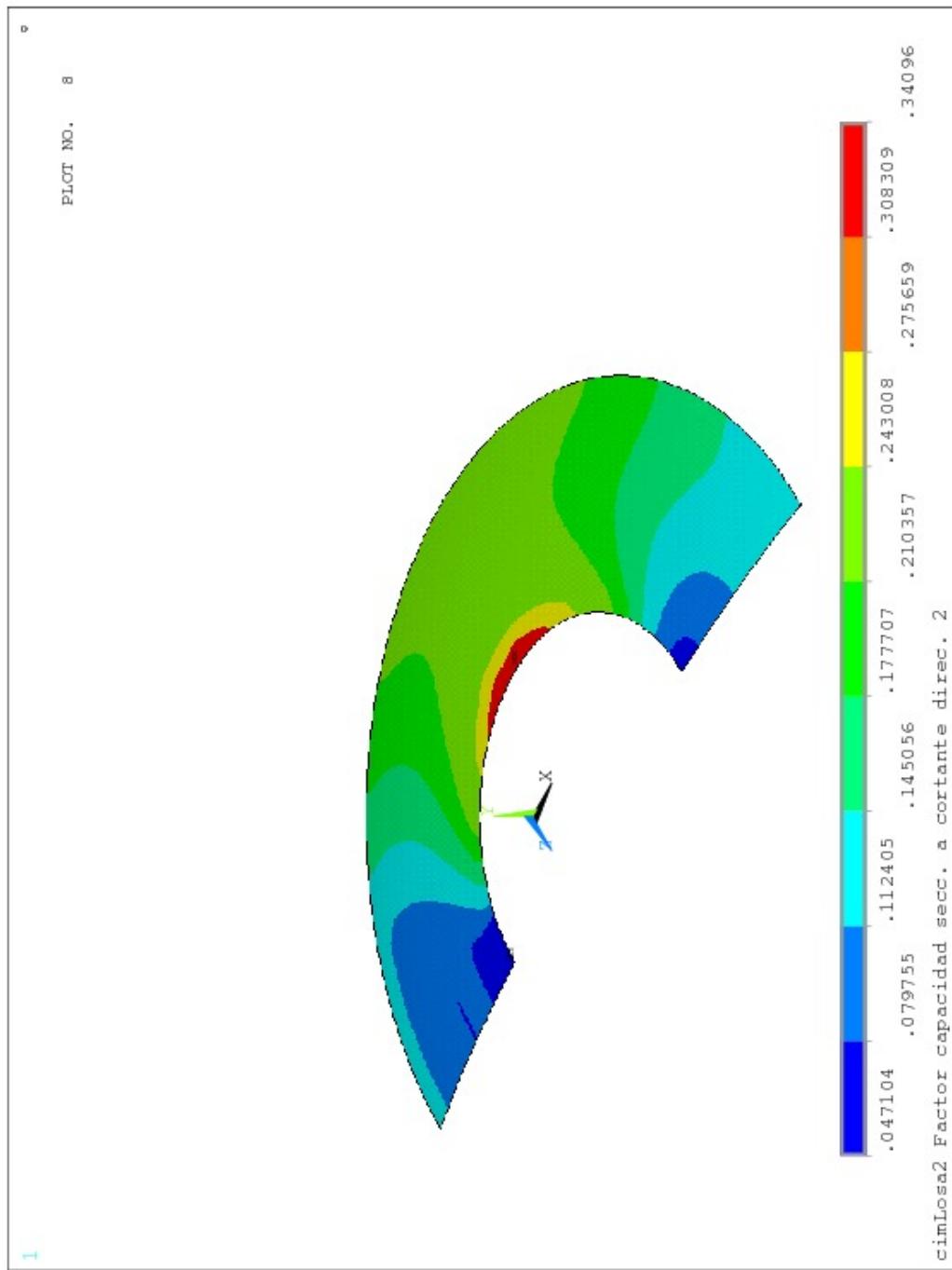


Figura C.14: losa de cimentación, zona 2, factor de capacidad de la sección en dirección circunferencial a cortante

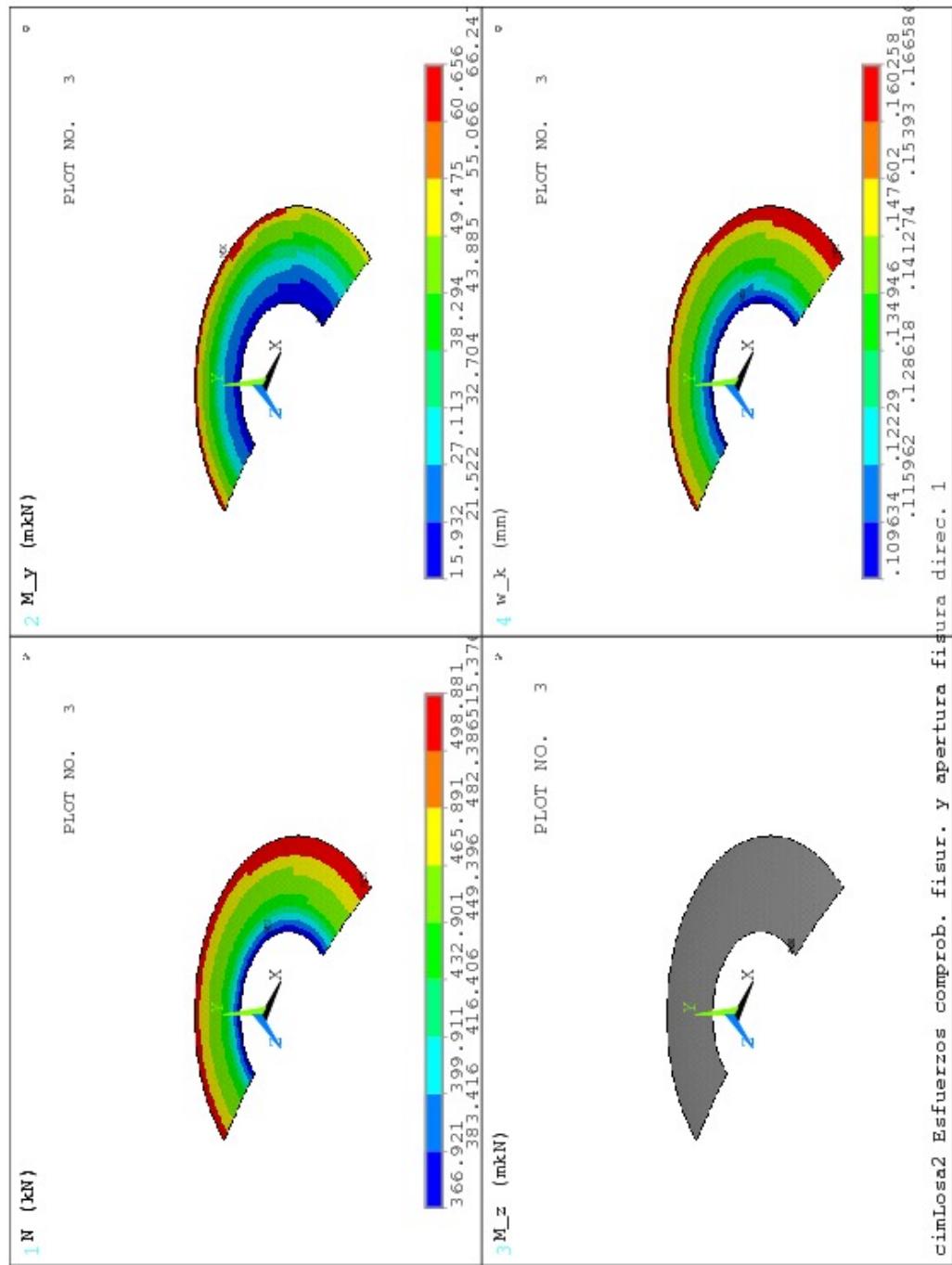


Figura C.15: losa de cimentación, zona 2, máximo valor de la apertura de fisura (mm) sección en dirección radial y esfuerzos que la originan

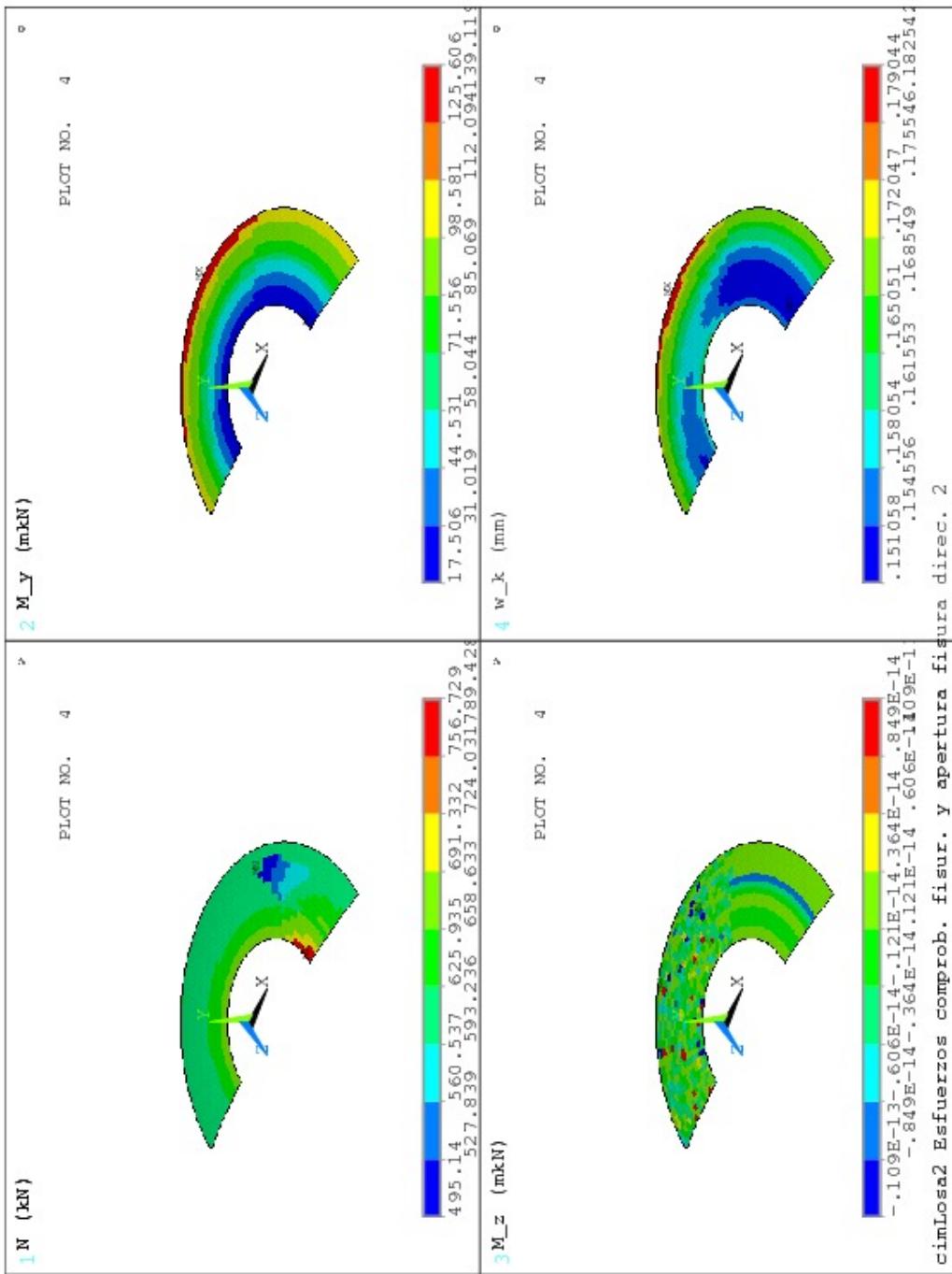


Figura C.16: losa de cimentación, zona 2, máximo valor de la apertura de fisura (mm) sección en dirección circunferencial y esfuerzos que la originan

ChimeneaEquilibrioToritoSecHA1CimLosa3											
Sección losa de cimentación. Armadura en dirección radial.											
					ancho: $b = 1,00 \text{ m}$	canto: $h = 2,00 \text{ m}$					
<b>Materiales:</b>											
Hormigón: A36M	Módulo de deformación longitudinal: $E_c = 27,13 \text{ GPa}$										
Acero: A706G60	Módulo elástico: $E_s = 200,00 \text{ GPa}$										
<b>Valores estáticos:</b>											
Sección bruta:											
$A_{bruta} = 2,000 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):										
C.D.G.: (0,00,0,00) m	$\begin{pmatrix} 4580,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 6666,67 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 1666,67 \end{pmatrix}$										
Sección homogeneizada:											
$A_{homog.} = 2,037 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):										
C.D.G.: (0,00,0,00) m	$\begin{pmatrix} 4580,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 6982,34 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 1721,41 \end{pmatrix}$										
<b>Armadura pasiva:</b>											
Área total $A_s = 25,80 \text{ cm}^2$ Cuantía geométrica $\rho = 1,29\%$											
Familias de armadura principal:											
Id	n. barras	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	c. geom. (%)	recub. mec. (cm)	$y_{cdg}$ (m)					
neg	3	23	12.90	0.64	3.0	0.000 -0.909					
pos	3	23	12.90	0.64	3.0	0.000 0.934					
Familias de armadura de cortante:											
Id	n. ramas	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	sep. (cm)	area/m ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$\alpha$ (°)					
Vz	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0					
Vy	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0					

Cuadro C.5: Sección losa de cimentación. Armadura en dirección radial. (ChimeneaEquilibrio-ToritoSecHA1CimLosa3).

### C.1.3. Comprobación losa de cimentación, zona 3

#### Comprobación de la armadura principal

Corresponde a las figuras C.17 y C.18.

#### Comprobación de la sección a cortante

Corresponde a las figuras C.19 a C.22.

#### Comprobación de la fisuración

Corresponde a las figuras C.23 y C.24.

ChimeneaEquilibrioToritoSecHA2LCim3											
Sección losa de cimentación. Armadura en dirección Z.											
					ancho: $b = 1,00 \text{ m}$	canto: $h = 2,00 \text{ m}$					
<b>Materiales:</b>											
Hormigón: A36M	Módulo de deformación longitudinal: $E_c = 27,13 \text{ GPa}$										
Acero: A706G60	Módulo elástico: $E_s = 200,00 \text{ GPa}$										
<b>Valores estáticos:</b>											
Sección bruta:											
$A_{bruta} = 2,000 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):										
C.D.G.: (0,00,0,00) m	$\begin{pmatrix} 4580,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 6666,67 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 1666,67 \end{pmatrix}$										
Sección homogeneizada:											
$A_{homog.} = 2,041 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):										
C.D.G.: (0,00,0,00) m	$\begin{pmatrix} 4580,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 6998,87 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 1711,86 \end{pmatrix}$										
<b>Armadura pasiva:</b>											
Área total $A_s = 28,40 \text{ cm}^2$ Cuantía geométrica $\rho = 1,42\%$											
Familias de armadura principal:											
Id	n. barras	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	c. geom. (%)	recub. mec. (cm)	$y_{cdg}$ (m)					
neg	5	19	14.20	0.71	3.0	0.000 -0.888					
pos	5	19	14.20	0.71	3.0	0.000 0.913					
Familias de armadura de cortante:											
Id	n. ramas	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	sep. (cm)	area/m ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$\alpha$ (°)					
Vz	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0					
Vy	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0					

Cuadro C.6: Sección losa de cimentación. Armadura en dirección Z. (ChimeneaEquilibrioTorito-SecHA2LCim3).

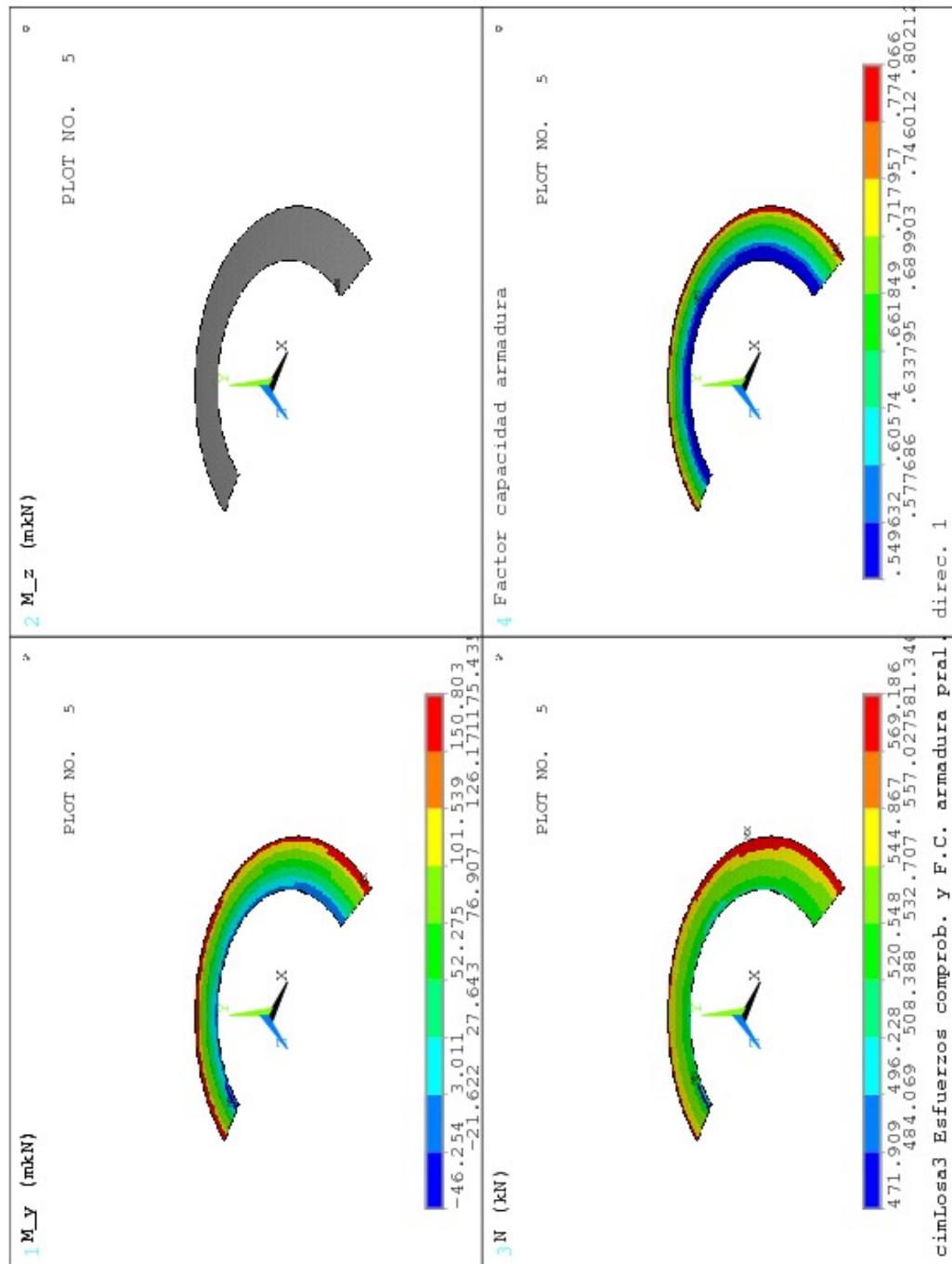


Figura C.17: losa de cimentación, zona 3, máximo valor del factor de capacidad de la armadura principal en dirección radial y esfuerzos que lo originan

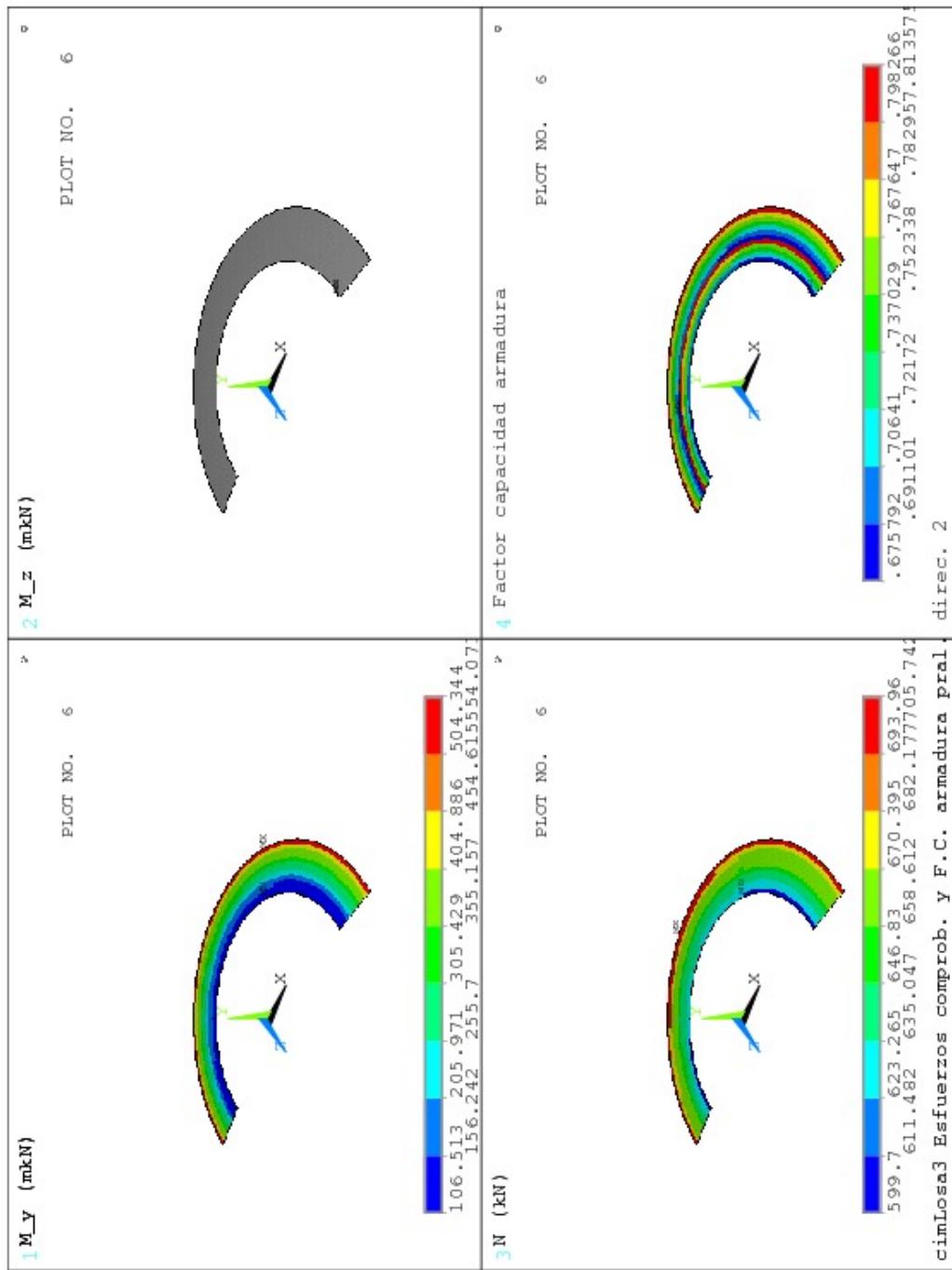


Figura C.18: losa de cimentación, zona 3, máximo valor del factor de capacidad de la armadura principal en dirección circunferencial y esfuerzos que lo originan

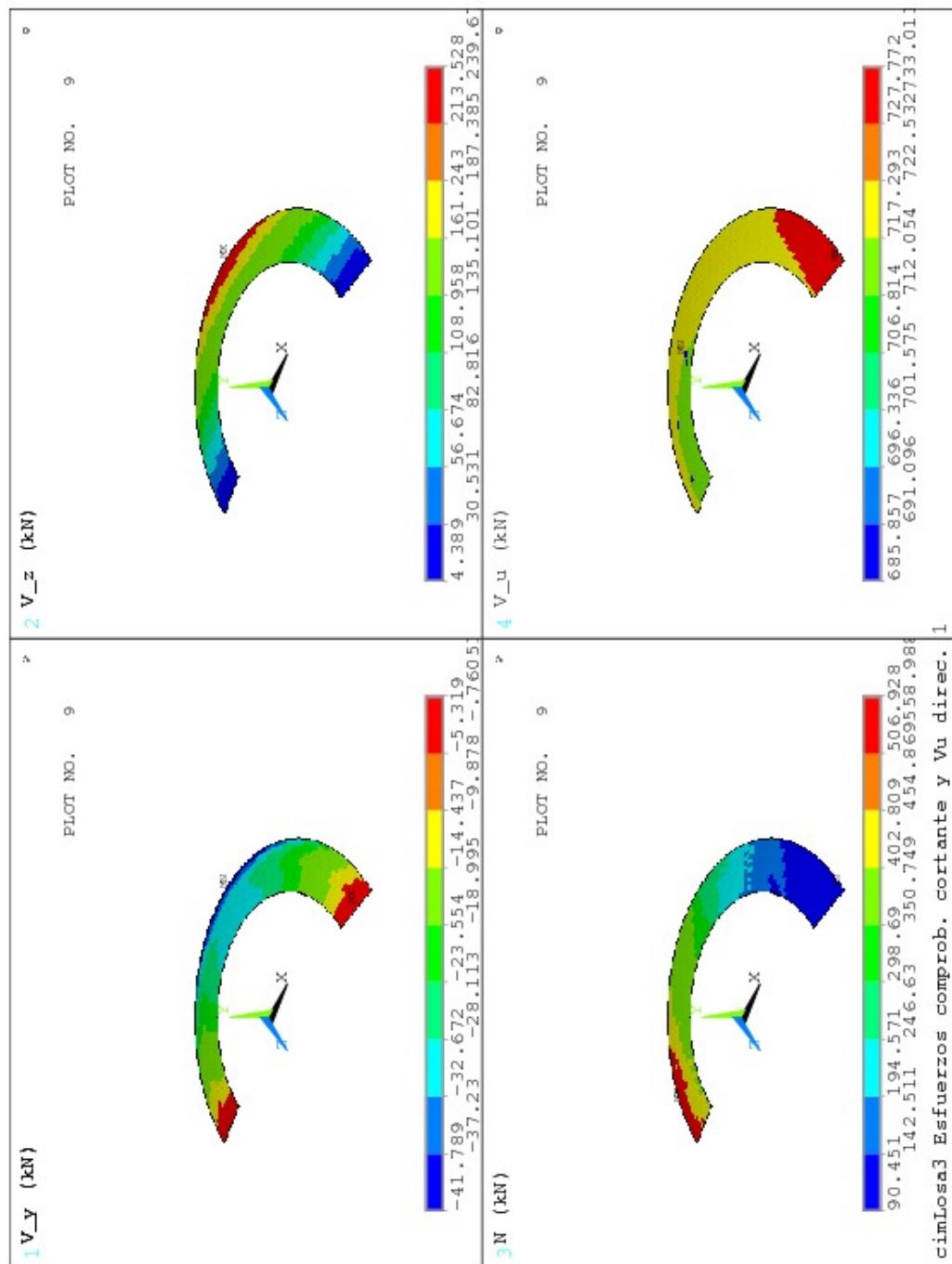


Figura C.19: losa de cimentación, zona 3, esfuerzos que originan el mínimo valor del factor de capacidad de la sección en dirección radial a cortante; esfuerzo cortante de agotamiento de la sección en dirección radial

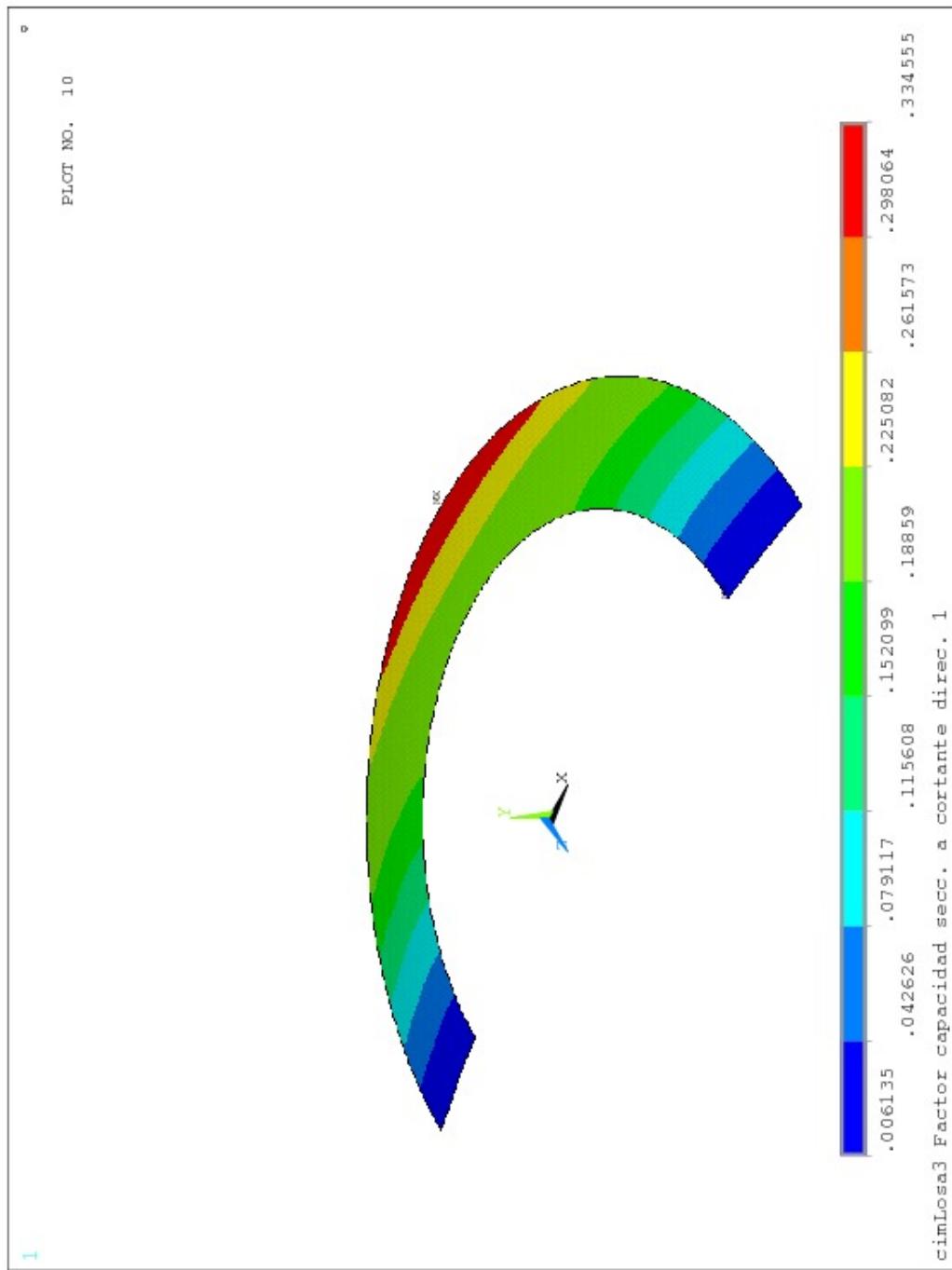


Figura C.20: losa de cimentación, zona 3, factor de capacidad de la sección en dirección radial a cortante

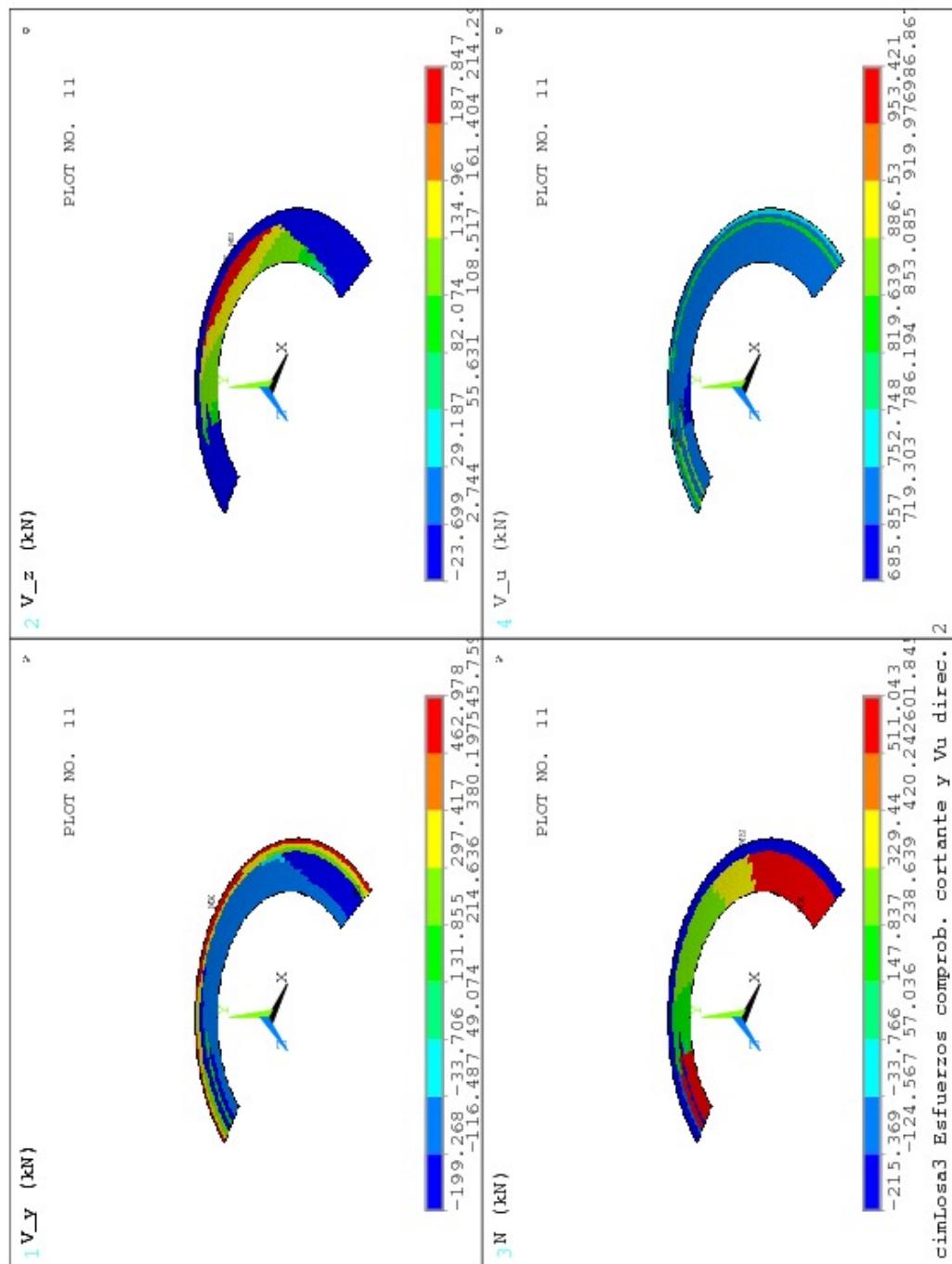


Figura C.21: losa de cimentación, zona 3, esfuerzos que originan el mínimo valor del factor de capacidad de la sección en dirección circunferencial a cortante; esfuerzo cortante de agotamiento de la sección en dirección circunferencial

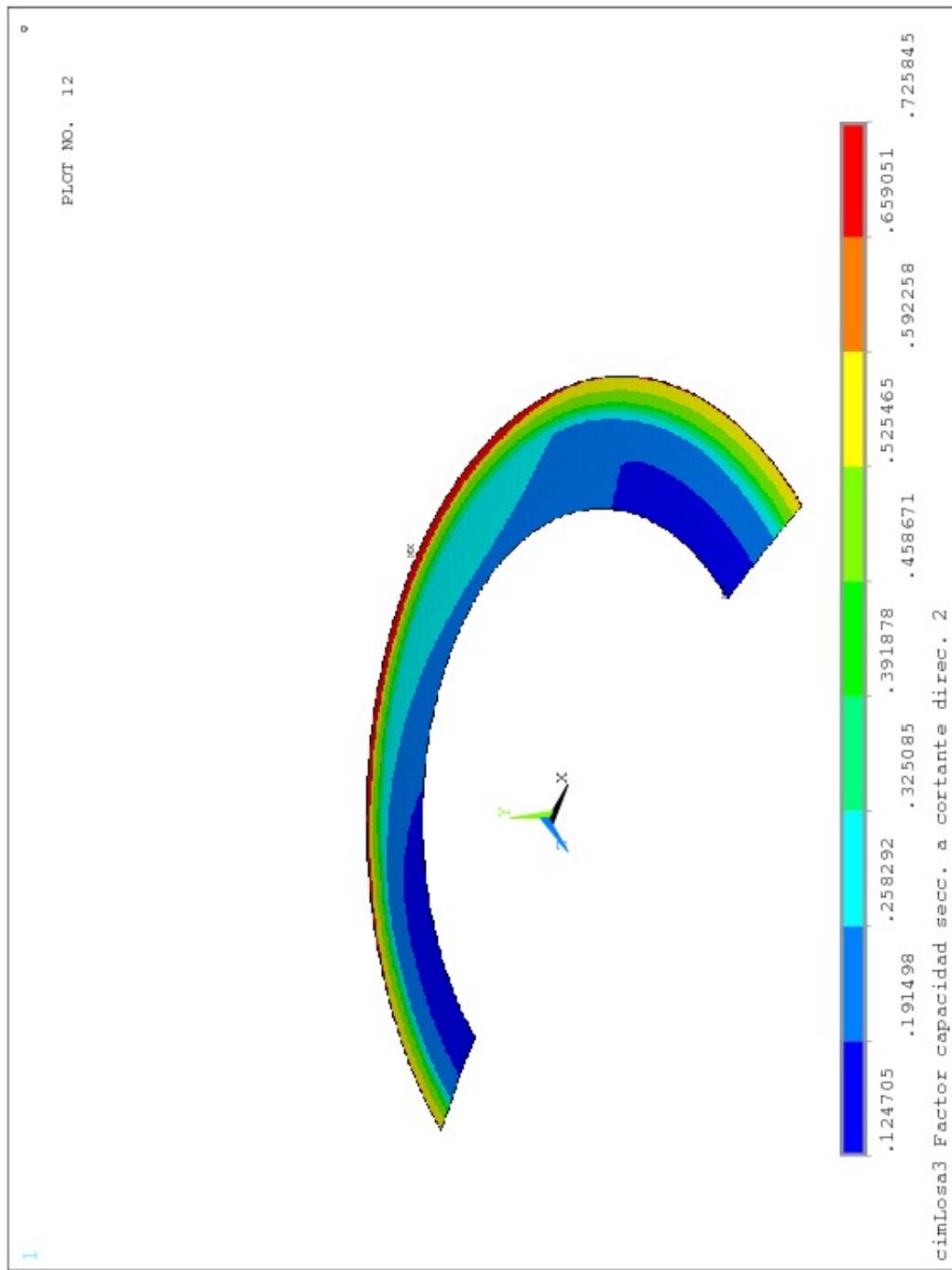


Figura C.22: losa de cimentación, zona 3, factor de capacidad de la sección en dirección circunferencial a cortante

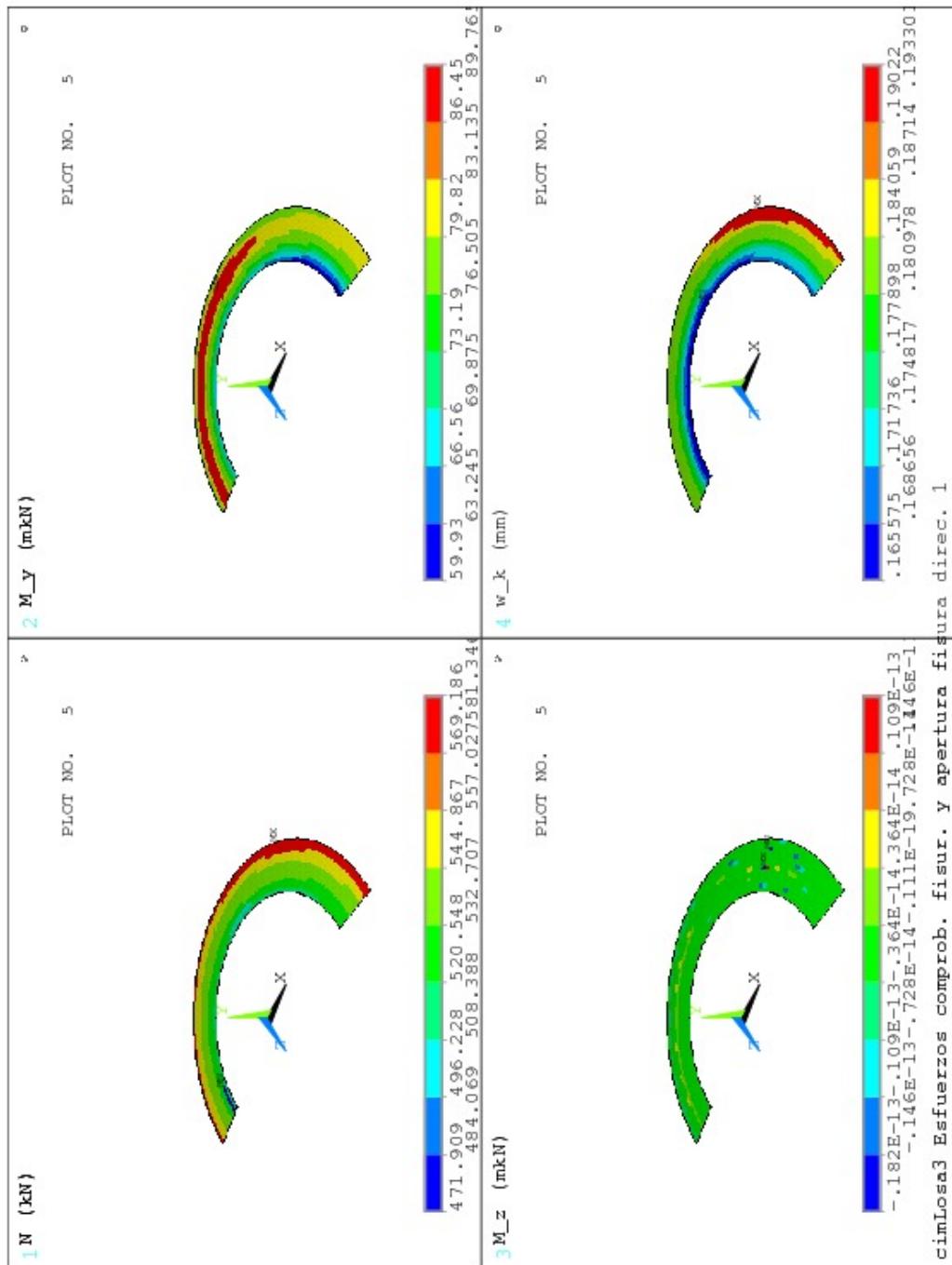


Figura C.23: losa de cimentación, zona 3, máximo valor de la apertura de fisura (mm) sección en dirección radial y esfuerzos que la originan

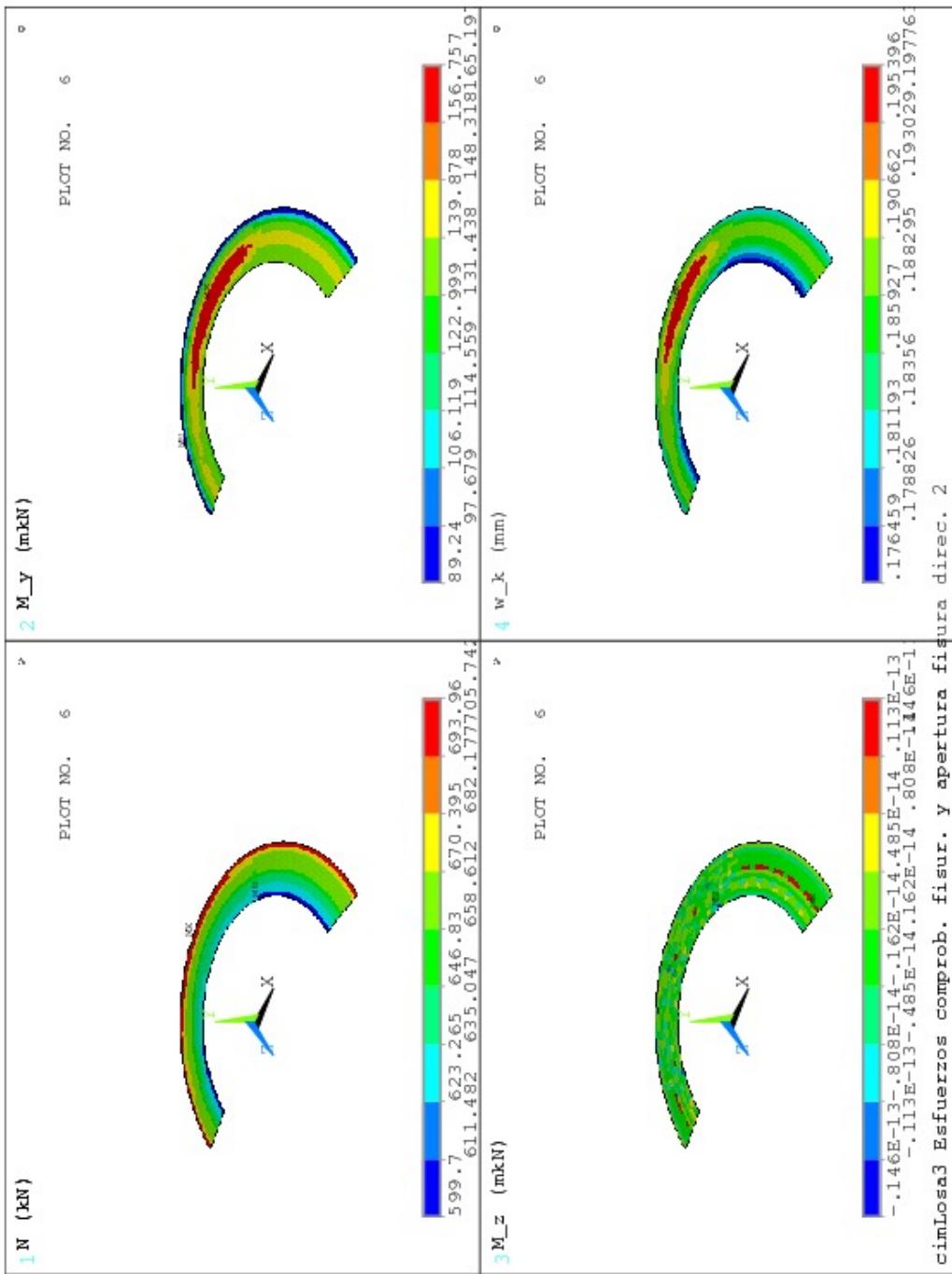


Figura C.24: losa de cimentación, zona 3, máximo valor de la apertura de fisura (mm) sección en dirección circunferencial y esfuerzos que la originan

ChimeneaEquilibrioToritoSecHA1CimTalon														
Sección talón de cimentación. Armadura en dirección radial.														
				ancho: $b = 1,00 \text{ m}$ canto: $h = 3,00 \text{ m}$										
<b>Materiales:</b>														
Hormigón: A36M	Módulo de deformación longitudinal: $E_c = 27,13 \text{ GPa}$													
Acero: A706G60	Módulo elástico: $E_s = 200,00 \text{ GPa}$													
<b>Valores estáticos:</b>														
Sección bruta:														
$A_{bruta} = 3,000 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):													
C.D.G.: (0,00, 0,00) m	$\begin{pmatrix} 7890,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 22500,00 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 2500,00 \end{pmatrix}$													
Sección homogeneizada:														
$A_{homog.} = 3,037 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):													
C.D.G.: (0,00, 0,00) m	$\begin{pmatrix} 7890,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 23251,09 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 2554,75 \end{pmatrix}$													
<b>Armadura pasiva:</b>														
Área total $A_s = 25,80 \text{ cm}^2$ Cuantía geométrica $\rho = 0,86\%$														
Familias de armadura principal:														
Id	n. barras	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	c. geom. (%)	recub. mec. (cm)	$y_{cdg}$ (m)								
neg	3	23	12.90	0.43	3.0	0.000 -1.409								
pos	3	23	12.90	0.43	3.0	0.000 1.434								
Familias de armadura de cortante:														
Id	n. ramas	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	sep. (cm)	area/m ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$\alpha$ (°)								
Vz	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0								
Vy	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0								

Cuadro C.7: Sección talón de cimentación. Armadura en dirección radial. (ChimeneaEquilibrio-ToritoSecHA1CimTalon).

#### C.1.4. Comprobación talón losa de cimentación

##### Comprobación de la armadura principal

Corresponde a las figuras C.25 y C.26.

##### Comprobación de la sección a cortante

Corresponde a las figuras C.27 a C.30.

##### Comprobación de la fisuración

Corresponde a las figuras C.31 y C.32.

ChimeneaEquilibrioToritoSecHA2TCim												
Sección talón de cimentación. Armadura en dirección Z.												
						ancho: $b = 1,00 \text{ m}$						
						canto: $h = 3,00 \text{ m}$						
<b>Materiales:</b>												
Hormigón: A36M	Módulo de deformación longitudinal: $E_c = 27,13 \text{ GPa}$											
Acero: A706G60	Módulo elástico: $E_s = 200,00 \text{ GPa}$											
<b>Valores estáticos:</b>												
Sección bruta:												
$A_{bruta} = 3,000 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):											
C.D.G.: (0,00, 0,00) m	$\begin{pmatrix} 7890,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 22500,00 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 2500,00 \end{pmatrix}$											
Sección homogeneizada:												
$A_{homog.} = 3,041 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):											
C.D.G.: (0,00, 0,00) m	$\begin{pmatrix} 7890,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 23303,10 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 2545,20 \end{pmatrix}$											
<b>Armadura pasiva:</b>												
Área total $A_s = 28,40 \text{ cm}^2$ Cuantía geométrica $\rho = 0,95\%$												
Familias de armadura principal:												
Id	n. barras	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	c. geom. (%)	recub. mec. (cm)	$y_{cdg}$ (m)						
neg	5	19	14.20	0.47	3.0	0.000						
pos	5	19	14.20	0.47	3.0	0.000						
Familias de armadura de cortante:												
Id	n. ramas	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	sep. (cm)	area/m ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$\alpha$ (°)						
Vz	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0						
Vy	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0						

Cuadro C.8: Sección talón de cimentación. Armadura en dirección Z. (ChimeneaEquilibrioToritoSecHA2TCim).

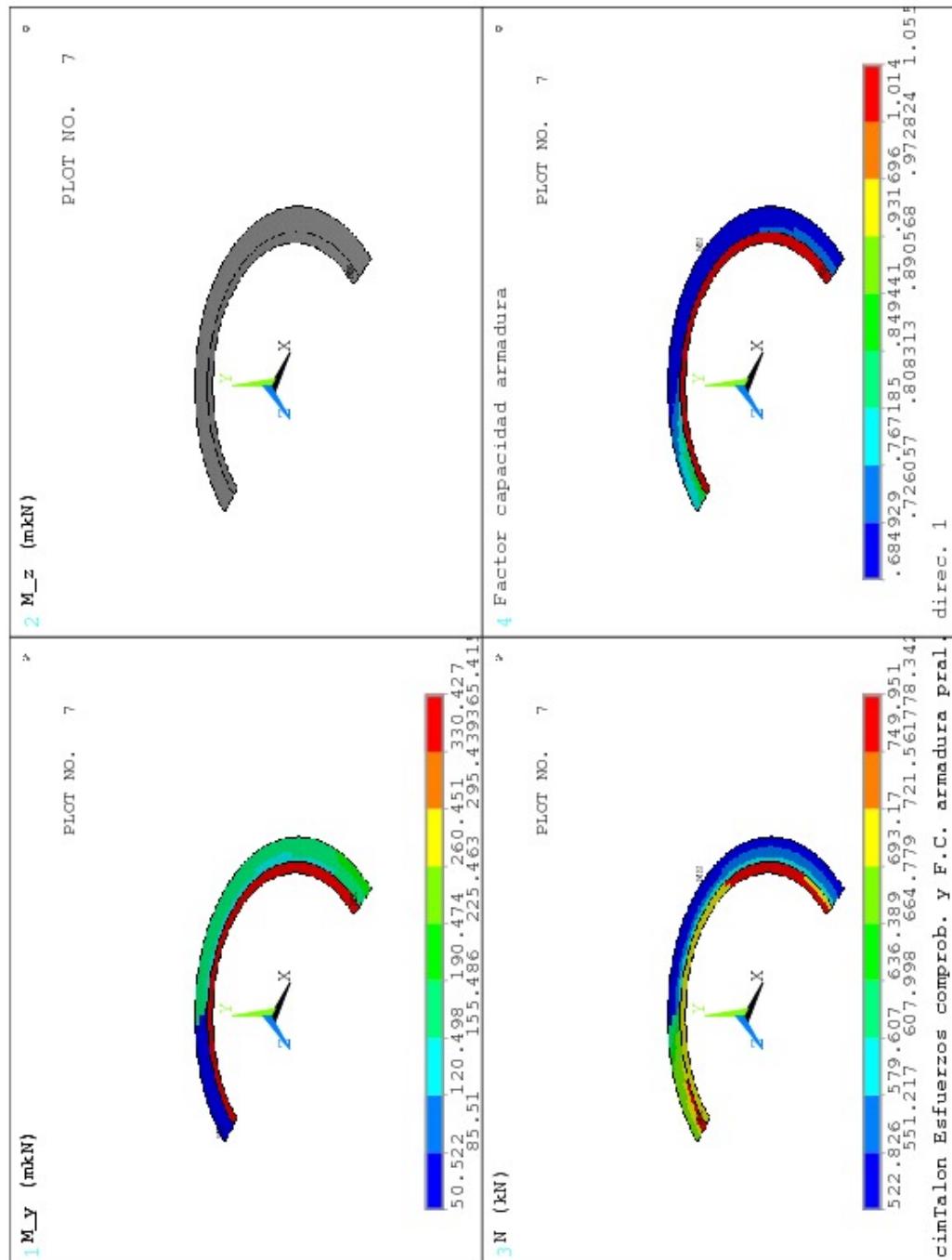


Figura C.25: talón losa de cimentación, máximo valor del factor de capacidad de la armadura principal en dirección radial y esfuerzos que lo originan

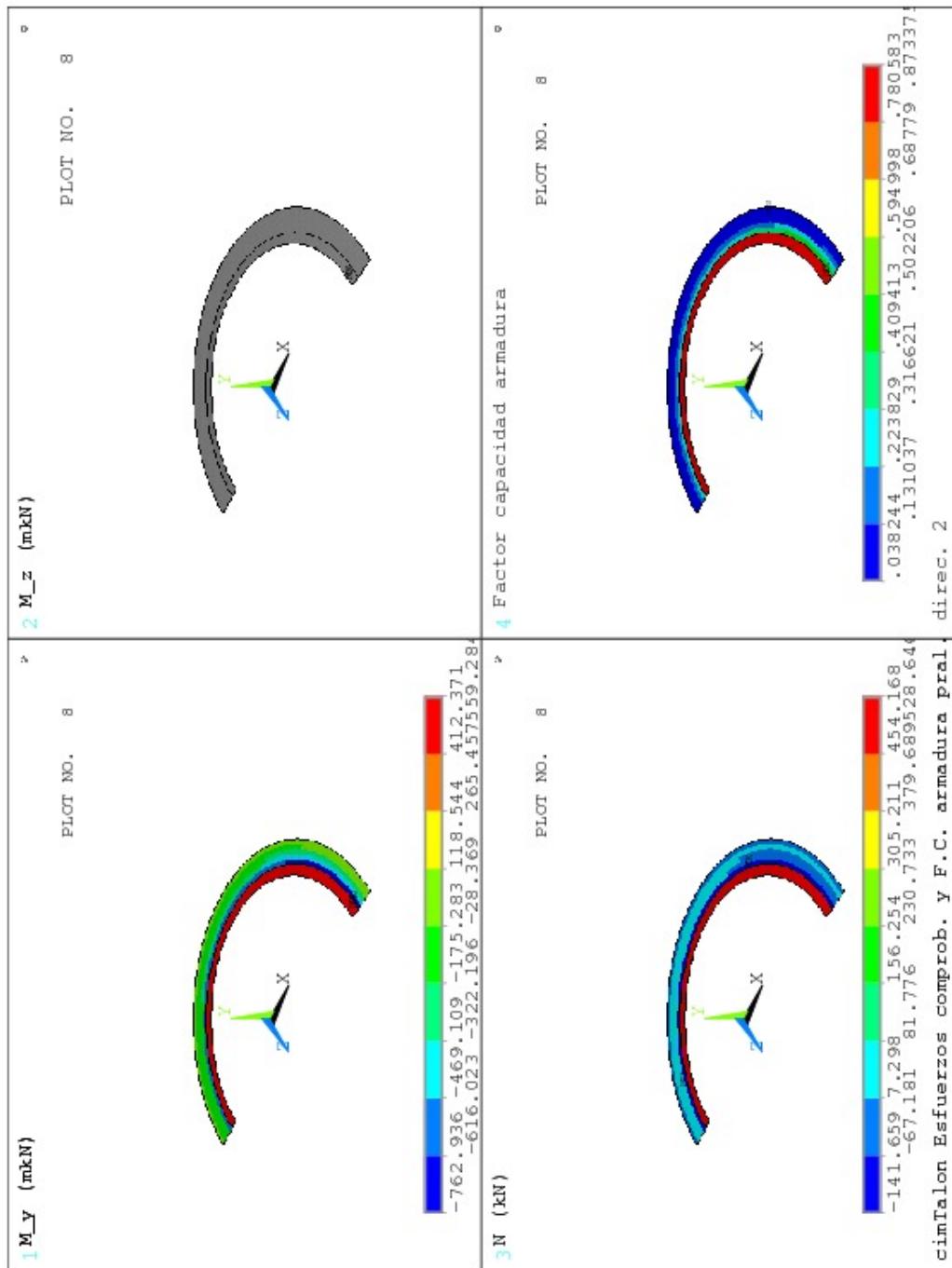


Figura C.26: talón losa de cimentación, máximo valor del factor de capacidad de la armadura principal en dirección circunferencial y esfuerzos que lo originan

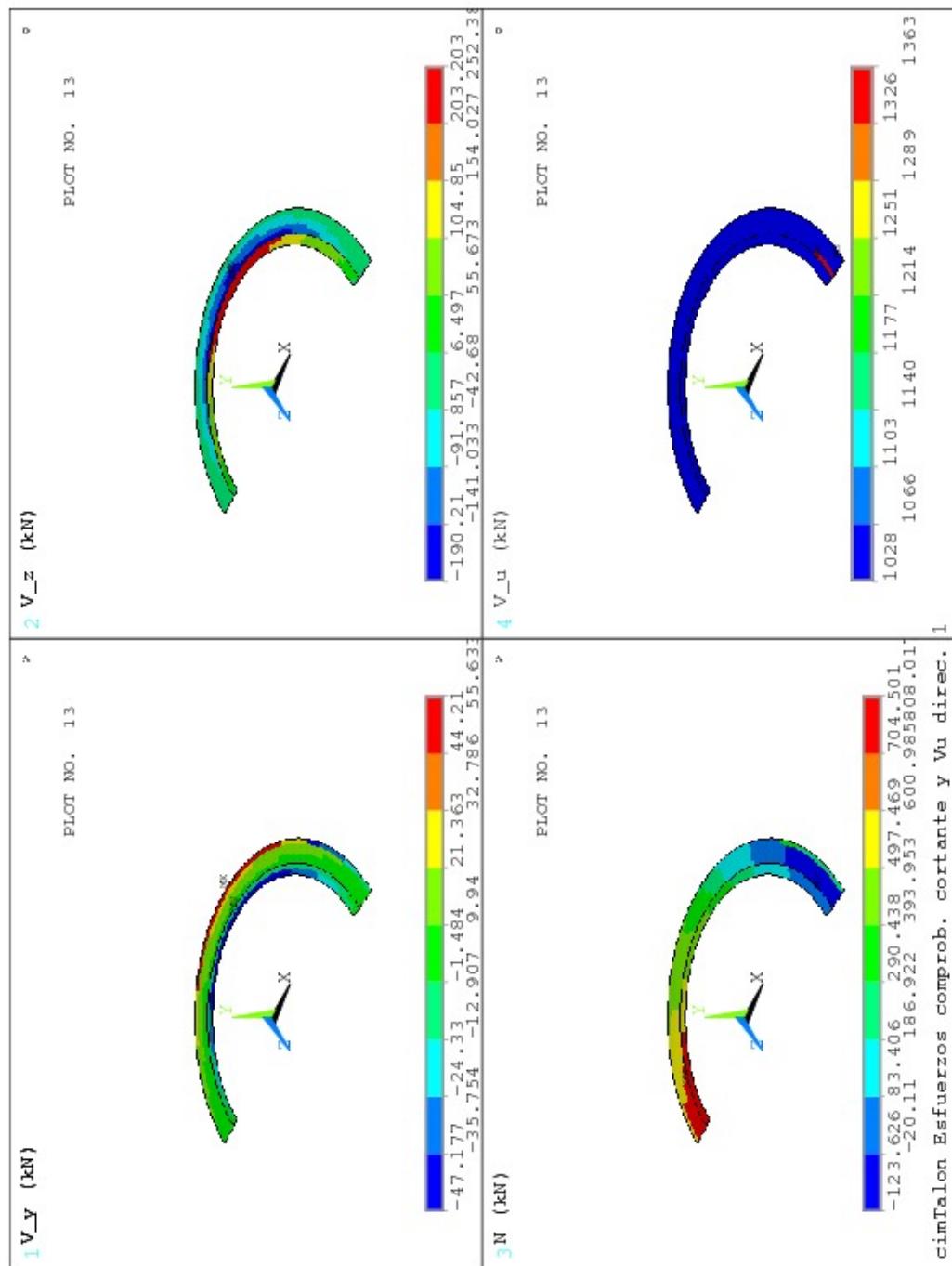


Figura C.27: talón losa de cimentación, esfuerzos que originan el mínimo valor del factor de capacidad de la sección en dirección radial a cortante; esfuerzo cortante de agotamiento de la sección en dirección radial

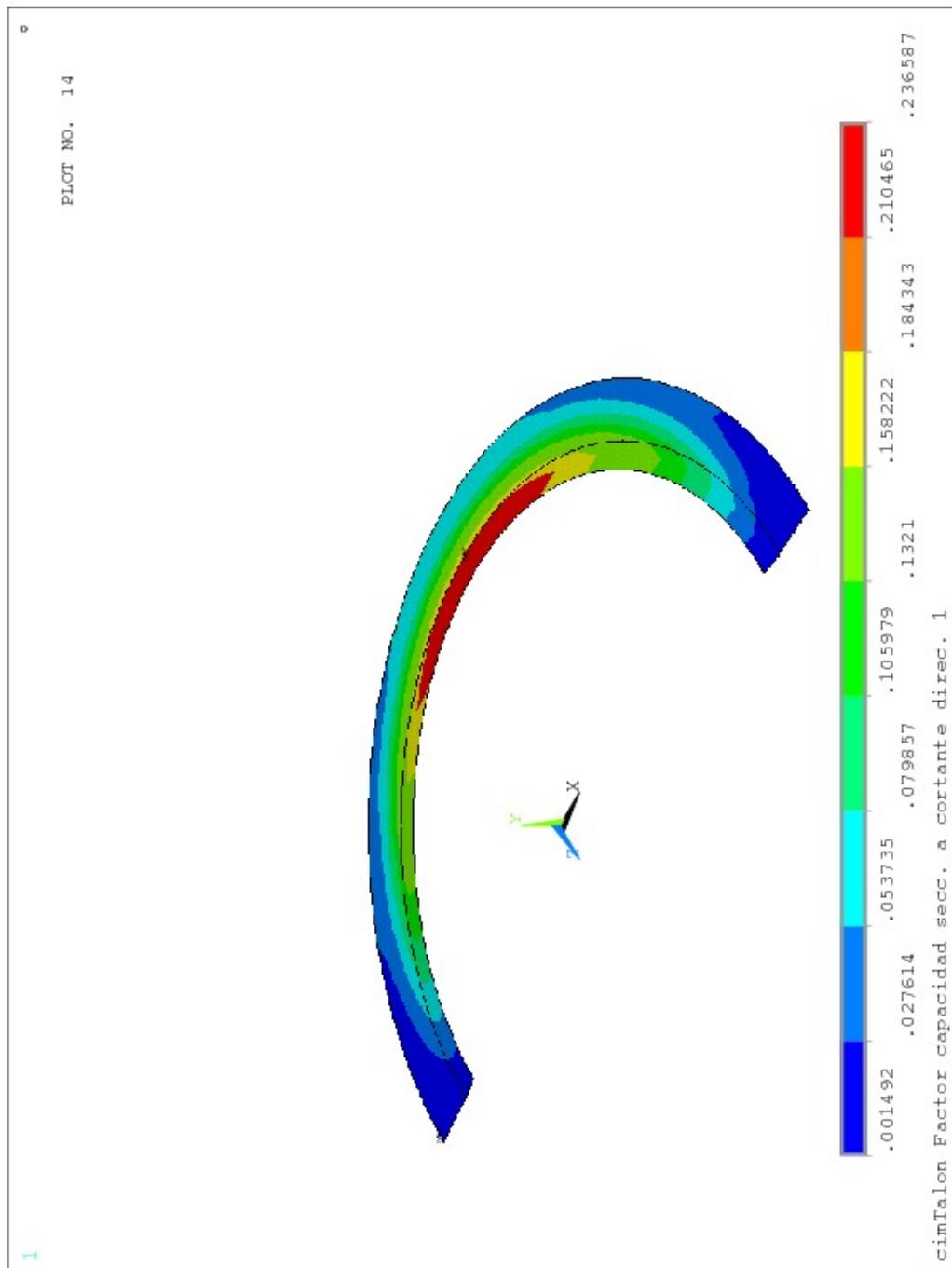


Figura C.28: talón losa de cimentación, factor de capacidad de la sección en dirección radial a cortante

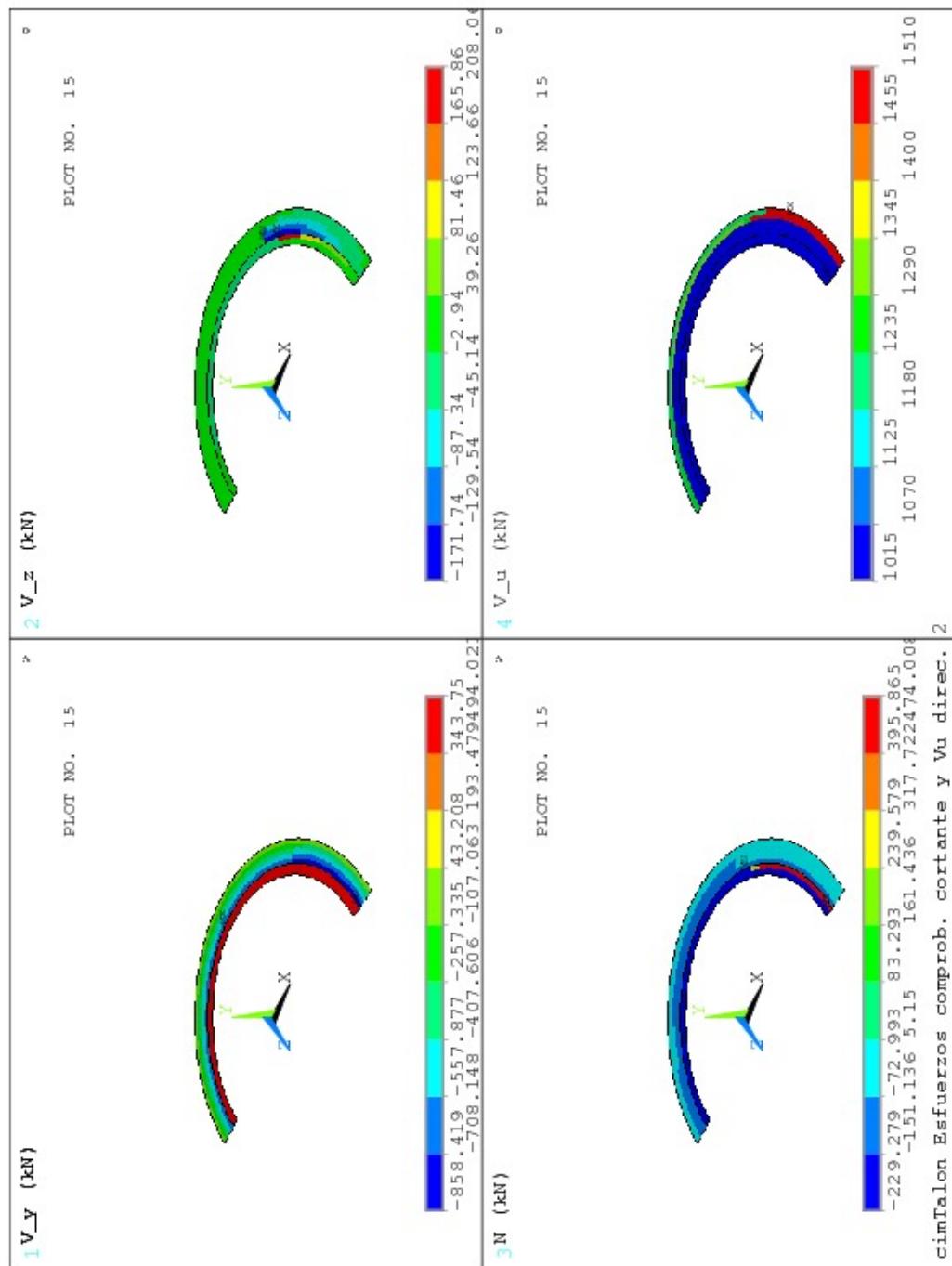


Figura C.29: talón losa de cimentación, esfuerzos que originan el mínimo valor del factor de capacidad de la sección en dirección circunferencial a cortante; esfuerzo cortante de agotamiento de la sección en dirección circunferencial

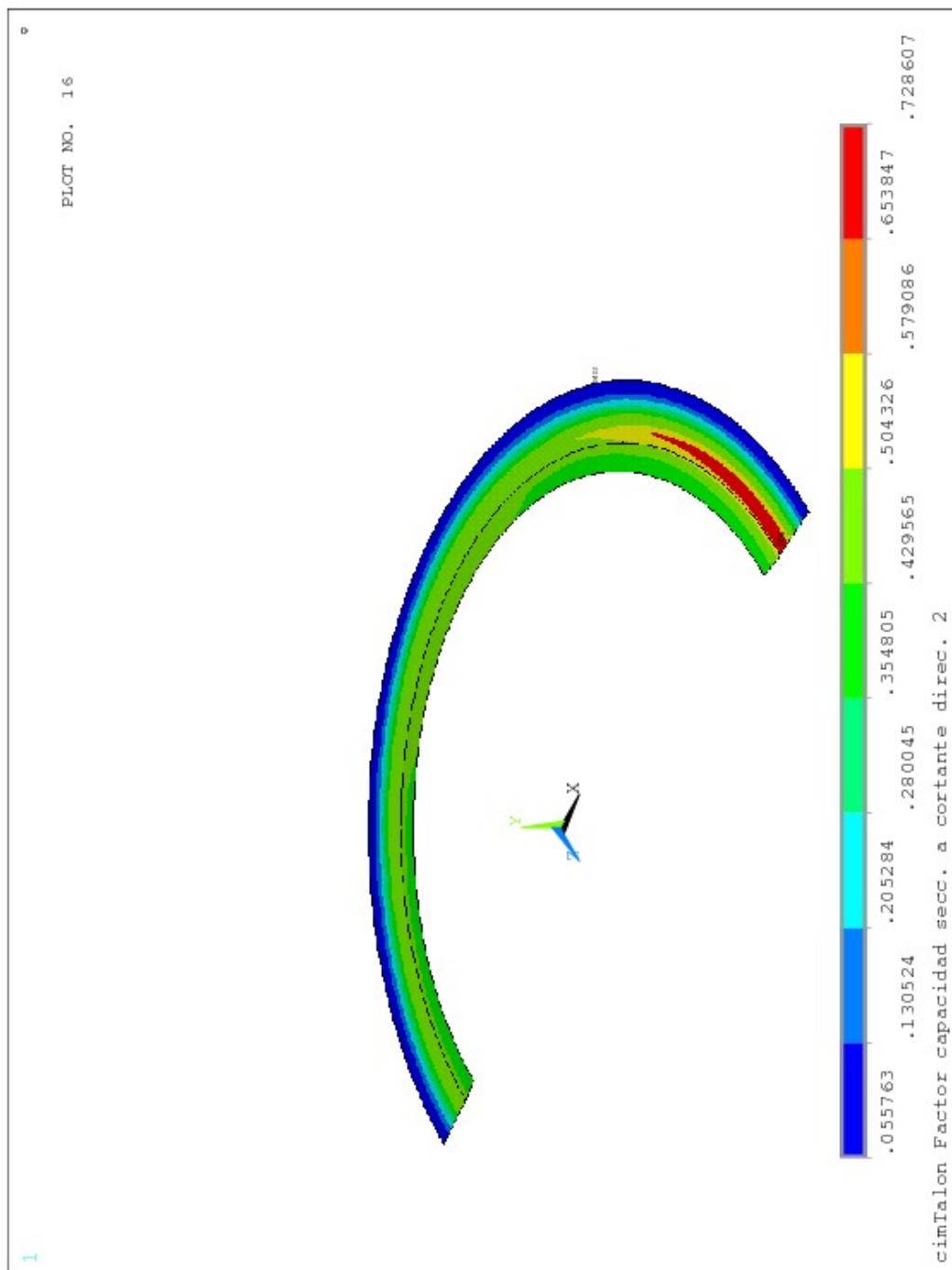


Figura C.30: talón losa de cimentación, factor de capacidad de la sección en dirección circunferencial a cortante

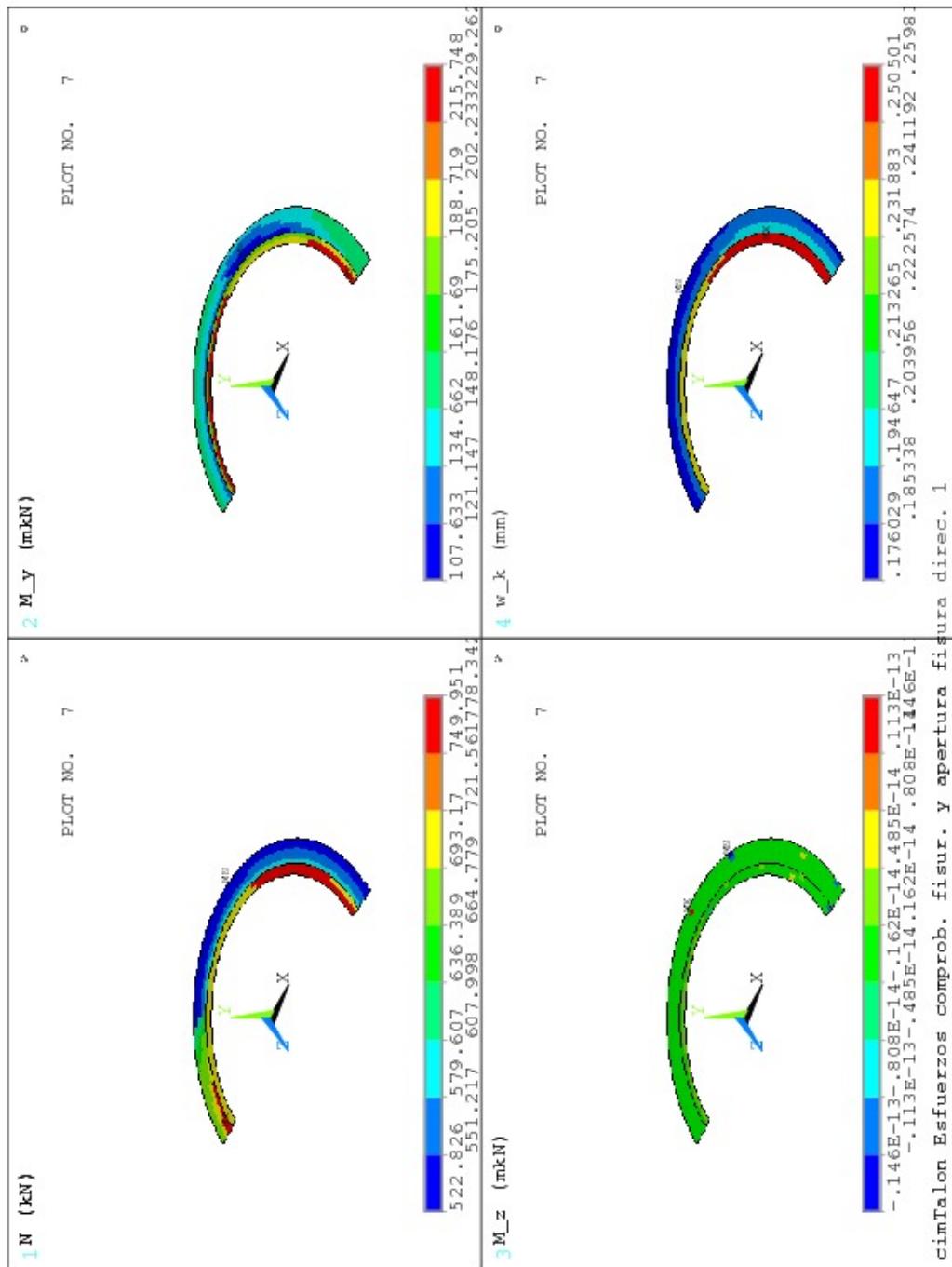


Figura C.31: talón losa de cimentación, máximo valor de la apertura de fisura (mm) sección en dirección radial y esfuerzos que la originan

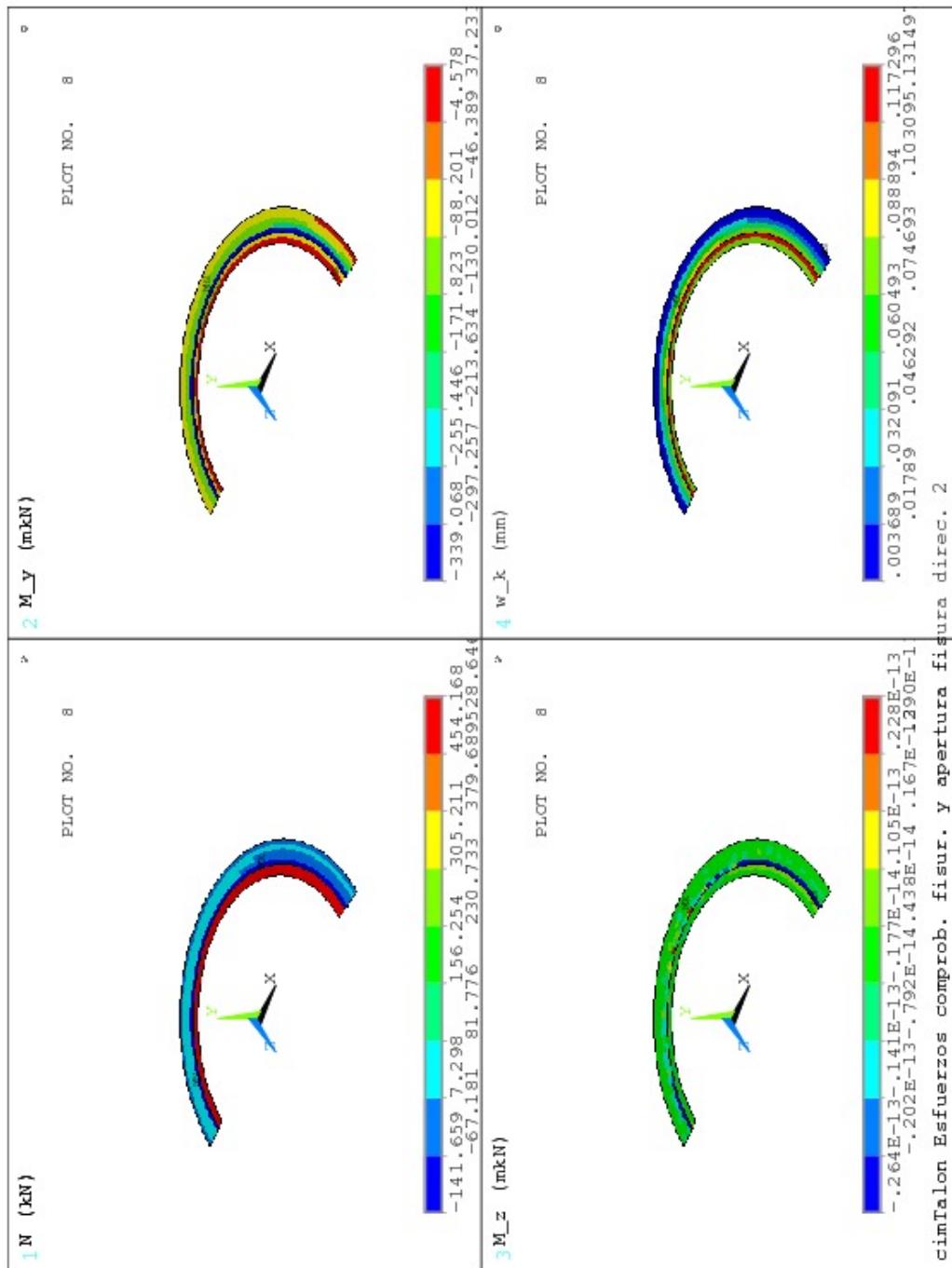


Figura C.32: talón losa de cimentación, máximo valor de la apertura de fisura (mm) sección en dirección circunferencial y esfuerzos que la originan

ChimeneaEquilibrioToritoSecHA1Muro1												
Sección muro. Armadura horizontal.												
					ancho:							
					$b = 1,00 \text{ m}$							
					canto:							
					$h = 1,40 \text{ m}$							
<b>Materiales:</b>												
Hormigón: A36M	Módulo de deformación longitudinal: $E_c = 27,13 \text{ GPa}$											
Acero: A706G60	Módulo elástico: $E_s = 200,00 \text{ GPa}$											
<b>Valores estáticos:</b>												
Sección bruta:												
$A_{bruta} = 1,400 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):											
C.D.G.: (0,00,0,00) m	$\begin{pmatrix} 2604,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 2286,67 & -0,00 \\ 0,00 & -0,00 & 1166,67 \end{pmatrix}$											
Sección homogeneizada:												
$A_{homog.} = 1,441 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):											
C.D.G.: (0,00,0,00) m	$\begin{pmatrix} 2604,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 2451,90 & -0,00 \\ 0,00 & -0,00 & 1211,86 \end{pmatrix}$											
<b>Armadura pasiva:</b>												
Área total $A_s = 28,40 \text{ cm}^2$ Cuantía geométrica $\rho = 2,03\%$												
Familias de armadura principal:												
Id	n. barras	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	c. geom. (%)	recub. mec. (cm)	$y_{cdg}$ (m)						
neg	5	19	14.20	1.01	3.0	0.000 -0.636						
pos	5	19	14.20	1.01	3.0	0.000 0.636						
Familias de armadura de cortante:												
Id	n. ramas	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	sep. (cm)	area/m ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$\alpha$ (°)						
Vz	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0						
Vy	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0						

Cuadro C.9: Sección muro. Armadura horizontal. (ChimeneaEquilibrioToritoSecHA1Muro1).

### C.1.5. Comprobación muro, zona inferior

#### Comprobación de la armadura principal

Corresponde a las figuras C.33 y C.34.

#### Comprobación de la sección a cortante

Corresponde a las figuras C.35 a C.38.

#### Comprobación de la fisuración

Corresponde a las figuras C.39 y C.40.

ChimeneaEquilibrioToritoSecHA2Muro1												
Sección muro. Armadura vertical.												
						ancho: $b = 1,00 \text{ m}$						
						canto: $h = 1,40 \text{ m}$						
<b>Materiales:</b>												
Hormigón: A36M	Módulo de deformación longitudinal: $E_c = 27,13 \text{ GPa}$											
Acero: A706G60	Módulo elástico: $E_s = 200,00 \text{ GPa}$											
<b>Valores estáticos:</b>												
Sección bruta:												
$A_{bruta} = 1,400 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):											
C.D.G.: (0,00,0,00) m	$\begin{pmatrix} 2604,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 2286,67 & -0,00 \\ 0,00 & -0,00 & 1166,67 \end{pmatrix}$											
Sección homogeneizada:												
$A_{homog.} = 1,429 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):											
C.D.G.: (0,00,0,00) m	$\begin{pmatrix} 2604,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 2396,71 & -0,00 \\ 0,00 & -0,00 & 1198,49 \end{pmatrix}$											
<b>Armadura pasiva:</b>												
Área total $A_s = 20,00 \text{ cm}^2$ Cuantía geométrica $\rho = 1,43\%$												
Familias de armadura principal:												
Id	n. barras	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	c. geom. (%)	recub. mec. (cm)	$y_{cdg}$ (m)						
neg	5	16	10.00	0.71	3.0	0.000 -0.618						
pos	5	16	10.00	0.71	3.0	0.000 0.618						
Familias de armadura de cortante:												
Id	n. ramas	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	sep. (cm)	area/m ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$\alpha$ ( $^\circ$ )						
Vz	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0						
Vy	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0						

Cuadro C.10: Sección muro. Armadura vertical. (ChimeneaEquilibrioToritoSecHA2Muro1).

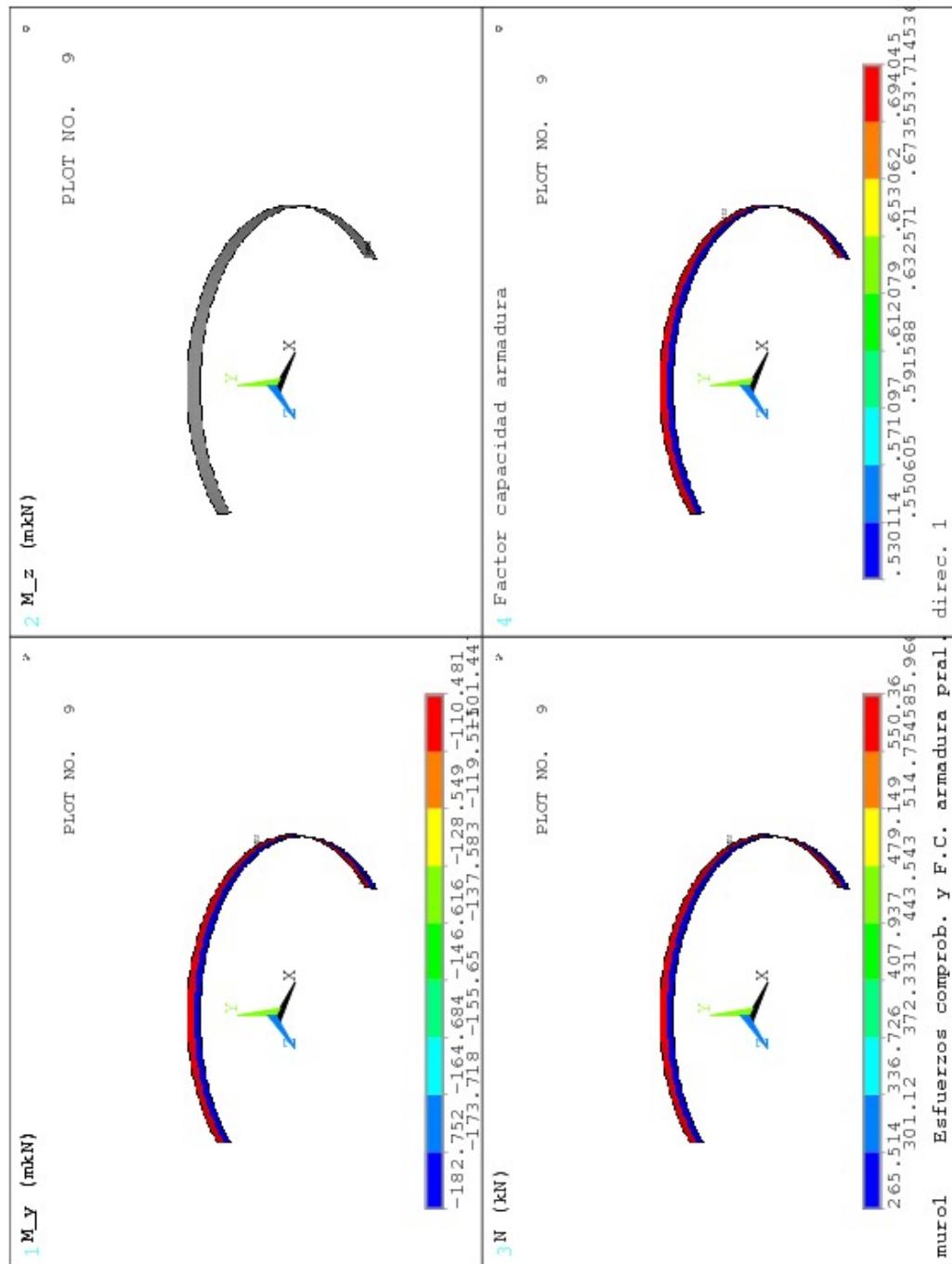
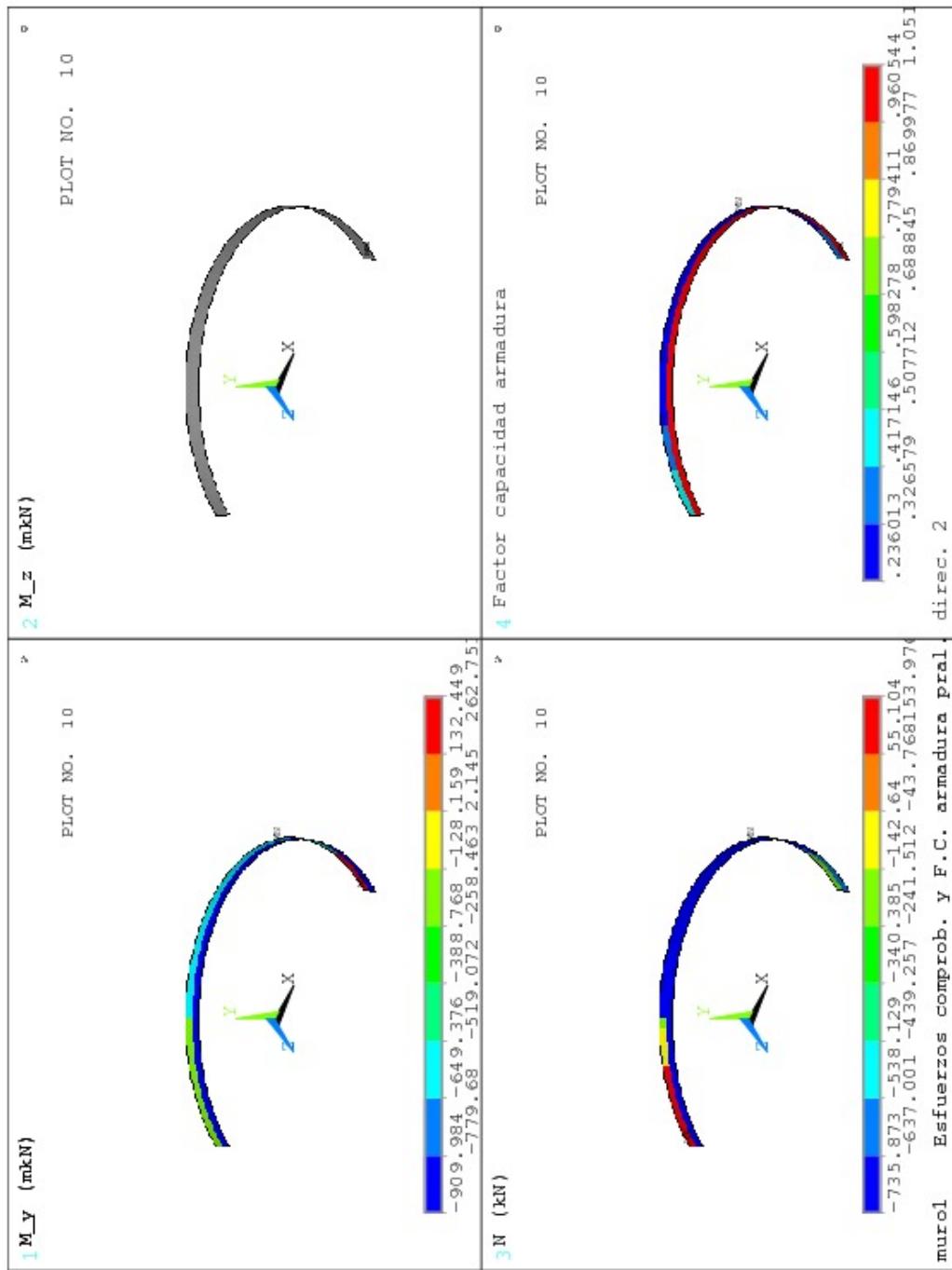


Figura C.33: muro, zona inferior, máximo valor del factor de capacidad de la armadura principal vertical y esfuerzos que lo originan



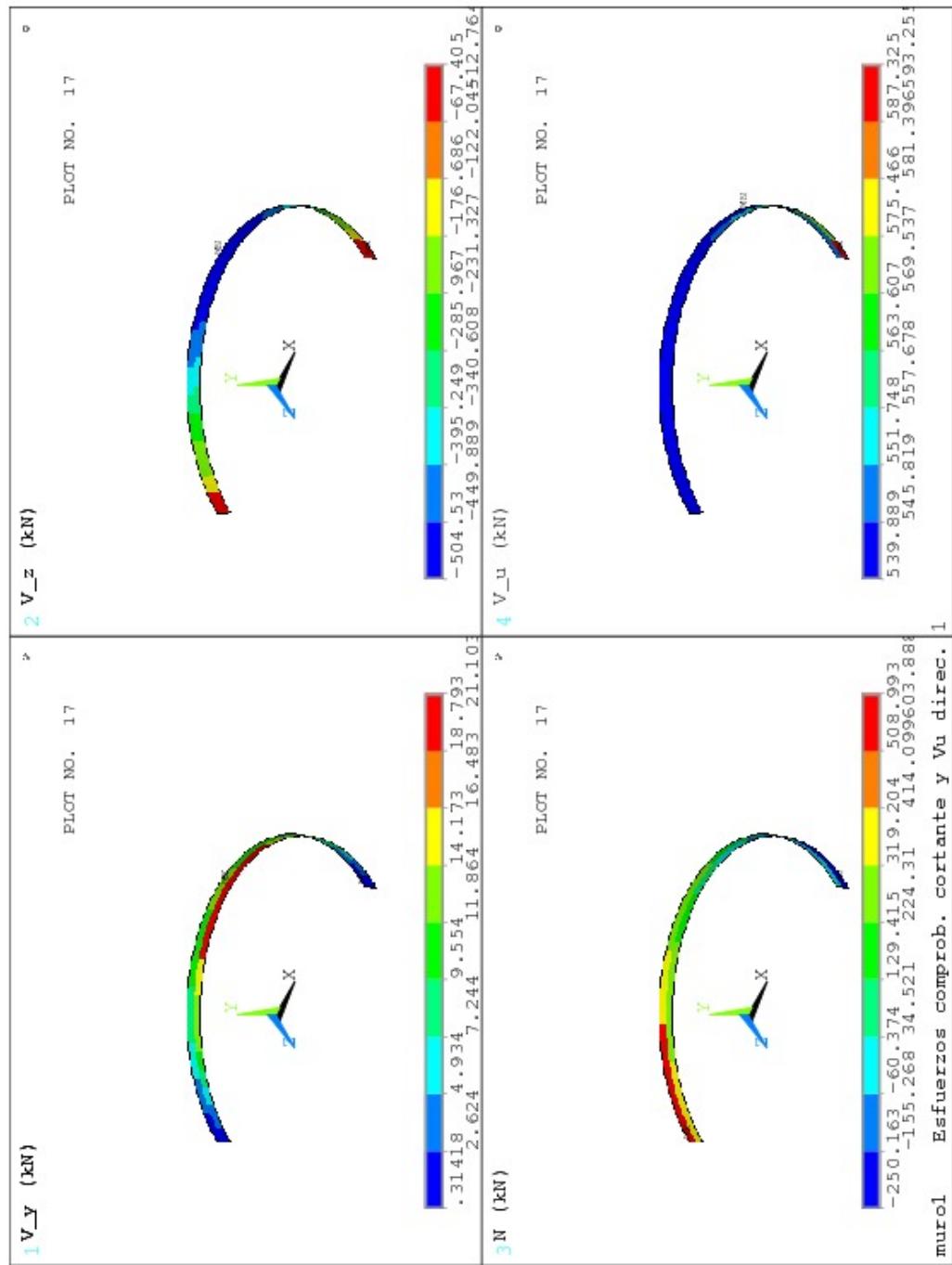


Figura C.35: muro, zona inferior, esfuerzos que originan el mínimo valor del factor de capacidad de la sección horizontal a cortante; esfuerzo cortante de agotamiento de la sección horizontal

APÉNDICE C. ESTRUCTURA DE HORMIGÓN. COMPROBACIÓN DE ARMADURAS

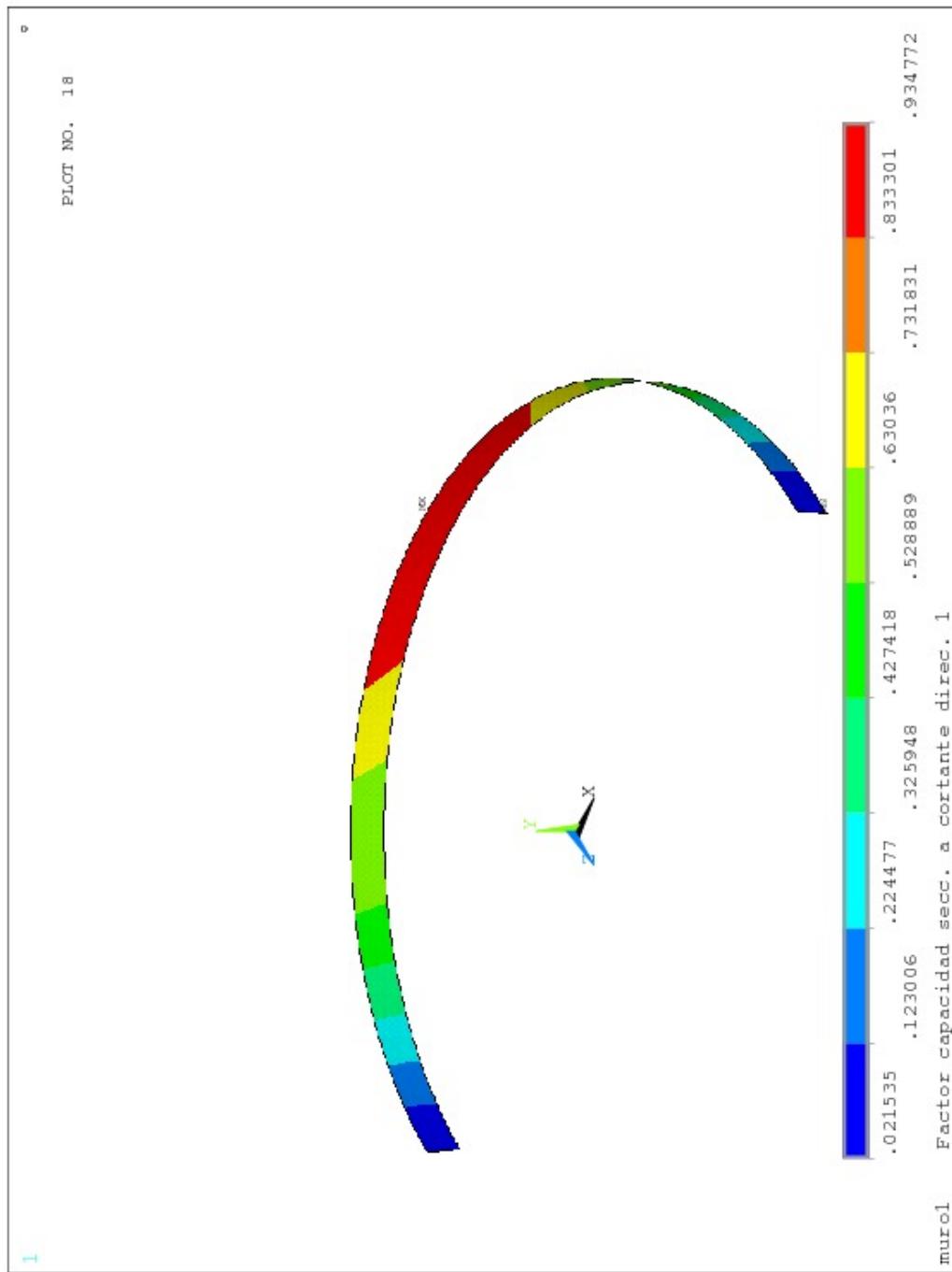


Figura C.36: muro, zona inferior, factor de capacidad de la sección horizontal a cortante

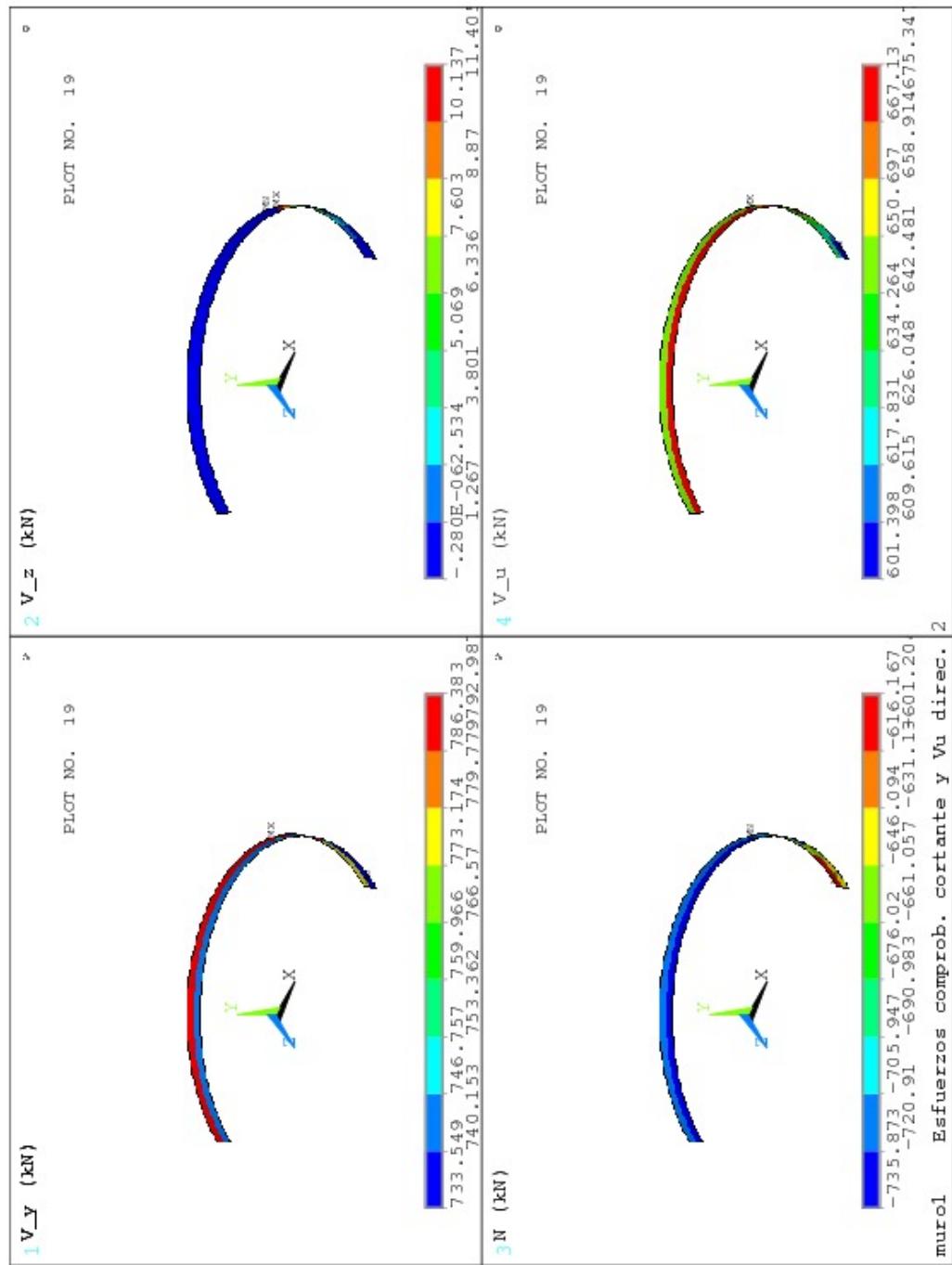


Figura C.37: muro, zona inferior, esfuerzos que originan el mínimo valor del factor de capacidad de la sección vertical a cortante; esfuerzo cortante de agotamiento de la sección vertical

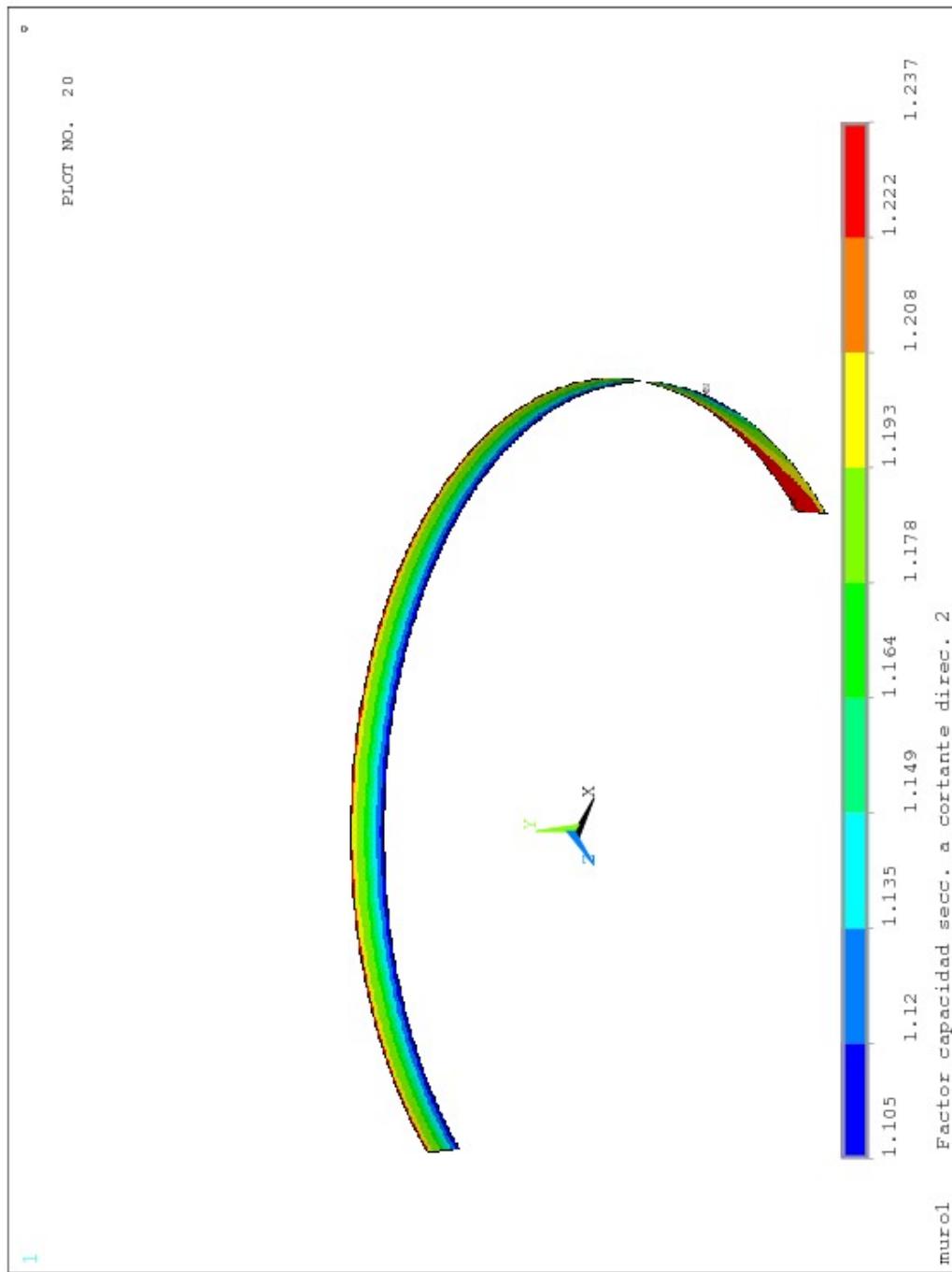


Figura C.38: muro, zona inferior, factor de capacidad de la sección vertical a cortante

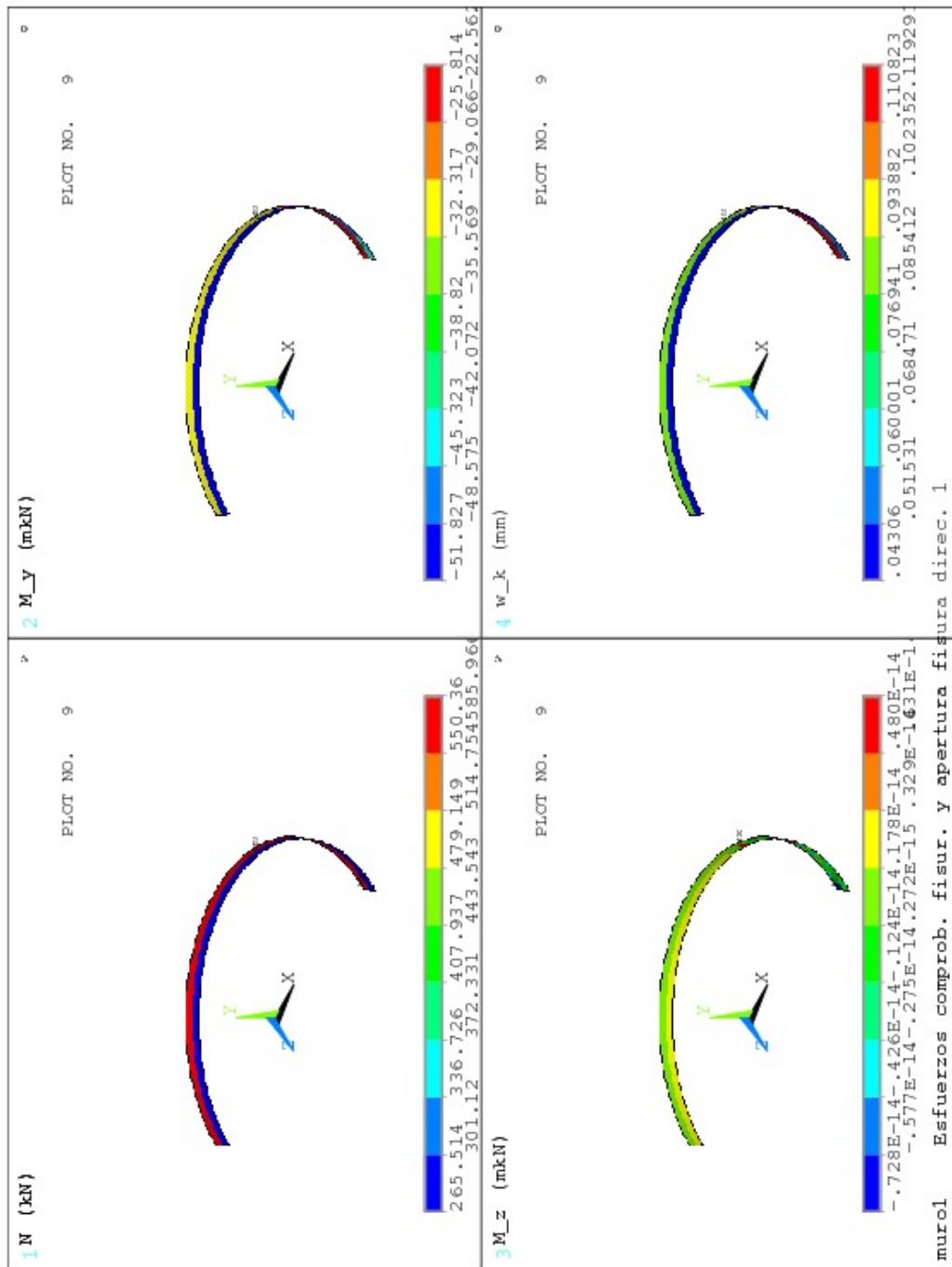


Figura C.39: muro, zona inferior, máximo valor de la apertura de fisura (mm) sección horizontal y esfuerzos que la originan

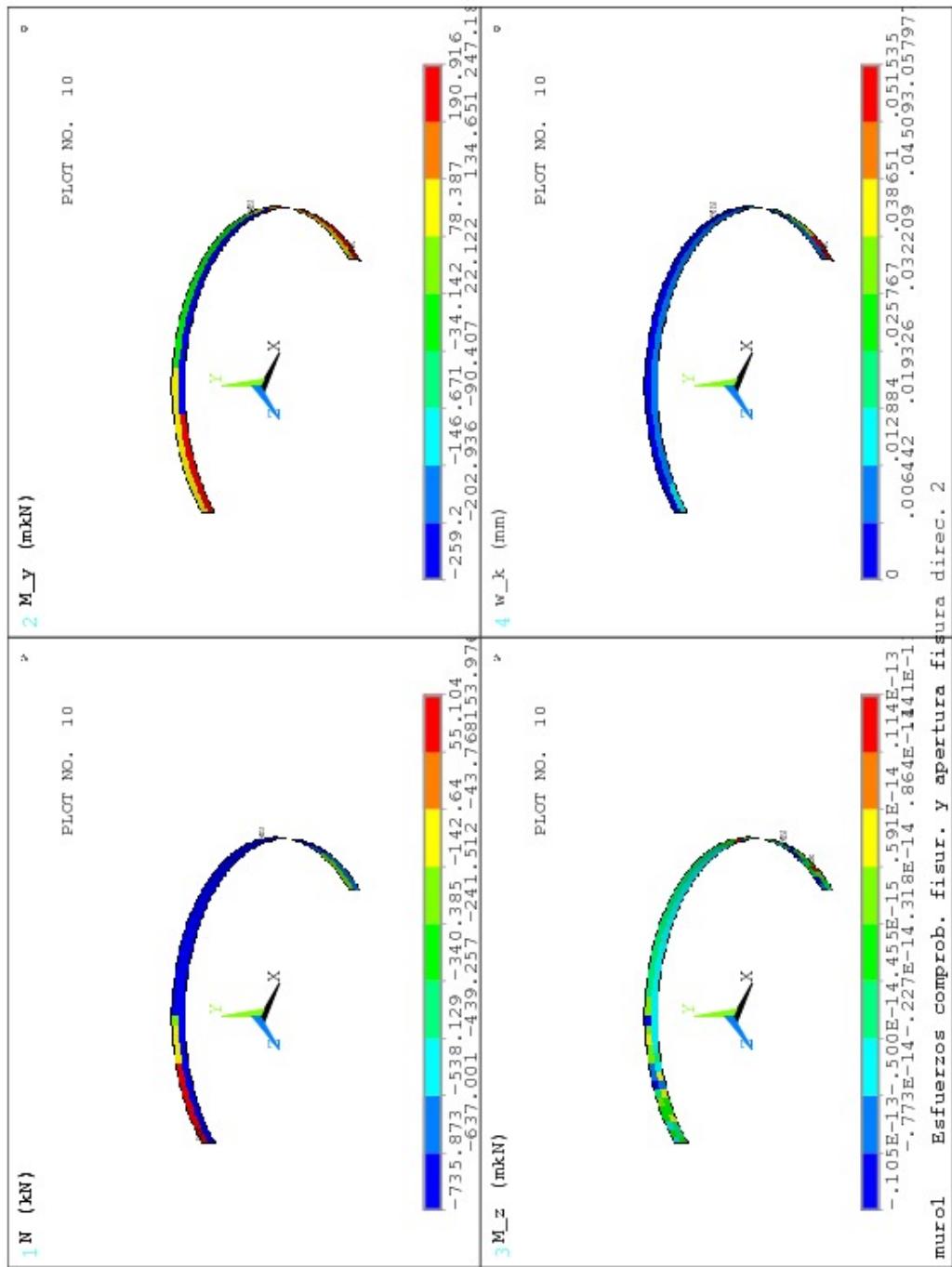


Figura C.40: muro, zona inferior, máximo valor de la apertura de fisura (mm) sección vertical y esfuerzos que la originan

ChimeneaEquilibrioToritoSecHA1Muro2												
Sección muro. Armadura horizontal.												
					ancho:							
					$b = 1,00 \text{ m}$							
					canto:							
					$h = 1,40 \text{ m}$							
Materiales:												
Hormigón: A36M	Módulo de deformación longitudinal: $E_c = 27,13 \text{ GPa}$											
Acero: A706G60	Módulo elástico: $E_s = 200,00 \text{ GPa}$											
Valores estáticos:												
Sección bruta:												
$A_{bruta} = 1,400 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):											
C.D.G.: (0,00, 0,00) m	$\begin{pmatrix} 2604,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 2286,67 & -0,00 \\ 0,00 & -0,00 & 1166,67 \end{pmatrix}$											
Sección homogeneizada:												
$A_{homog.} = 1,547 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):											
C.D.G.: (-0,00, 0,00) m	$\begin{pmatrix} 2604,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 2873,41 & -0,00 \\ 0,00 & -0,00 & 1298,71 \end{pmatrix}$											
Armadura pasiva:												
Área total $A_s = 101,80 \text{ cm}^2$ Cuantía geométrica $\rho = 7,27\%$												
Familias de armadura principal:												
Id	n. barras	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	c. geom. (%)	recub. mec. (cm)	$y_{cdg}$ (m)						
neg	10	25	50.90	3.64	3.0	0.000 -0.633						
pos	10	25	50.90	3.64	3.0	0.000 0.633						
Familias de armadura de cortante:												
Id	n. ramas	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	sep. (cm)	area/m ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$\alpha$ (°)						
Vz	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0						
Vy	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0						

Cuadro C.11: Sección muro. Armadura horizontal. (ChimeneaEquilibrioToritoSecHA1Muro2).

### C.1.6. Comprobación muro, zona central

#### Comprobación de la armadura principal

Corresponde a las figuras C.41 y C.42.

#### Comprobación de la sección a cortante

Corresponde a las figuras C.43 a C.46.

#### Comprobación de la fisuración

Corresponde a las figuras C.47 y C.48.

ChimeneaEquilibrioToritoSecHA2Muro2												
Sección muro. Armadura vertical.												
						ancho: $b = 1,00 \text{ m}$						
						canto: $h = 1,40 \text{ m}$						
<b>Materiales:</b>												
Hormigón: A36M	Módulo de deformación longitudinal: $E_c = 27,13 \text{ GPa}$											
Acero: A706G60	Módulo elástico: $E_s = 200,00 \text{ GPa}$											
<b>Valores estáticos:</b>												
Sección bruta:												
$A_{bruta} = 1,400 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):											
C.D.G.: (0,00,0,00) m	$\begin{pmatrix} 2604,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 2286,67 & -0,00 \\ 0,00 & -0,00 & 1166,67 \end{pmatrix}$											
Sección homogeneizada:												
$A_{homog.} = 1,429 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):											
C.D.G.: (0,00,0,00) m	$\begin{pmatrix} 2604,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 2394,58 & -0,00 \\ 0,00 & -0,00 & 1198,49 \end{pmatrix}$											
<b>Armadura pasiva:</b>												
Área total $A_s = 20,00 \text{ cm}^2$ Cuantía geométrica $\rho = 1,43\%$												
Familias de armadura principal:												
Id	n. barras	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	c. geom. (%)	recub. mec. (cm)	$y_{cdg}$ (m)						
neg	5	16	10.00	0.71	3.0	0.000 -0.612						
pos	5	16	10.00	0.71	3.0	0.000 0.612						
Familias de armadura de cortante:												
Id	n. ramas	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	sep. (cm)	area/m ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$\alpha$ ( $^\circ$ )						
Vz	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0						
Vy	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0						

Cuadro C.12: Sección muro. Armadura vertical. (ChimeneaEquilibrioToritoSecHA2Muro2).

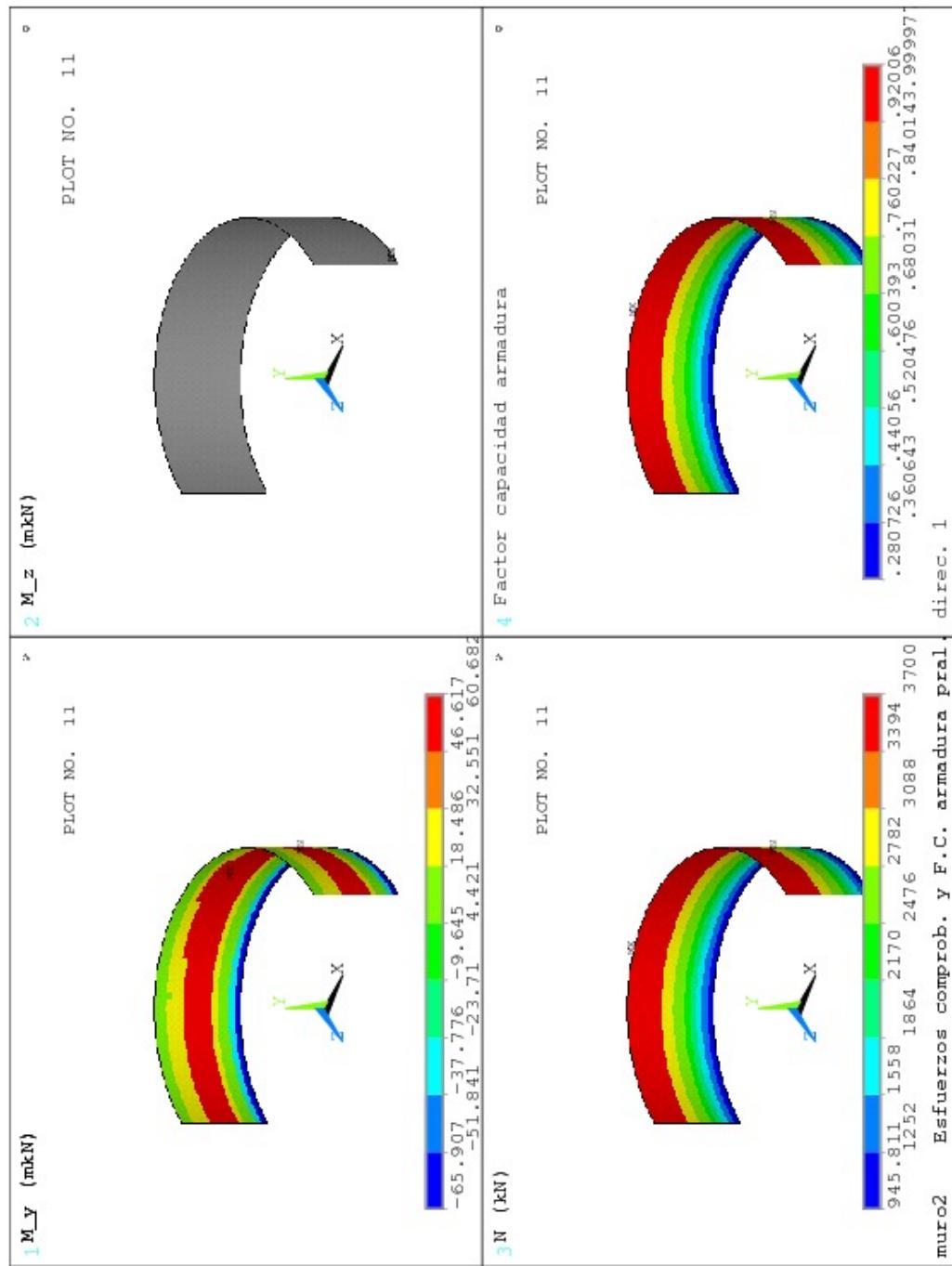


Figura C.41: muro, zona central, máximo valor del factor de capacidad de la armadura principal vertical y esfuerzos que lo originan

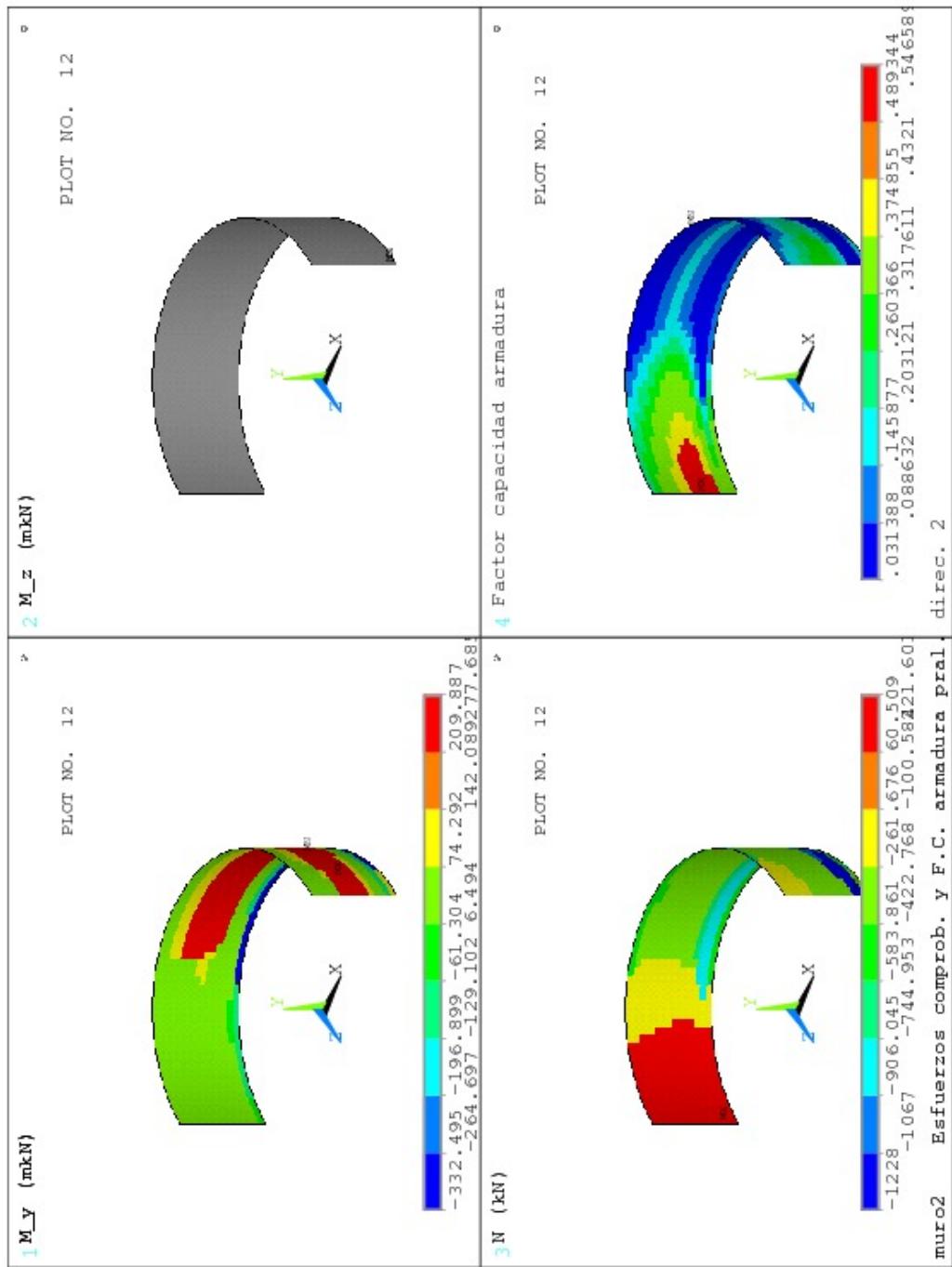


Figura C.42: muro, zona central, máximo valor del factor de capacidad de la armadura principal horizontal y esfuerzos que lo originan

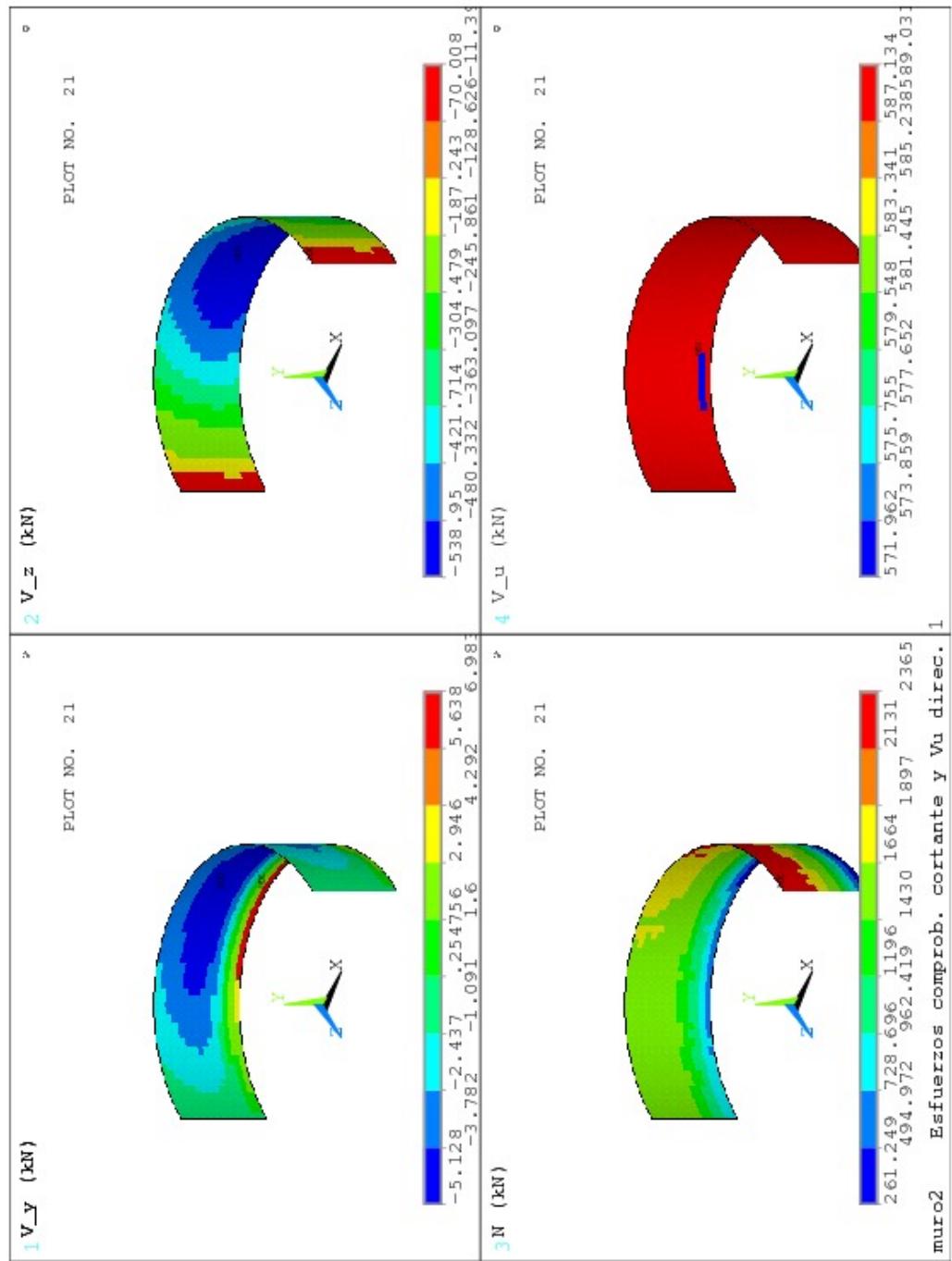


Figura C.43: muro, zona central, esfuerzos que originan el mínimo valor del factor de capacidad de la sección horizontal a cortante; esfuerzo cortante de agotamiento de la sección horizontal

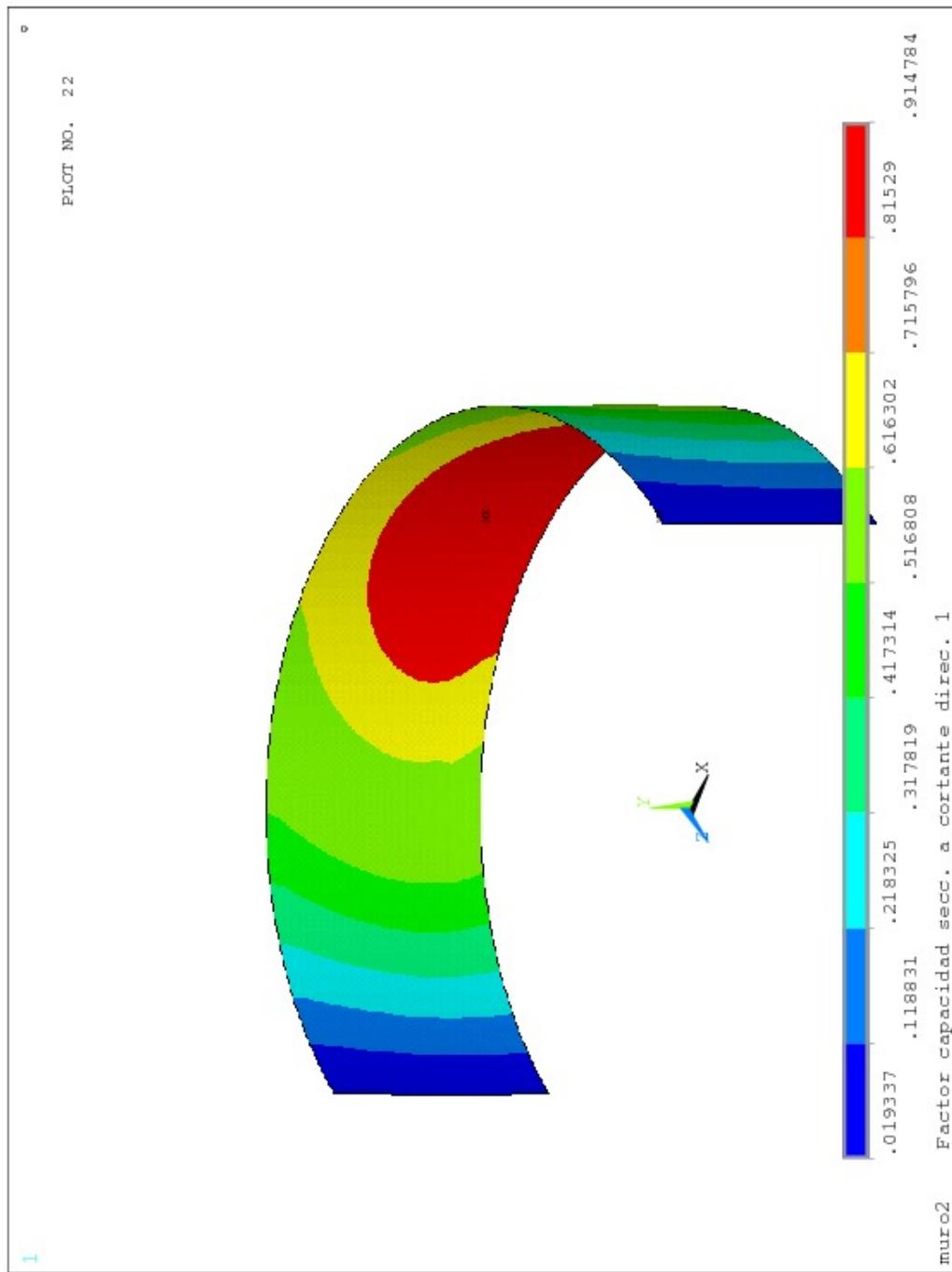


Figura C.44: muro, zona central, factor de capacidad de la sección horizontal a cortante

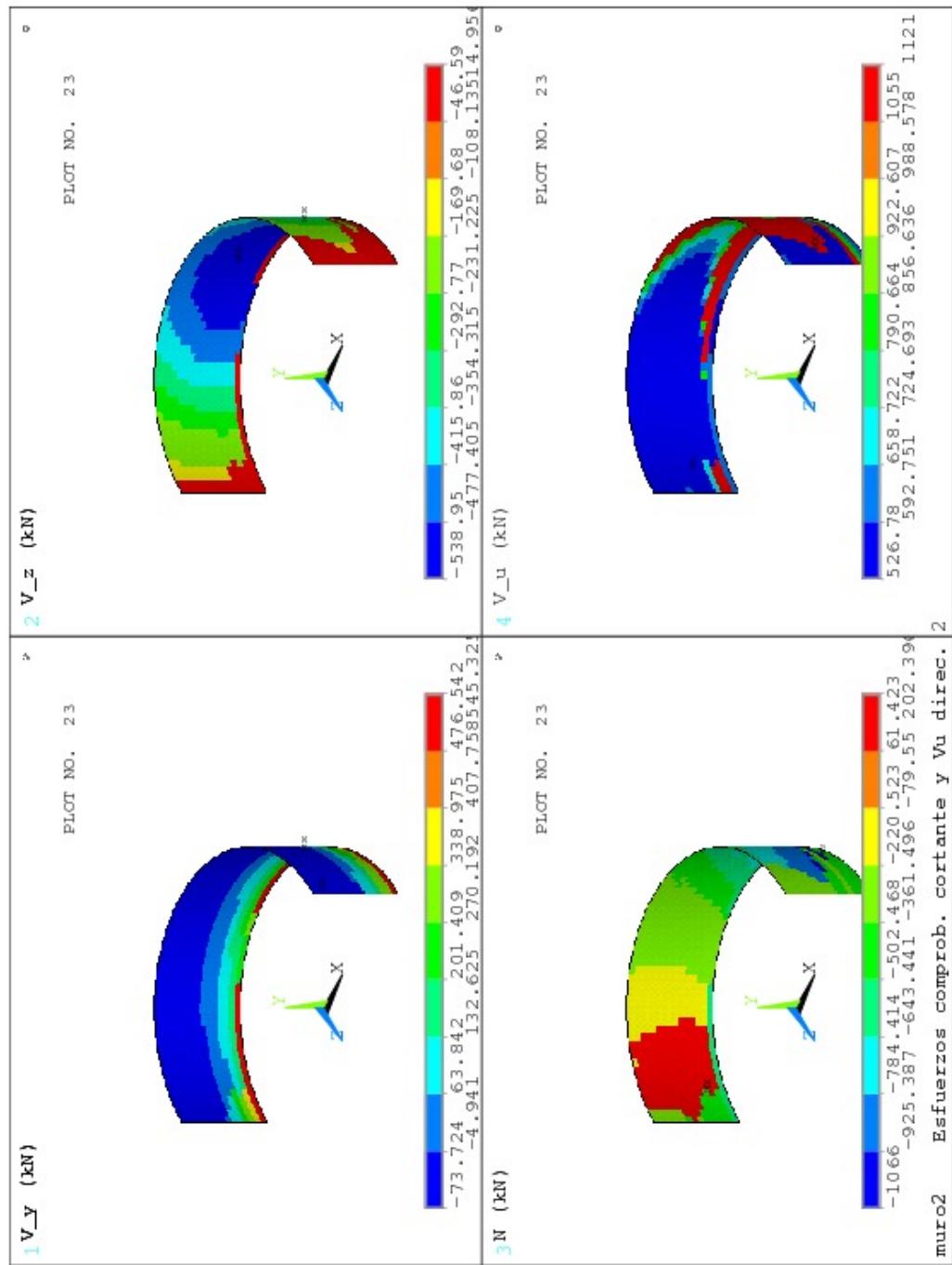


Figura C.45: muro, zona central, esfuerzos que originan el mínimo valor del factor de capacidad de la sección vertical a cortante; esfuerzo cortante de agotamiento de la sección vertical

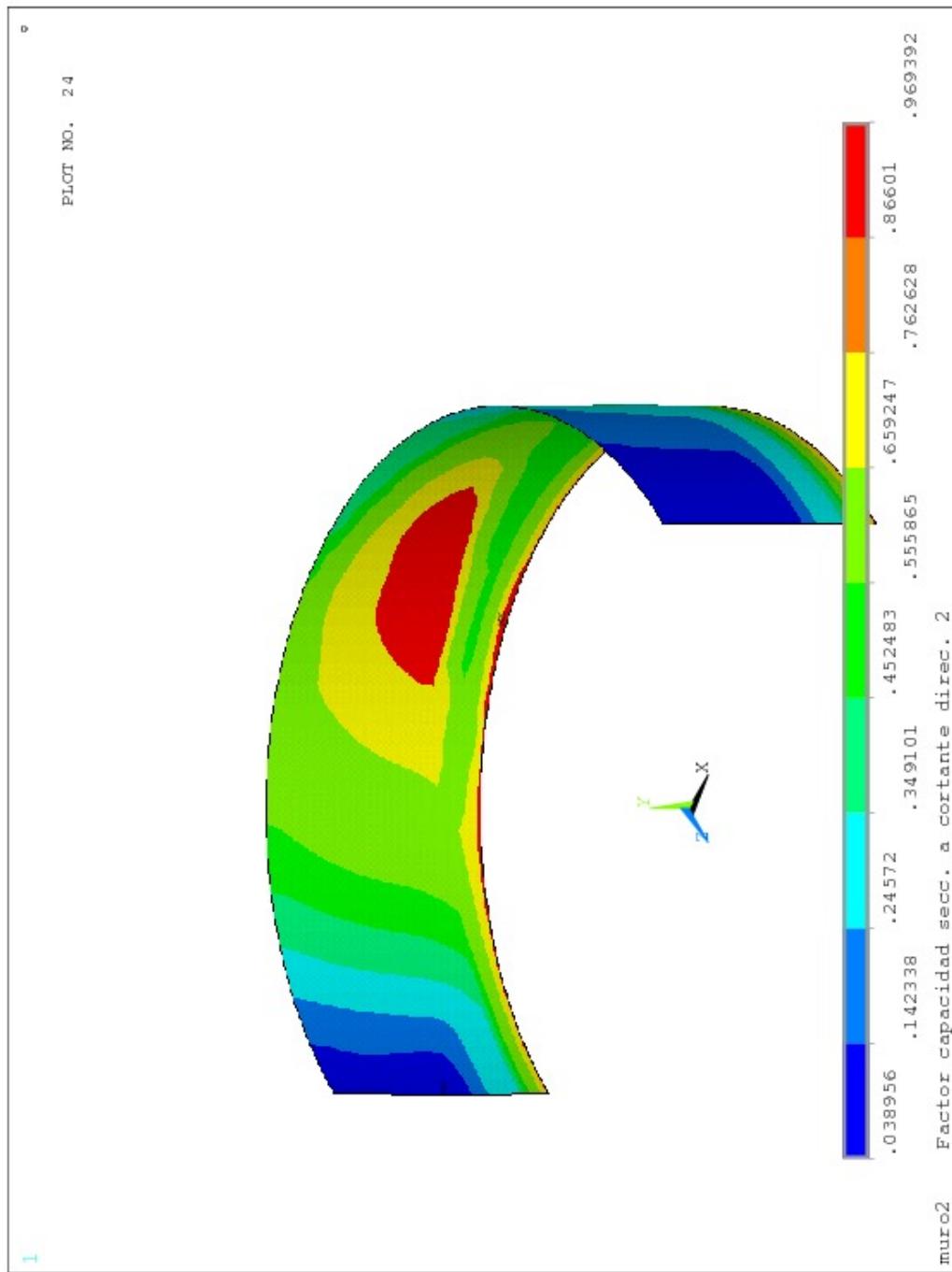


Figura C.46: muro, zona central, factor de capacidad de la sección vertical a cortante

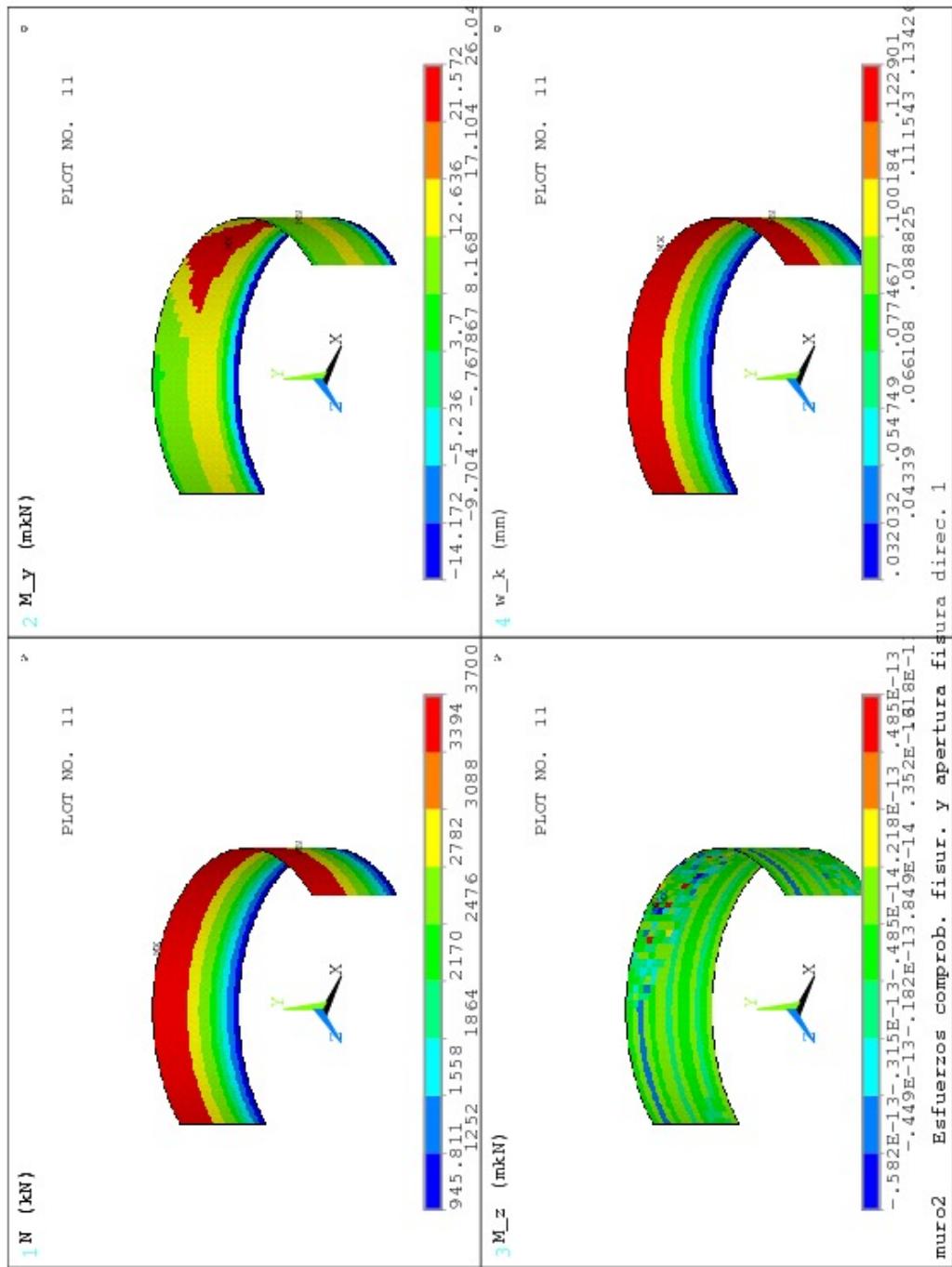


Figura C.47: muro, zona central, máximo valor de la apertura de fisura (mm) sección horizontal y esfuerzos que la originan

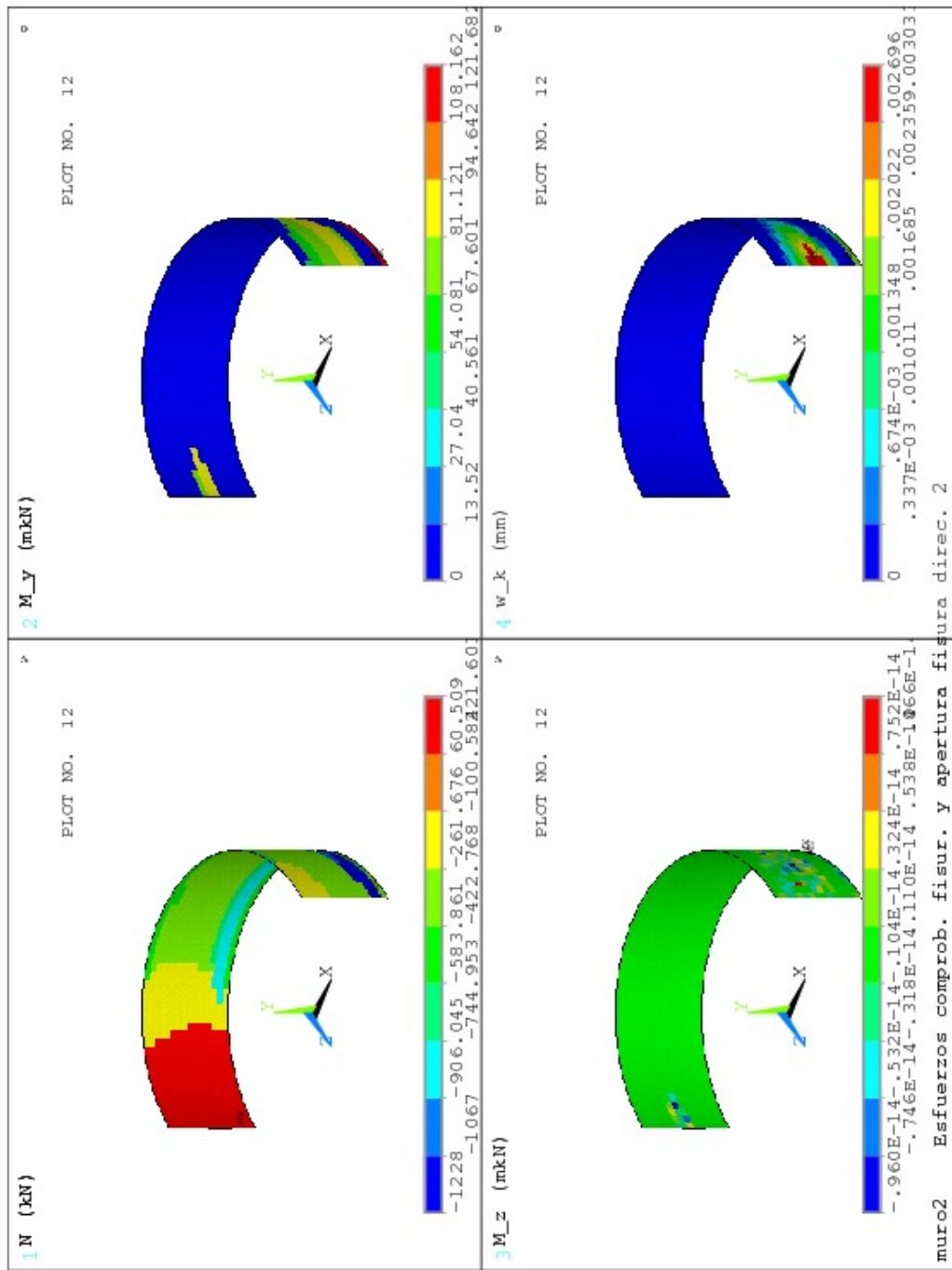


Figura C.48: muro, zona central, máximo valor de la apertura de fisura (mm) sección vertical y esfuerzos que la originan

ChimeneaEquilibrioToritoSecHA1Muro3												
Sección muro. Armadura horizontal.												
					ancho:							
					$b = 1,00 \text{ m}$							
					canto:							
					$h = 1,40 \text{ m}$							
Materiales:												
Hormigón: A36M	Módulo de deformación longitudinal: $E_c = 27,13 \text{ GPa}$											
Acero: A706G60	Módulo elástico: $E_s = 200,00 \text{ GPa}$											
Valores estáticos:												
Sección bruta:												
$A_{bruta} = 1,400 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):											
C.D.G.: (0,00, 0,00) m	$\begin{pmatrix} 2604,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 2286,67 & -0,00 \\ 0,00 & -0,00 & 1166,67 \end{pmatrix}$											
Sección homogeneizada:												
$A_{homog.} = 1,547 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):											
C.D.G.: (-0,00, 0,00) m	$\begin{pmatrix} 2604,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 2873,41 & -0,00 \\ 0,00 & -0,00 & 1298,71 \end{pmatrix}$											
Armadura pasiva:												
Área total $A_s = 101,80 \text{ cm}^2$ Cuantía geométrica $\rho = 7,27\%$												
Familias de armadura principal:												
Id	n. barras	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	c. geom. (%)	recub. mec. (cm)	$y_{cdg}$ (m)						
neg	10	25	50.90	3.64	3.0	0.000 -0.633						
pos	10	25	50.90	3.64	3.0	0.000 0.633						
Familias de armadura de cortante:												
Id	n. ramas	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	sep. (cm)	area/m ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$\alpha$ (°)						
Vz	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0						
Vy	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0						

Cuadro C.13: Sección muro. Armadura horizontal. (ChimeneaEquilibrioToritoSecHA1Muro3).

### C.1.7. Comprobación muro, zona superior

#### Comprobación de la armadura principal

Corresponde a las figuras C.49 y C.50.

#### Comprobación de la sección a cortante

Corresponde a las figuras C.51 a C.54.

#### Comprobación de la fisuración

Corresponde a las figuras C.55 y C.56.

ChimeneaEquilibrioToritoSecHA2Muro3												
Sección muro. Armadura vertical.												
						ancho: $b = 1,00 \text{ m}$						
						canto: $h = 1,40 \text{ m}$						
<b>Materiales:</b>												
Hormigón: A36M	Módulo de deformación longitudinal: $E_c = 27,13 \text{ GPa}$											
Acero: A706G60	Módulo elástico: $E_s = 200,00 \text{ GPa}$											
<b>Valores estáticos:</b>												
Sección bruta:												
$A_{bruta} = 1,400 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):											
C.D.G.: (0,00,0,00) m	$\begin{pmatrix} 2604,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 2286,67 & -0,00 \\ 0,00 & -0,00 & 1166,67 \end{pmatrix}$											
Sección homogeneizada:												
$A_{homog.} = 1,429 \text{ m}^2$	Tensor de inercia ( $\text{cm}^4$ ):											
C.D.G.: (0,00,0,00) m	$\begin{pmatrix} 2604,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 2394,58 & -0,00 \\ 0,00 & -0,00 & 1198,49 \end{pmatrix}$											
<b>Armadura pasiva:</b>												
Área total $A_s = 20,00 \text{ cm}^2$ Cuantía geométrica $\rho = 1,43\%$												
Familias de armadura principal:												
Id	n. barras	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	c. geom. (%)	recub. mec. (cm)	$y_{cdg}$ (m)						
neg	5	16	10.00	0.71	3.0	0.000 -0.612						
pos	5	16	10.00	0.71	3.0	0.000 0.612						
Familias de armadura de cortante:												
Id	n. ramas	$\phi$ (mm)	área ( $\text{cm}^2$ )	sep. (cm)	area/m ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$\alpha$ ( $^\circ$ )						
Vz	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0						
Vy	0	0	0.00	20.0	0.00	90.0 45.0						

Cuadro C.14: Sección muro. Armadura vertical. (ChimeneaEquilibrioToritoSecHA2Muro3).

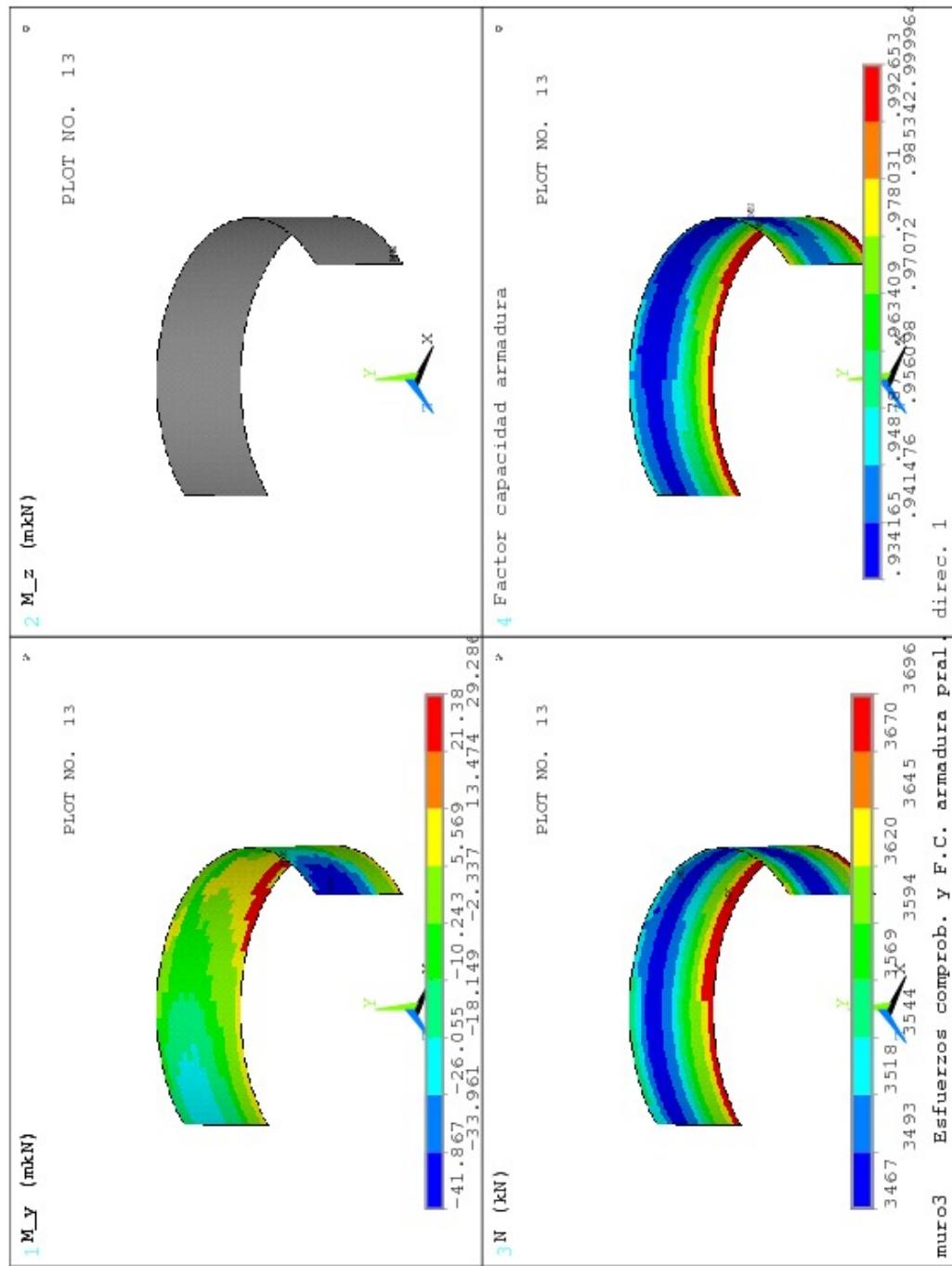


Figura C.49: muro, zona superior, máximo valor del factor de capacidad de la armadura principal vertical y esfuerzos que lo originan

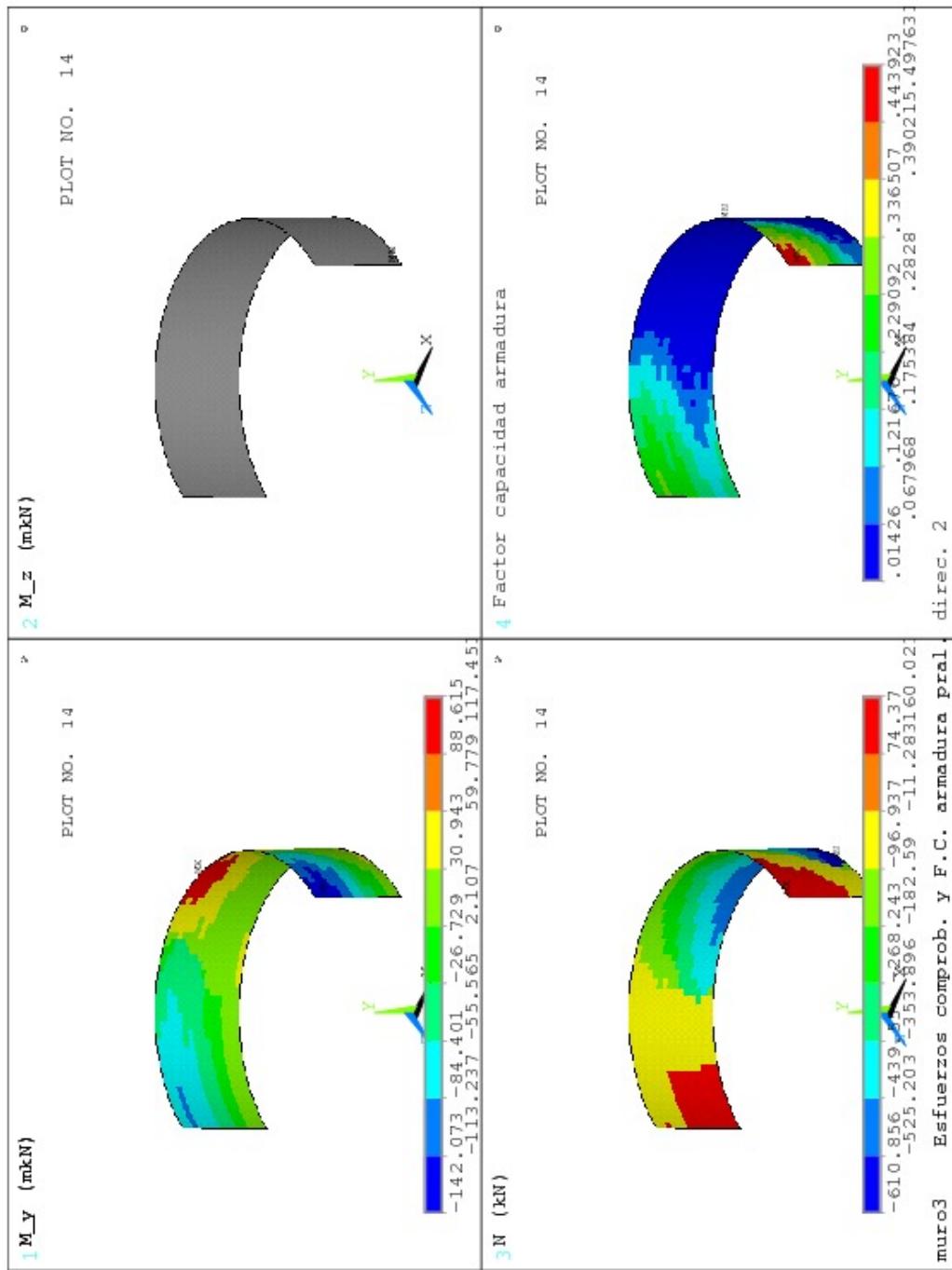


Figura C.50: muro, zona superior, máximo valor del factor de capacidad de la armadura principal horizontal y esfuerzos que lo originan

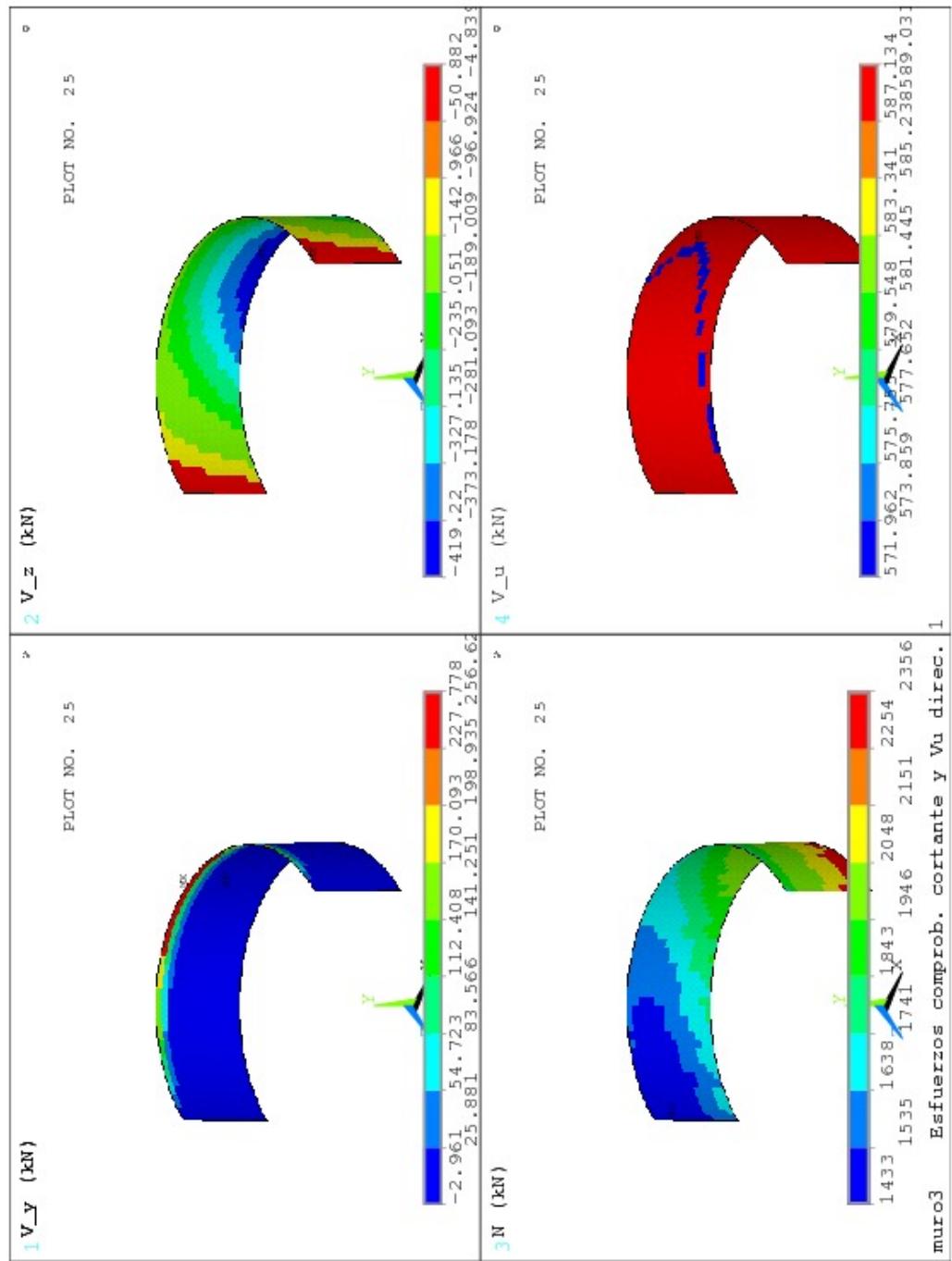


Figura C.51: muro, zona superior, esfuerzos que originan el mínimo valor del factor de capacidad de la sección horizontal a cortante; esfuerzo cortante de agotamiento de la sección horizontal

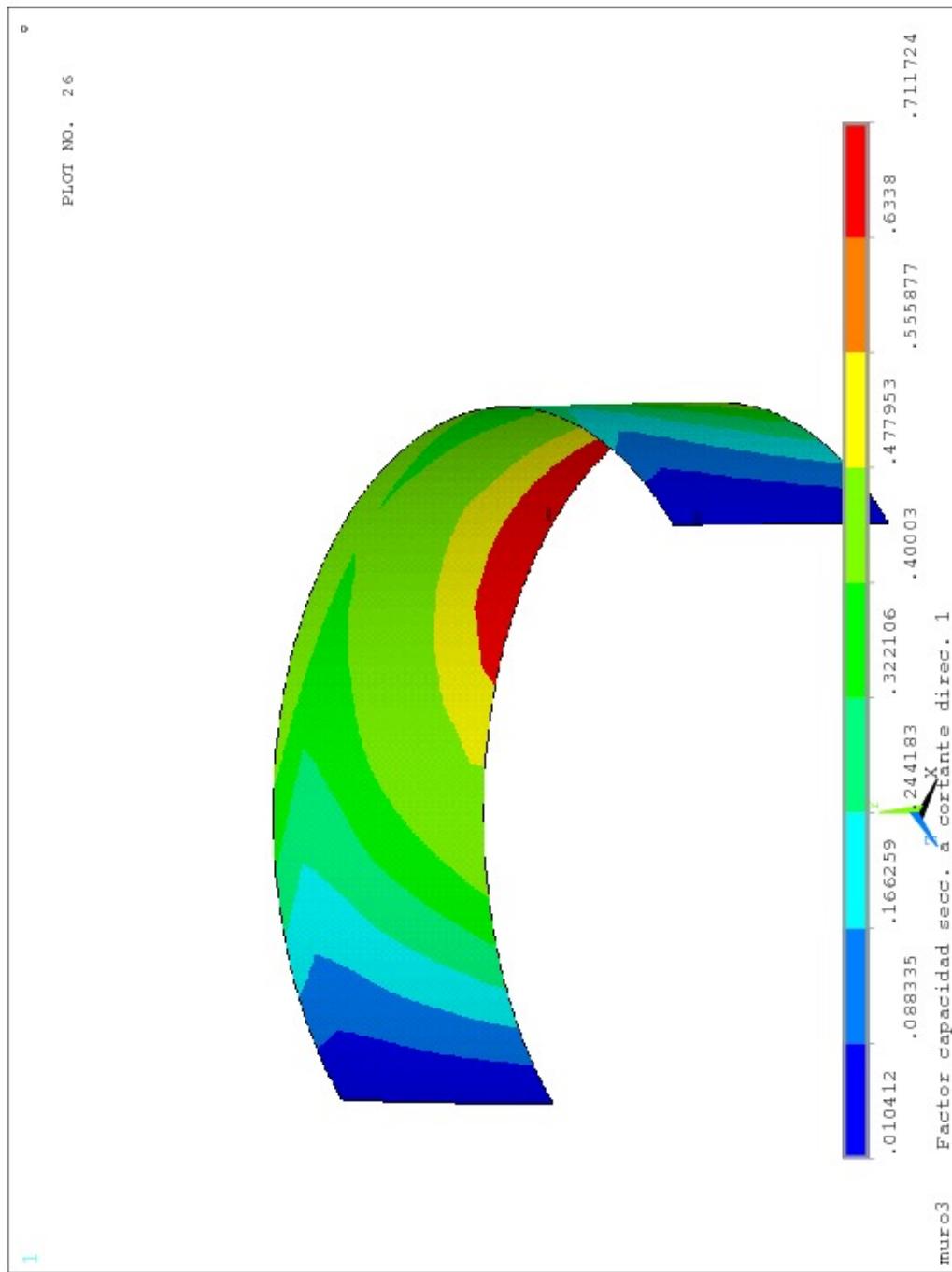


Figura C.52: muro, zona superior, factor de capacidad de la sección horizontal a cortante

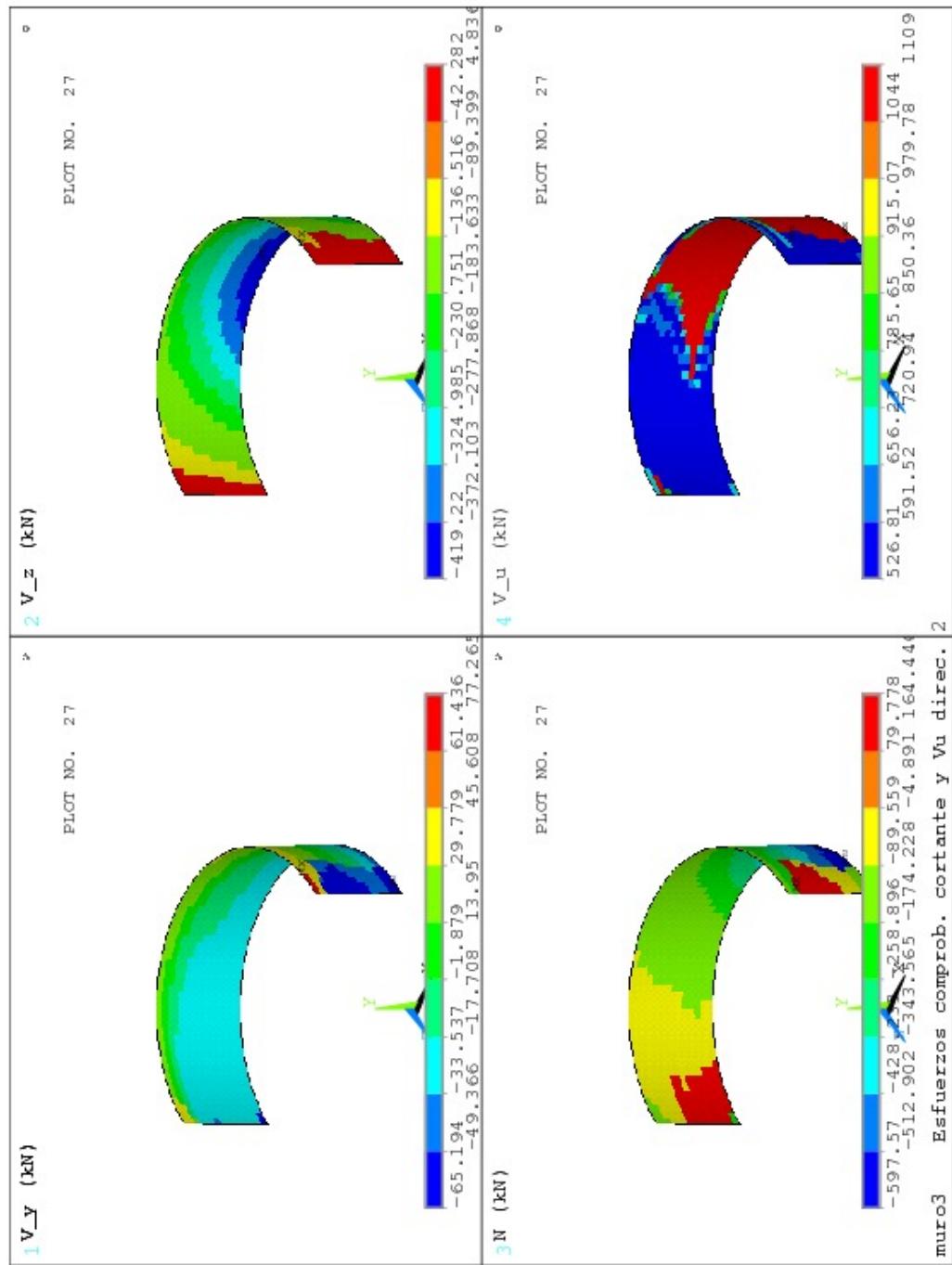


Figura C.53: muro, zona superior, esfuerzos que originan el mínimo valor del factor de capacidad de la sección vertical a cortante; esfuerzo cortante de agotamiento de la sección vertical

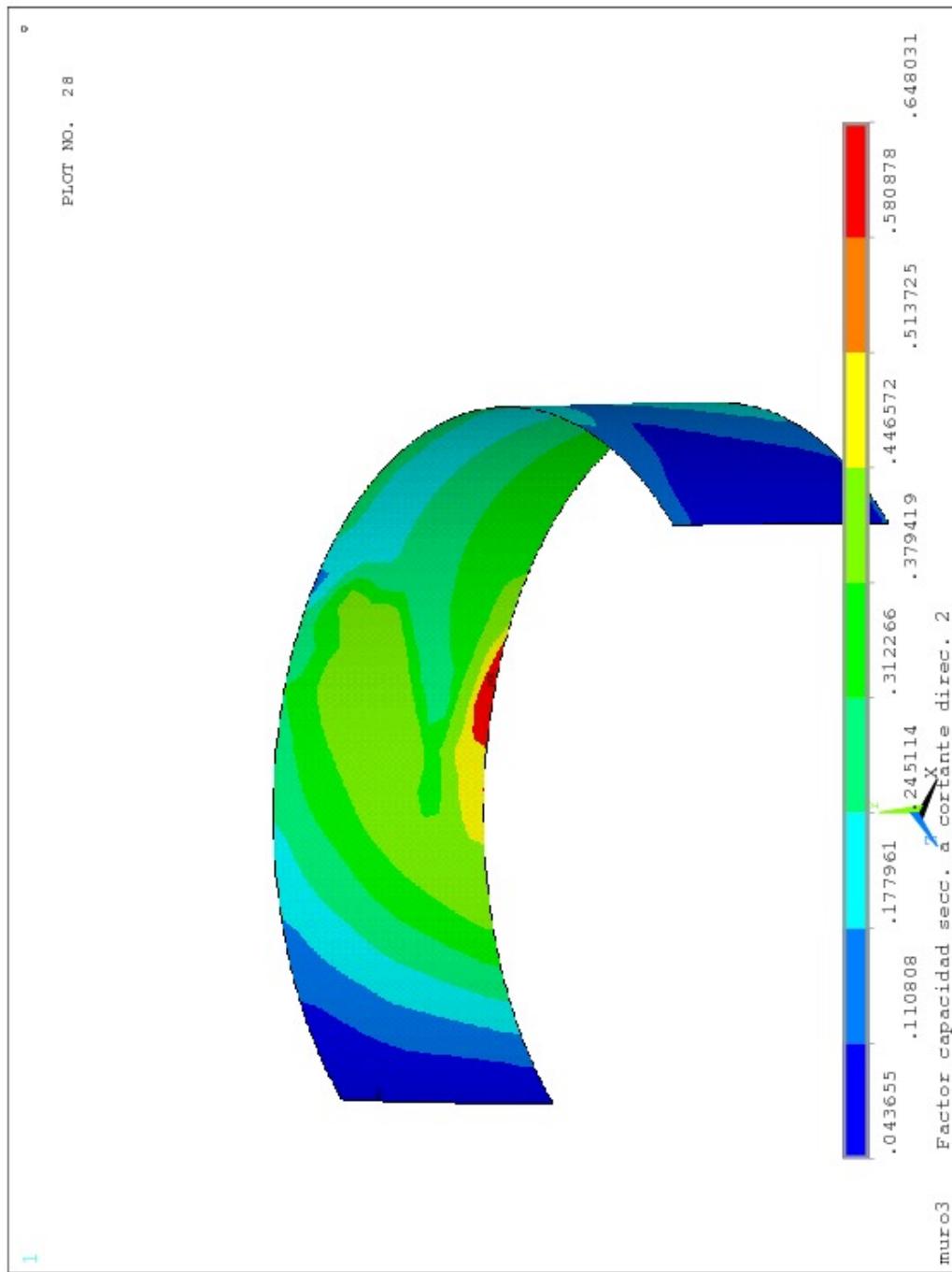


Figura C.54: muro, zona superior, factor de capacidad de la sección vertical a cortante

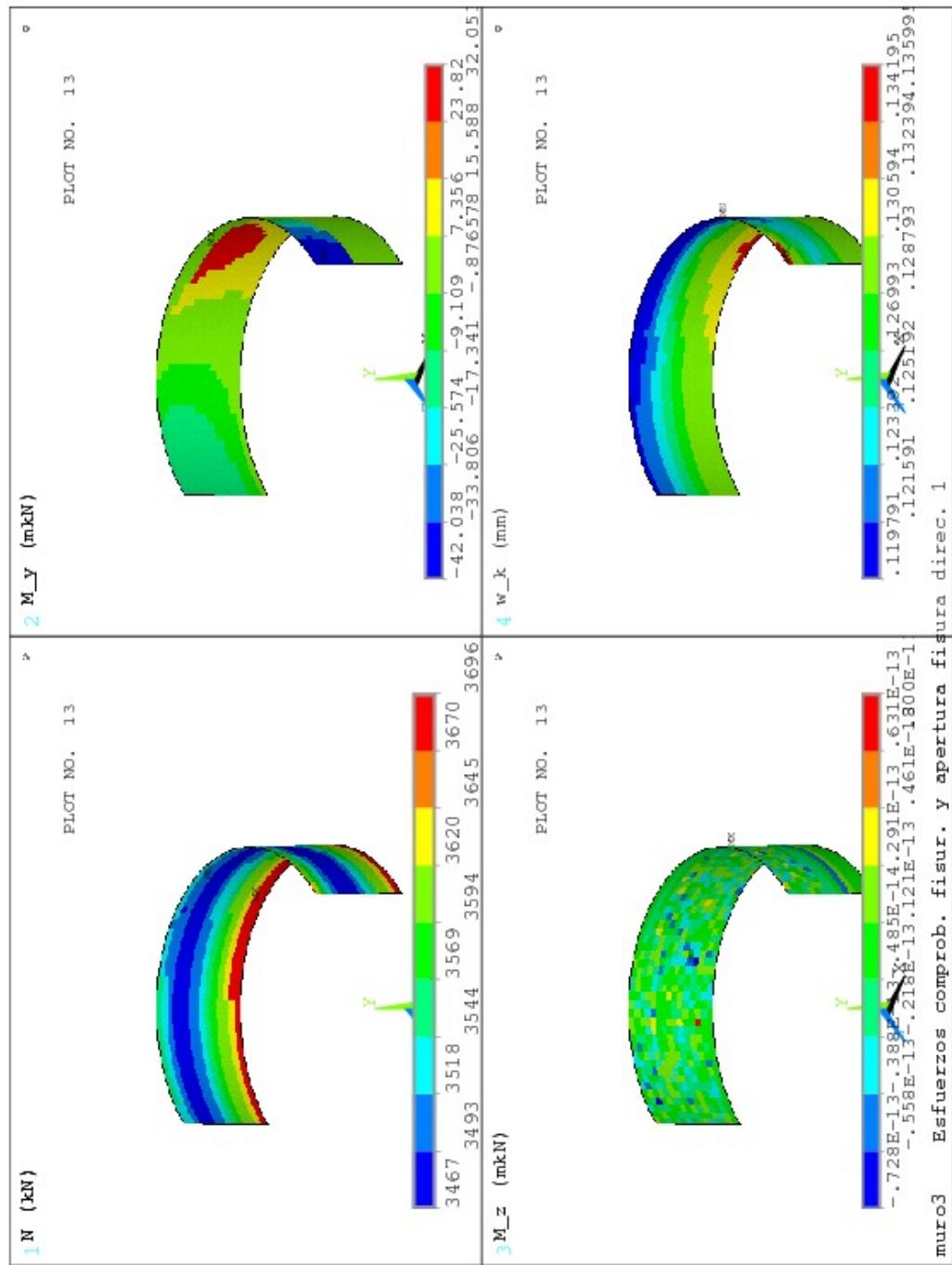


Figura C.55: muro, zona superior, máximo valor de la apertura de fisura (mm) sección horizontal y esfuerzos que la originan

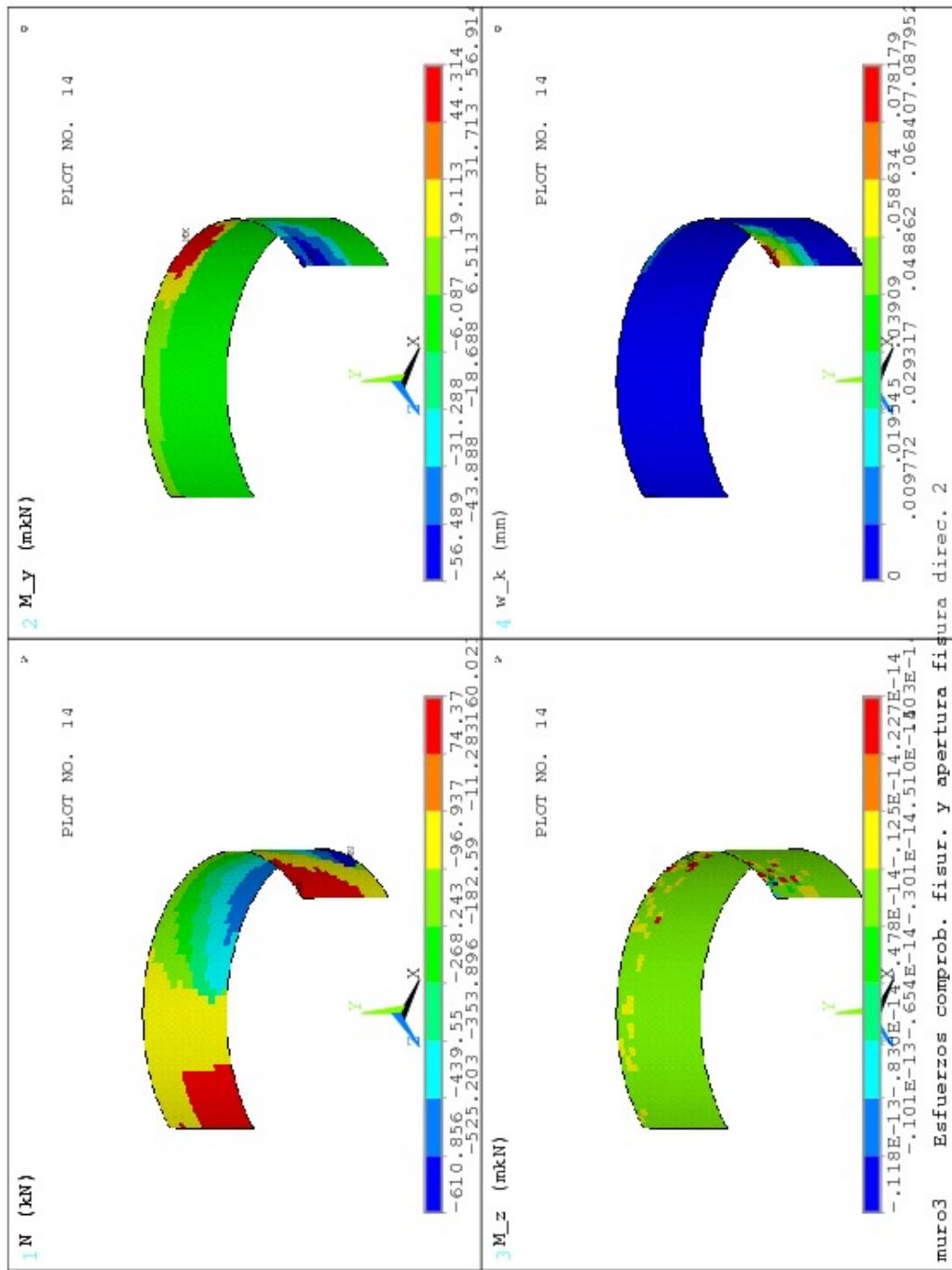


Figura C.56: muro, zona superior, máximo valor de la apertura de fisura (mm) sección vertical y esfuerzos que la originan

## Apéndice D

# Presiones dinámicas en depósitos de almacenamiento según la teoría de G. W. Housner

Las presiones dinámicas de un líquido desarrolladas durante un terremoto son importantes en el diseño de estructuras tales como presas, depósitos y compuertas flotantes. La primera solución para este problema fue dada por Westergaard (1933), quien determinó las presiones en una presa rectangular cuando fue sometida a una aceleración horizontal. Jacobsen (1949) solucionó el problema para un depósito de forma cilíndrica. Werner y Sundquist (1949) extendieron los trabajos de Jacobsen incluyendo estudios de recipientes rectangulares, semicirculares y triangulares. Graham y Rodríguez (1952) desarrollaron un análisis muy completo de las presiones impulsivas y convectivas en un depósito rectangular. Hoskins y de Jacobsen (1934) midieron la presión impulsiva del fluido y Jacobsen y Ayre (1951) en un estudio posterior obtuvieron unos resultados similares. Zangar (1953) determinó las presiones sobre las represas de agua por medio de un sistema electrónico.

Considerando como base todos los estudios anteriormente nombrados, el profesor G. W. Housner en 1954 desarrolla una metodología capaz de solucionar una gran variedad de problemas aplicando soluciones y ecuaciones que simplifican el análisis de las diferentes formas de depósitos, además crea en este mismo año una modelación que representa la interacción líquido-depósito y para ello define que una parte del agua se mueve al unísono con el depósito, a esta masa se llama **masa impulsiva**. La masa restante de agua, llamada **masa convectiva**, se divide en una serie de porciones que se mueven en forma separada al depósito. La modelación definida se refleja en la figura D.1.

Para la modelización se realizan las siguientes consideraciones: las paredes del depósito son infinitamente rígidas, la superficie del líquido se puede describir como una membrana que solo permite pequeñas deformaciones, y por último no se considera que el depósito se pueda levantar de su cimentación.

G. W. Housner llega a esta modelización por medio del estudio realizado para depósitos cilíndricos verticales. En este estudio determina las presiones ejercidas en el depósito por el líquido, el cual es movido por un sismo. Una vez determinada las presiones de las componentes convectivas e impulsivas se obtienen tanto las masas asociadas a cada componente como las alturas representativas donde son aplicadas.

Todo esto se resume en la siguiente metodología desarrollada por Housner en 1954:

**Presión Impulsiva** Al considerar un depósito cilíndrico según lo mostrado en la figura D.2, se debe tomar una porción del fluido encerrado entre membranas paralelas al eje X, luego se divide

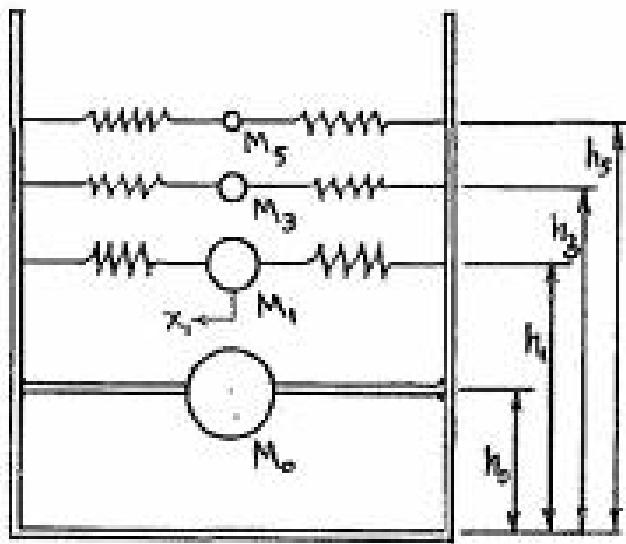


Figura D.1: Modelo Mecánico equivalente. (Fuente: *Earthquake Pressures on Fluid Containers*, Housner 1954)

el fluido en dos porciones a lo largo del eje Y, todo esto se realiza para determinar la velocidad con la que se mueve el líquido dentro del depósito al producirse una aceleración en el suelo, luego la única incógnita sería la aceleración del suelo.

El paso siguiente propuesto por Housner es utilizar el método de Hamilton para obtener, a partir de la energía cinética y la energía potencial, una ecuación diferencial mucho más simple, que puede ser resuelta al considerar las condiciones de borde del problema. Con esto se obtiene la presión impulsiva ejercida en la pared del depósito:

$$p_\omega = -\rho \cdot u_0 \cdot h \cdot \sqrt{3} \cdot \left( \frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left( \frac{y}{h} \right)^2 \right) \tanh \left( \sqrt{3} \cdot \frac{R}{h} \cdot \cos \theta \right)$$

Para los depósitos delgados y altos, como se muestran en la figura D.2, cuando  $h / R > 1,6$  el líquido debajo de la profundidad  $h$  se debe considerar moviéndose con el depósito como un cuerpo rígido, entonces la presión en la pared sería:

$$p_\omega = -\rho \cdot u_0 \cdot h \cdot \sqrt{3} \cdot \tanh \sqrt{3} \cdot \frac{R}{h} \left( \frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left( \frac{y}{h} \right)^2 \right) \cdot \cos \theta$$

De esta ecuación se puede deducir la fuerza total ejercida en la pared:

$$\int_0^h \int_0^{2\pi} p_\omega \cdot \cos \theta \cdot R \cdot d\theta dy = -\rho \cdot u_0 \cdot \pi \cdot R^2 \cdot h \frac{\tanh \sqrt{3} \frac{R}{h}}{\sqrt{3} \frac{R}{h}}$$

De esto se deduce que la fuerza ejercida produce el efecto de una masa equivalente  $M_0$  que se moviera con el depósito, donde:

$$M_0 = M \frac{\tanh \sqrt{3} \frac{R}{h}}{\sqrt{3} \frac{R}{h}}$$

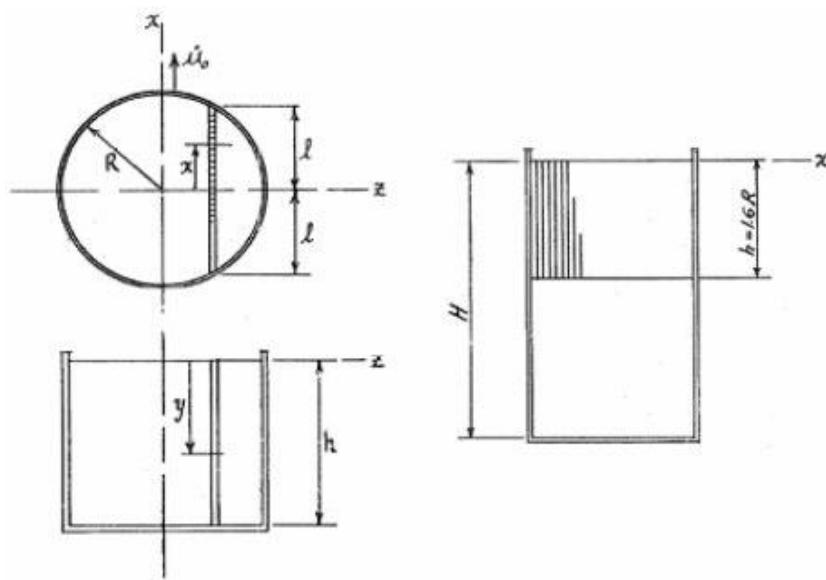


Figura D.2: Depósito cilíndrico. (Fuente: *Earthquake Pressures on Fluid Containers*, Housner 1954)

Para ejercer un momento igual a la presión del líquido sobre la pared la masa equivalente  $M_0$  debe estar a una altura sobre el fondo ( $h/R \leq 1,6$ ):

$$h_0 = h \frac{3}{8}$$

Si se incluye el momento debido a las presiones ejercidas en el fondo del depósito, la masa equivalente  $M_0$  debe estar a una altura:

$$h_0 = h \frac{3}{8} \left( 1 + \frac{4}{3} \left( \frac{\sqrt{3} \frac{R}{h}}{\tanh \sqrt{3} \frac{R}{h}} - 1 \right) \right)$$

**Presiones Convectivas** Para determinar las ecuaciones que representan el movimiento del fluido se aplica el principio de Hamilton, con esto tenemos las siguientes dos ecuaciones:

$$\begin{aligned} \frac{d^2\dot{\theta}}{dy^2} - \frac{I_z}{K}\dot{\theta} &= 0 \\ \frac{d^2}{dt^2} \left( \frac{d\theta}{dy} \right)_h + g \cdot I_z \cdot \theta_h &= 0 \end{aligned}$$

Con estas ecuaciones es posible obtener las frecuencias:

$$\theta = \theta_0 \frac{\sinh \sqrt{\frac{I_z}{K}} y}{\sinh \sqrt{\frac{I_z}{K}} h} \sin \omega t$$

$$\omega^2 = g \sqrt{\frac{I_z}{K}} \tanh \sqrt{\frac{I_z}{K}} h$$

El análisis realizado es absolutamente general y se aplica a cualquier depósito cilíndrico.

Finalmente para el depósito circular tenemos:

$$I_z = \frac{\pi R^4}{4}$$

$$K = \frac{2\pi}{2y} R^6$$

$$\omega^2 = \frac{g}{R} \sqrt{\frac{27}{8}} \tanh \left( \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \right)$$

La presión sobre la pared del depósito es:

$$p_\omega = -\rho \frac{d\ddot{\theta}}{dy} \frac{R^2}{3} \left( 1 - \frac{\cos^2 \theta}{3} \right) \cos \theta$$

Una vez obtenida la presión en la pared, la resultante de la fuerza horizontal ejercida sobre la pared es:

$$P = -\frac{\pi}{4} \rho \cdot \omega^2 \cdot R^4 \cdot \theta_0 \cdot \sin \omega t$$

Al igual que en la componente impulsiva, la fuerza se puede considerar que es producida por una masa equivalente  $M_1$  (véase la figura D.1) que se mueve. Este movimiento es representado por la ecuación armónica:

$$x_1 = A_1 \cdot \sin \omega t$$

$$M_1 = M \frac{1}{4} \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{R}{h} \tanh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}$$

$$A_1 = \theta_0 h \frac{1}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \tanh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}}$$

Para que  $M_1$  ejerza el mismo momento que las presiones del líquido en la pared, la masa debe estar a una altura igual a:

$$h_1 = h \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \tanh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}} + \frac{1}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \sinh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}} \right)$$

Si se incluye el momento debido a las presiones ejercidas en el fondo del depósito, la masa equivalente  $M_1$  debe estar a una altura de:

$$h_1 = h \left( 1 - \frac{2 \cdot \cosh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} - \frac{31}{16}}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \sinh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}} \right)$$

Finalmente, cuando un depósito es movido por un sismo, varios modos de la estructura son excitados. El grado de excitación puede ser determinado sustituyendo el líquido por el sistema de las masas  $M_0, M_1, M_3, \dots$  como es mostrado en la figura D.1, esto reduce el problema a obtener las soluciones de las  $n$  oscilaciones simples.

Donde:

R : radio de la base del depósito;

h : altura del líquido contenido en el depósito;

$\rho$  : densidad del líquido contenido en el depósito;

g : aceleración de la gravedad;

M : masa total del líquido contenido,  $M = \rho \cdot \pi \cdot r^2 \cdot h$ ;

$M_o$  : masa impulsiva del líquido;

$h_o$  : altura a la cual esta aplicada la masa impulsiva ( $M_o$ );

$M_1$  : masa convectiva del líquido;

$h_1$  : altura a la cual esta aplicada la masa convectiva ( $M_1$ );

$\omega$  : frecuencia de oscilación de la masa convectiva ( $M_1$ ).

Todo el estudio presentado anteriormente fue mejorado en 1963, año en que Housner propuso una simplificación del comportamiento dinámico de los líquidos en los depósitos. En la nueva propuesta del investigador se presenta una modelización mecánica equivalente simplificada en donde sólo se debe considerar una masa que represente al oleaje llamada masa convectiva y una masa fija o masa impulsiva. Al igual que en su estudio de 1954 se proponen ecuaciones para obtener dichas masas, las alturas desde la base del depósito y la rigidez equivalente del resorte utilizado para adherir la masa convectiva a la pared del depósito.

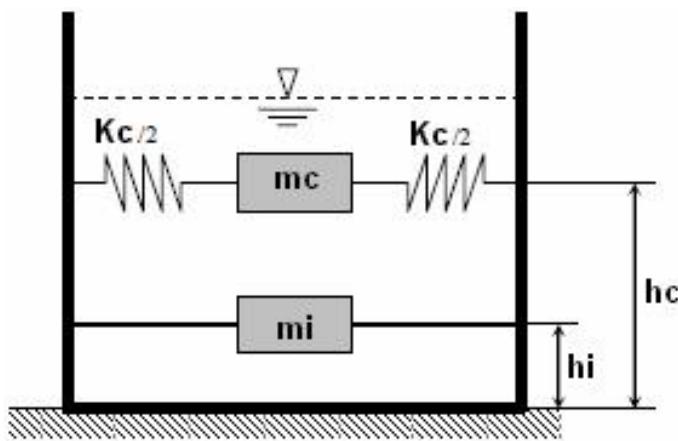


Figura D.3: Modelo Mecánico Simplificado de Housner (1963) (Fuente: Revista Bit)

La componente impulsiva corresponde al movimiento del líquido que se mueve en forma solidaria al depósito, y la componente convectiva corresponde al primer modo de vibrar de la masa de líquido de la parte superior que se mueve en desfase al movimiento del depósito.

Estos estudios realizados por el profesor Housner son la base utilizada hoy en día en una gran mayoría de las normas y recomendaciones de diseño sísmico de depósitos de acero alrededor del mundo.