



**INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL**  
**ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**  
**SECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN**  
**UNIDAD ZACATENCO**



**ANÁLISIS DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA  
TIPO CAJÓN EN SUELO COMPRESIBLE POR  
MEDIO DEL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS  
FINITOS**

**TESIS**

**PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRO EN INGENIERÍA  
CIVIL**

**PRESENTA**

**JULIO ALBERTO ROMERO AGUILAR**

**DIRECTOR**

**DR. NORBERTO DOMÍNGUEZ RAMÍREZ**

**MÉXICO D.F. 01- AGOSTO- 2012**



# INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

## ACTA DE REVISIÓN DE TESIS

En la Ciudad de México D. F., siendo las 18:00 horas del día 27 del mes de junio del 2012 se reunieron los miembros de la Comisión Revisora de Tesis, designada por el Colegio de Profesores de Estudios de Posgrado e Investigación de E.S.I.A. – U. Z. para examinar la tesis titulada:

“Análisis de una cimentación compensada tipo cajón en suelo compresible por medio del método de los elementos finitos.”

Presentada por el alumno:

Romero  
Apellido paterno

Aguilar  
Apellido materno

Julio Alberto  
Nombre(s)

Con registro: 

A	1	0	0	2	7	7
---	---	---	---	---	---	---

aspirante de:

MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL

Después de intercambiar opiniones, los miembros de la Comisión manifestaron **APROBAR LA TESIS**, en virtud de que satisface los requisitos señalados por las disposiciones reglamentarias vigentes.

### LA COMISIÓN REVISORA

Director(a) de tesis

Dr. Norberto Domínguez Ramírez

M. en C. Carlos Roberto Torres Álvarez

Dr. Hector Aureliano Sánchez Sánchez

Dr. Esteban Flores Méndez

Dr. Jorge Luis Alamilla López

**PRESIDENTE DEL COLEGIO DE PROFESORES**

M. en C. Pino Durán Escamilla

SECCIÓN DE ESTUDIOS DE  
POSGRADO E INVESTIGACIÓN



**INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL**  
**SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO**

**CARTA CESIÓN DE DERECHOS**

En la Ciudad de **México** el día 27 del mes de Junio del año 2012, el que suscribe **Julio Alberto Romero Aguilar** alumno del Programa de **Maestría en Ingeniería Civil** con número de registro **A100277**, adscrito a la **Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Unidad Zacatenco**, manifiesta que es autor intelectual del presente trabajo de Tesis bajo la dirección del **Dr. Norberto Domínguez Ramírez** y cede los derechos del trabajo intitulado “**Análisis de una cimentación compensada tipo cajón en suelo compresible por medio del método de los elementos finitos**”, al Instituto Politécnico Nacional para su difusión, con fines académicos y de investigación.

Los usuarios de la información no deben reproducir el contenido textual, gráficas o datos del trabajo sin el permiso expreso del autor y/o director del trabajo. Este puede ser obtenido escribiendo a la siguiente dirección **icaro\_jar@hotmail.com**. Si el permiso se otorga, el usuario deberá dar el agradecimiento correspondiente y citar la fuente del mismo.

Ing. Julio Alberto Romero Aguilar

Dedicado a mi familia, amigos  
y mis seres queridos.  
Por su cariño, apoyo, comprensión  
y paciencia en este duro camino,  
esta tesis les pertenece.  
No lo hubiera logrado sin ustedes.  
Mil gracias.

***Julio Alberto Romero Aguilar***

Quiero agradecer por todo su apoyo para la realización de este trabajo y a lo largo de la maestría, a mi director de tesis, el Dr. Norberto Domínguez Ramírez. Mil gracias por brindarme su enseñanza, confianza y amistad.

Al maestro Carlos Roberto Torres Álvarez, quien siempre tuvo la disposición para ayudarme en la realización de la tesis. Muchas Gracias

De igual forma quiero agradecer a mis compañeros de maestría en quienes encontré siempre el apoyo en todos los aspectos. Gracias por brindarme su amistad.

---

**ÍNDICE**

<b>Resumen</b>	I
<b>Abstract</b>	II
<b>Lista de figuras</b>	III
<b>Lista de tablas</b>	V
<b>Lista de gráficas</b>	V
<b>I INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
I.1 Problemática	2
I.2 Objetivo	2
I.3 Metas	3
I.2 Estrategia	3
I.5 Justificación	4
I.6 Descripción de la tesis	5
I.7 Estado del arte	6
<b>II MARCO TEÓRICO</b>	<b>15</b>
II.1 Descripción de las herramientas numéricas	16
II.1.1 Gmsh	16
II.1.2 Code Aster	17
II.2 Nociones de mecánica del daño continuo	20
II.3 Modelos de comportamiento de los materiales	21
II.3.1 Materiales	21
II.3.2 Tipos de análisis	34
II.4 Comportamiento de las arcillas	37
<b>III MODELACIÓN</b>	<b>42</b>
III.1 Descripción del modelo	43
III.2 Desarrollo del modelo	45
III.3 Designación de las condiciones límite (C.L)	48
III.4 Cálculo de rigideces estáticas de resortes	50
III.5 Imposición de cargas sobre el cajón de cimentación	52
III.6 Parámetros de las funciones constitutivas de materiales	56
III.6.1 Elástico	56
III.6.2 <i>GLRC_DAMAGE</i>	57
III.6.3 <i>ENDO_ISOT_BETON</i> y <i>GRILLE_MEMBRANE</i>	57
III.7 Implementación del modelo en Code Aster	58
<b>IV RESULTADOS NUMÉRICOS</b>	<b>61</b>
IV.1 Validación de las funciones constitutivas	62
IV.1.1 Validación de la función <i>GLRC_DAMAGE</i>	62
IV.1.2 Validación de la función <i>ENDO_ISOT_BETON</i> y <i>GRILLE_MEMBRANE</i>	72
IV.2 Comparativa entre los resultados numéricos del cajón de cimentación en	74

---

un análisis elástico con C.L. de empotramiento y resortes	
IV.3 Comparativa de resultados entre el análisis elástico, la función constitutiva <i>GLRC_DAMAGE</i> y <i>ENDO_ISOT_BETON</i> .	76
IV.3.1 Caso CI	78
IV.3.1 Caso CII	84
IV.4 Análisis modal del cajón de cimentación	89
<b>CONCLUSIONES</b>	94
<b>REFERENCIAS</b>	97
<b>APENDICE A</b>	99

**RESUMEN**

En este trabajo se presenta la evaluación numérica de la respuesta mecánico-estructural de una cimentación compensada tipo cajón embebida en suelo tipo IIIA, sujeta a diferentes solicitaciones de carga estática y dinámica simulando el suelo con diferentes condiciones límites. Para las simulaciones se construyeron y analizaron diferentes modelos basados en el método de los elementos finitos, y se compararon las diferentes respuestas obtenidas. Para el desarrollo de la investigación se estableció la siguiente estrategia de trabajo:

- Análisis de un caso de cimentación compensada en suelo compresible adoptando un proceso estándar de cálculo de ingeniería.
- Construcción de la geometría y generación del mallado del cajón de cimentación en el programa GMSH para su posterior análisis en el Code Aster.
- Adaptación/calibración de las funciones constitutivas de los materiales.
- Definición de las diferentes condiciones límite para cada modelo.
- Análisis cuasi-estático lineal y no lineal y dinámico lineal de cada modelo.
- Comparación y discusión de los resultados.

**ABSTRACT**

In this thesis a numeric evaluation of mechanical-structural response of a compensated foundation box type embedded in a type IIIA soil is given, subjected to different solicitations of static and dynamic loading, simulating different soil limiting conditions.

To carry out the simulations, different modeling based on the finite elements method were build and analyzed, and different obtained responses were compared. To develop this investigation the next strategy was established:

- Analysis of a compensated foundation in compressible soil adopting a standard process of engineer calculation
- Construction of geometry an meshing generation of the box type foundation in the program Gmsh, for its later analysis in Code Aster
- Adaptation/validation of the constitutive functions of materials
- Definition of different limit conditions for each modeling
- Quasi-static analysis linear and not linear and linear dynamic of each modeling
- Comparison and discussion of results

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Visión panorámica artística de la Gran Tenochtitlan	6
Figura 1.2. Visión artística de la construcción del Templo Mayor (Original de Claudia de Teresa)	8
Figura 1.3. Evidencia de los estacones al pie del costado norte del Templo Mayor	9
Fig 2. 1 Curva de comportamiento bilineal no lineal para acero	22
Fig 2. 2 Curva bilineal esfuerzo deformación del acero	23
Fig 2. 3 Curva de tensión en función de la temperatura	24
Fig 2. 4 Curva de tensión lineal por piezas	25
Fig 2. 5 Curva de endurecimiento para diferentes valores de n	26
Fig 2. 6 Curvas de reversibilidad	27
Fig 2. 7 Criterio de ruptura del modelo <i>BETON_DOUBLE_DP</i>	28
Fig 2. 8 Curva de flexión uniaxial monótona	31
Fig 2. 9 Placa de concreto reforzado	32
Fig 2. 10 Cimentación equivalente sobre una cama de resortes Wrinkler	37
Fig 2. 11 Prueba hidrostática de carga y descarga	40
Fig 2. 12 Familia de superficies de carga	41
Fig. 3. 1 Cajón de cimentación en estudio	43
Fig. 3. 2 Geometría de losa fondo en Gmsh	45
Fig. 3. 3 Malla de la losa fondo en Gmsh	46
Fig. 3. 4 Geometría completa del cajón en Gmsh	46
Fig. 3. 5 Mallado completo del cajón en Gmsh	47
Fig. 3. 6 Corte con los elementos interiores del cajón en Gmsh	47
Fig. 3. 7 Modelo M1. Base rígida	48
Fig. 3. 8a Modelo M2. Idealización del suelo como cama de resortes	49
Fig. 3. 8b Curvas de Fadum	51
Fig. 3. 9 Modelo M3. Construcción de la malla de la masa de suelo	52
Fig. 3. 10 Caso CI. Imposición de cargas transferidas de la superestructura	53
Fig. 3. 11 Distribución de los nodos en planta	53
Fig. 3. 12 Caso CII. Imposición de cargas incluyendo carlas laterales y subpresión	55
Fig. 3. 13 Ilustración de presiones activa y pasivas con rango usual de valores para suelos cohesivos y no cohesivos	56
Fig. 4. 1 Desplazamientos en la viga en el instante final de cálculo elástico	63
Fig. 4. 2 Disipación producida por las varillas en el instante final de cálculo	65
Fig. 4. 3 Desplazamientos en la viga en el instante final de cálculo para concreto activado	66
Fig. 4. 4 Disipación producida por las varillas en el instante final de cálculo para concreto activado	67
Fig. 4. 5 Disipación por daño en el instante 2.58	68
Fig. 4. 6 Disipación por daño en el instante 6.06	68

Fig. 4. 7 Desplazamiento en la viga para el instante final 2	70
Fig. 4. 8 Disipación producida por las varillas en el instante final 2.0	71
Fig. 4. 9 Disipación por daño en el instante final 2.0	71
Fig. 4. 10 Desplazamientos en la dirección Z en la viga en el instante final de cálculo	73
Fig. 4. 11 Desplazamientos rotacionales en X en la viga en el instante final de cálculo	74
Fig. 4. 12 Desplazamientos del cajón con base rígida	75
Fig. 4. 13 Desplazamientos del cajón con resortes	75
Fig. 4. 14 Curva de interacción de columna con el programa CSI-COLUMN	77
Fig. 4. 15 Nodo 2060 correspondiente a un elemento estructural muro CI	78
Fig. 4. 16 Nodo 7408 correspondiente a un elemento estructural de la losa tapa CI	80
Fig. 4. 17 Nodo 6276 correspondiente a un elemento estructural muro CI	82
Fig. 4. 18 Nodo 2060 correspondiente a un elemento estructural muro CII	84
Fig. 4. 19 Nodo 7408 correspondiente a un elemento estructural de la losa tapa CII	86
Fig. 4. 20 Nodo 6276 correspondiente a un elemento estructural muro CII	88
Fig. 4. 21 Programa Rescol versión 2.1	90
Fig. 4. 22 Modos de vibrar del cajón con base rígida a) Modo1; b) Modo 2; c) Modo 3; d) Modo 4; e) Modo Superior.	91
Fig. 4. 23 Modos de vibrar del cajón con resortes a) Modo1; b) Modo 2; c) Modo 3; d) Modo 4; e) Modo Superior.	92
Fig. 4. 24 Modos de vibrar con base rígida reportados por el Code Aster	93
Fig. 4. 25 Modos de vibrar con resortes reportados por el Code Aster	93

**LISTA DE TABLAS**

Tabla 2.1 Tamaños de Volumen Representativo del elemento	20
Tabla 3.1. Tipos de análisis para los casos CI y CII	44
Tabla 3.2. Caso CIII	44
Tabla 3.3. Cálculo de rigideces estáticas de resortes con compensación de suelo	50
Tabla 3.4. Cargas en los nodos	54

**LISTA DE GRÁFICAS**

Gráfica 4. 1 Relación carga desplazamiento caso elástico	63
Gráfica 4. 2 Relación carga-desplazamiento para concreto activado	66
Gráfica 4. 3 Relación carga-desplazamiento con parámetros nominales	69
Gráfica 4. 4 Función incremental de tipo <i>push-over</i>	76
Gráfica 4. 5 Curva Esfuerzo-Deformación del elemento más esforzado en el muro	79
Gráfica 4. 6 Curva Momento-Desplazamiento en la losa tapa	81
Gráfica 4. 7 Curva Momento-Desplazamiento en muros	83
Gráfica 4. 8 Curva Esfuerzo-Deformación del elemento más esforzado en el muro	85
Gráfica 4. 9 Curva Momento-Desplazamiento en la losa tapa	87
Gráfica 4. 10 Curva Momento-Desplazamiento en muros	88

# Capítulo I

## INTRODUCCIÓN

- I.1 Problemática
- I.2 Objetivos
- I.3 Metas
- I.4 Estrategias
- I.5 Justificación
- I.6 Descripción de la tesis
- I.7 Estado del arte

## **I.1 Problemática**

El suelo de la ciudad de México se caracteriza por su alta complejidad (plasticidad, estado arcilloso, alto contenido de humedad, etc.) y por ello siempre ha representado un gran desafío para el análisis y diseño de cimentaciones por las problemáticas que genera, las cuales se incrementan para el caso de cimentaciones compensadas, en las que no solamente los efectos sobre la superficie de soporte sino también los efectos laterales en los muros de contención deben tomarse en cuenta. Por otra parte, uno de los mayores fenómenos asociados a este tipo de suelo es que adicionalmente los efectos sísmicos se ven amplificados por las características mecánicas del suelo.

Para garantizar una respuesta eficiente de las estructuras y determinar y predecir de una forma más realista su desempeño ante sismos, es imperante el desarrollo de nuevos modelos y técnicas para el análisis y diseño de cimentaciones.

Tradicionalmente, los métodos de análisis y diseño empleados en los despachos de cálculo se enfocan principalmente a modelar con sistemas reticulares casi cualquier estructura, de modo que al estar basados en la mecánica estructural (teoría de vigas combinada con métodos de rigideces) se obtienen exclusivamente elementos mecánicos y desplazamientos que se transmiten de la superestructura a la cimentación y ésta a su vez los distribuye como presiones de contacto en el suelo, sin tomar en cuenta el efecto de la deformabilidad del suelo sobre la estructura: dicho efecto induce una redistribución de esfuerzos tanto en el suelo como en la cimentación, lo cual ante condiciones dinámicas del terreno, puede amplificar los elementos mecánicos y desplazamientos y llegar a comprometer la seguridad del sistema estructural completo.

## **I.2 Objetivo**

Realizar el análisis numérico de la respuesta mecánico-estructural lineal y no lineal de una cimentación compensada tipo cajón asentada en un suelo tipo III A, con el fin de evaluar la capacidad de carga de sus componentes estructurales cuando es sujeta a diferentes combinaciones de carga incrementales, así como la redistribución de fuerzas y esfuerzos cuando se emplean diferentes condiciones límites para una misma estructura. Los análisis se realizarán con herramientas sofisticadas de cálculo basadas en el método de los elementos finitos.

### **I.3 Metas**

Para la consecución del objetivo propuesto se plantearon las siguientes metas:

- Obtener los datos de diseño de una cimentación real analizada con métodos tradicionales por algún despacho de cálculo
- Utilizar programas tipo GNU “open source” para la simulación numérica de los casos de estudio (GMSH y CODE\_ASTER)
- Construir un modelo tridimensional del cajón con elementos finitos y modificar sus condiciones límite creando diferentes casos de estudio
- Analizar el cajón considerándolo simplemente apoyado, apoyado sobre resortes tipo Winkler, y embebido en una masa de suelo modelado con elementos sólidos tridimensionales
- Introducir modelos de comportamiento no lineal para los materiales involucrados
- Implementar soluciones temporales de tipo incremental para solicitaciones sísmicas (cuasi-estáticas y/o dinámicas)
- Calibrar el modelo con un caso real\* de referencia (a condición de encontrar datos reales y confiables extraídos de la literatura)
- Evaluar un caso real aleatorio
- Comparar la propuesta de análisis con los criterios de análisis y diseño clásico recomendados por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones del Distrito Federal del 2004.
- Desarrollar procedimientos, o guía de análisis y diseño para ingenieros.

### **I.4 Estrategia**

La estrategia a seguir para alcanzar el objetivo de esta tesis se conforma de los siguientes pasos:

- Obtención de un proceso estándar de análisis y diseño de un cajón de cimentación en suelo compresible
- Definición de los casos de estudio: (a) con apoyos fijos; (b) apoyado en resortes tipo Winkler; (c) embebido en una masa de suelo
- Construcción de la geometría del cajón de cimentación en GMSH
- Generación del mallado estructurado del modelo en GMSH
- Implementación de la malla en Code Aster con diferentes condiciones límite y de carga
- Análisis cuasi-estático lineal del modelo en Code Aster
- Análisis dinámico lineal del modelo en Code Aster

- Comparación de los resultados de los análisis elásticos con la variación de los parámetros de suelo
- Implementación y validación de las funciones constitutivas de los materiales
- Análisis cuasi-estático no lineal del modelo en Code Aster
- Comparación y discusión de los resultados de todos los análisis numéricos

## **I.5 Justificación**

El análisis y diseño de cimentaciones en la Ciudad de México posee un alto grado de complejidad y siempre ha representado un gran desafío para el ingeniero civil.

El suelo del Distrito Federal está conformado por arcillas limosas con alto contenido de humedad, lo cual hace que en edificaciones de importancia (económica, política, cultural, turística, etc.) que son de gran peso, se requiera la construcción de cimentaciones compensadas y profundas.

Las cimentaciones compensadas requieren de un complejo proceso constructivo lo que implica considerar inversiones millonarias; en consecuencia, se requiere optimizarlas y asegurarlas a través de cálculos precisos mediante modelos que sean lo más aproximados a la realidad para mejorar el diseño de modo que se garantice el buen comportamiento, confiabilidad, y economía, sin perder de vista la seguridad estructural.

A pesar de este uso frecuente, el Reglamento de Construcción del Distrito Federal, a diferencia de cimentaciones superficiales, no define métodos específicos para el análisis y diseño de cimentaciones compensadas, por lo cual se vuelve responsabilidad del proyectista la selección del método de análisis y diseño que asegure la funcionalidad y estabilidad de cualquier estructura por solicitaciones gravitacionales y sísmicas.

Ante esta indefinición de una posible metodología de análisis, el presente trabajo de tesis tiene como finalidad evaluar diferentes métodos de análisis que permitan predecir con una mejor aproximación la estabilidad estructural de las cimentaciones.

La aplicación de la actual tecnología computacional y nuevos métodos de diseño debe servir como apoyo para futuros trabajos relacionados con cimentaciones y que en conjunción ayuden a la especificación y unificación de criterios de diseño que brinden edificaciones confiables y de menores costos.

Se eligió la modelación y diseño de cimentaciones compensadas tipo cajón ya que las condiciones del suelo de la Ciudad de México y el tipo de edificaciones que actualmente se construyen en él, de gran peso y altura, aunado a los altos grados

de humedad, hacen de este tipo de cimentación una de las más empleadas en este tipo de edificaciones.

Finalmente, la Ciudad de México es una de las ciudades con mayor importancia y concentración urbana en todo el mundo y particularmente está ubicada en una de las regiones con mayor actividad sísmica del planeta, por lo cual es imperante el desarrollo de investigación y nuevas técnicas de análisis y diseño que aseguren un buen funcionamiento estructural de las edificaciones, ante condiciones de servicio cotidiano y principalmente ante condiciones accidentales (sismos, viento, lluvia, etc.) para evitar la disminución de daños e incluso desastres que pudiesen cobrar vidas humanas.

## **I.6 DESCRIPCIÓN DE LA TESIS**

La tesis se desarrolla en cuatro capítulos. En el primer capítulo se presenta la problemática a resolver, así como el objetivo y las metas con las que se pretende resolver dicha problemática. Asimismo se incluye una recopilación de información y se proporciona una breve reseña histórica del desarrollo del análisis y diseño de cimentaciones profundas en el valle de México y finalmente, se detallan las razones que validan el presente trabajo de tesis.

En el capítulo dos, se presentan en primera instancia los programas de análisis en elementos finitos que se utilizaron para desarrollar la investigación, y posteriormente se aborda el marco teórico en el que se fundamentan las diferentes técnicas y metodologías adoptadas. Tiene particular importancia la presentación de los modelos no lineales de comportamiento material utilizados en las simulaciones, y de igual modo se desarrolla la hipótesis a seguir y demostrar, así como los criterios de análisis y diseño aplicables al diseño de cimentaciones profundas tipo cajón.

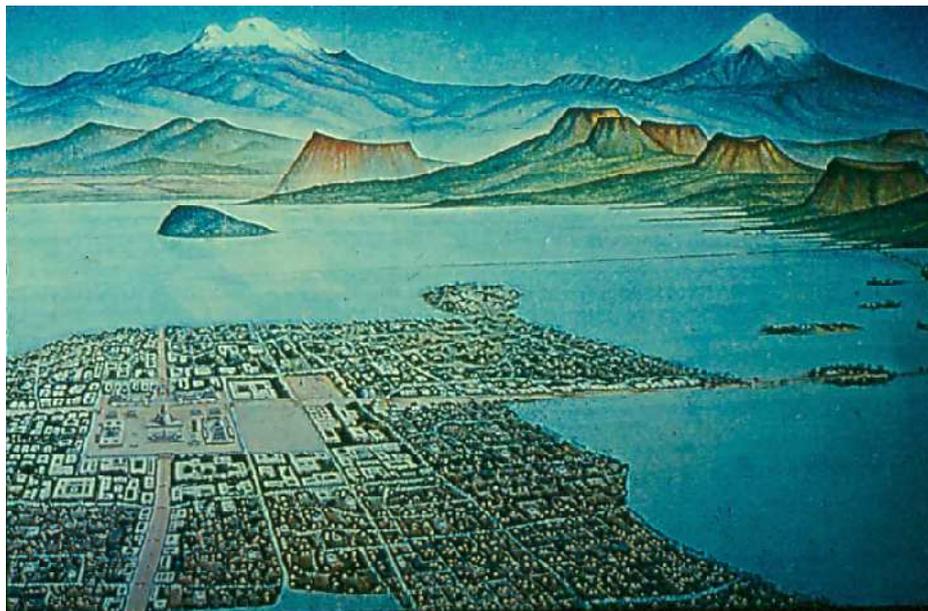
En el capítulo tres se describe la construcción de los modelos de la cimentación planteados para dar solución al problema ante sollicitaciones sísmicas y a largo plazo: se consideran tres modelos para ambos escenarios que difieren respecto a las condiciones límite y que se analizan en el rango elástico para todos los casos y en el rango inelástico para las deformaciones a largo plazo. Los modelos se elaborarán tomando como base un caso real de referencia, con datos reales y confiables extraídos de la literatura, para realizar la calibración del modelo generado.

En el cuarto capítulo se presentan las aplicaciones prácticas y alternativas de solución para el problema planteado, de la misma manera se muestran los resultados obtenidos para cada caso de análisis, realizando la comparativa entre ellos a través de gráficas de comportamiento para el sistema estructural en los diferentes escenarios de análisis.

Finalmente se presentan las conclusiones obtenidas de esta tesis así como algunos apéndices para dar mayor detalle al fundamento teórico a la hipótesis planteada en este trabajo.

## I. 7 ESTADO DEL ARTE

De acuerdo a diversos registros históricos, los chichimecas provenientes del norte de la frontera mesoamericana fundaron la ciudad de México Tenochtitlan en 1325, asentándose en sitios inhóspitos de la Cuenca de México. Los pobladores que ocupaban los lagos de Zumpango y Xaltocan por el norte, el de Texcoco-Tenochtitlan en la porción central donde se ubicaría el centro de la ciudad, y los lagos de Xochimilco y Chalco al sur impidieron que se asentaran en sus riberas; no tuvieron más remedio que ocupar la zona lacustre pantanosa. Se reconoce que ancestralmente vivían en las riberas de un lago llamado Aztlán, por lo que ese medio no les fue ajeno, de tal forma que ahí se establecieron y florecieron, consiguiendo un gran desarrollo artístico, técnico y bélico ya como cultura Mexica. En pocas décadas incorporaron conocimientos de otros pueblos del altiplano y construyeron un gran imperio, destacando las colosales construcciones térreas como el dique de Nezahualcóyotl con 16 km de longitud, plataformas artificiales y el complejo ceremonial de Tenochtitlan en el que sobresalía el Templo Mayor. Así, al llegar los conquistadores españoles al valle de México en 1519, quedaron maravillados por la majestuosidad de la ciudad (Fig. 1.1), de la que destacaban sus amplias avenidas, casas y palacios, así como la conveniente red de canales que permitían el fácil tránsito de chalupas y trajineras por la ciudad, calles de agua o acequias como ellos les llamaron, o acalotes como localmente los conocían. Los antiguos mexicanos reconocieron la problemática de cimentar sus obras en la antigua Tenochtitlan.

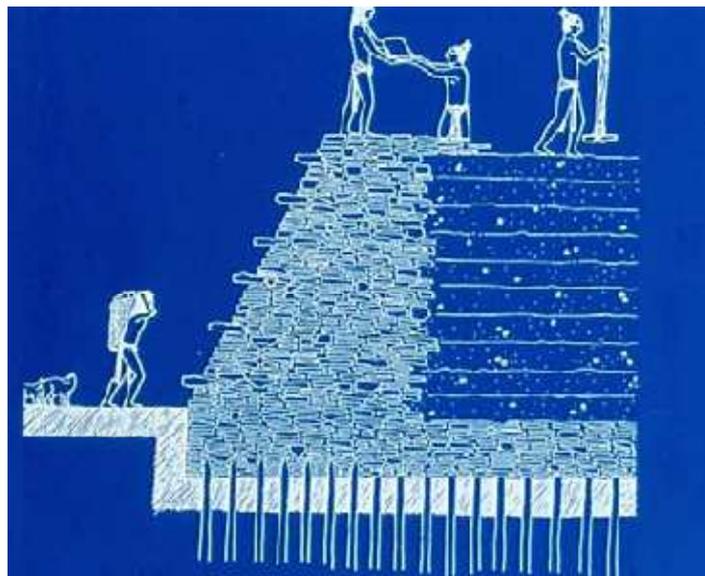
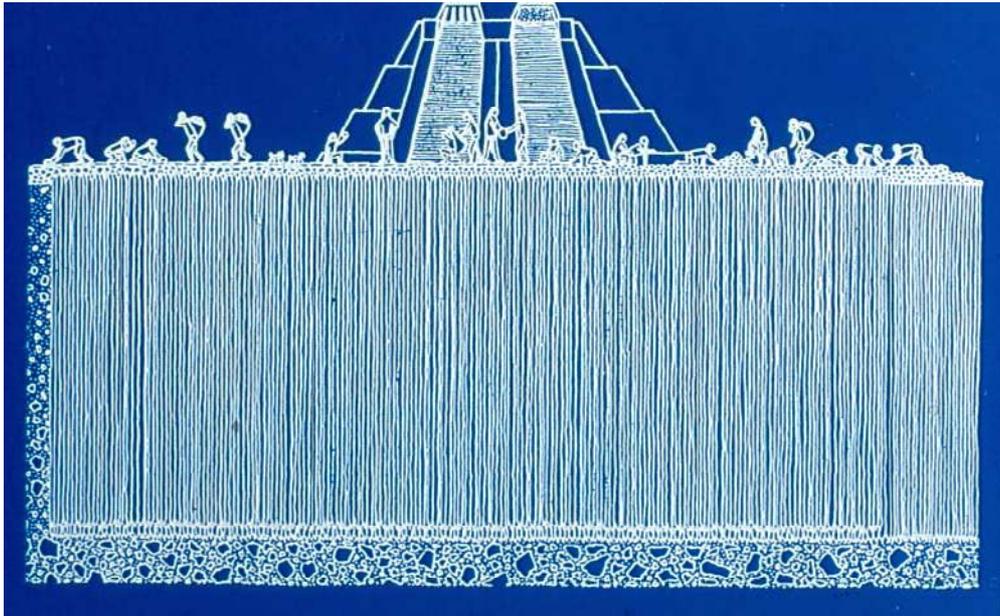


*Figura 1.1 Visión panorámica artística de la Gran Tenochtitlan*

Como ejemplo, en la construcción del Templo Mayor con 36 m de altura y ubicado en el corazón actual de la ciudad capital, se pusieron en práctica procedimientos y conceptos geotécnicos que tienen vigencia en la actualidad (Fig. 1.2), como son el mejoramiento masivo del terreno mediante el hincado de troncos, la construcción de un relleno para precargar el subsuelo y la construcción por etapas –seis en esta pirámide-, el uso de estacaones (Fig. 1.3) para transferir la carga al subsuelo (ahora los conocemos como pilotes) y el empleo de tezontle como relleno ligero con el objeto de reducir el peso de la pirámide (ahora se hace uso de poliestireno y otros materiales sintéticos). Salvando las dificultades que ofrecía el subsuelo, esta obra magnífica de la que todavía tenemos vestigios, se conservó estable aunque con asentamientos tan grandes como 6.5 m [Mendoza López, 2007]., hasta que fue arrasada por los conquistadores para edificar sobre ellas diversas construcciones coloniales. Precisamente al desarrollarse las edificaciones del gobierno y los templos religiosos de la Colonia, muchas de ellas sobre las ruinas mismas de las construcciones mexicas, se genera en el subsuelo una historia compleja de cargas y descargas así como zonas precomprimidas, lo que da como resultado la variación inducida de las propiedades mecánicas del subsuelo, y como consecuencia la aparición de asentamientos diferenciales en esas y en las actuales construcciones del Centro Histórico de la ciudad de México.

Muchos de los actuales problemas geotécnicos que enfrentamos en la ciudad de México pudieron haberse evitado, si hubiese prevalecido la idea de quienes opinaban que no debía edificarse la capital de la Nueva España sobre las ruinas de la antigua Tenochtitlan, aunque sus razones no fueran geotécnicas sino estratégicas desde un punto de vista militar.

Durante los tres siglos de la Colonia se fue realizando sistemáticamente la desecación de las zonas anegadas, hasta eliminarse totalmente las acequias, convirtiéndose muchas de ellas en avenidas por donde circulan actualmente modernos sistemas de transporte; de aquellos canales con trajineras sólo quedan los de Xochimilco. Las construcciones dentro de la traza colonial, que comprende al Centro actual de la capital, sufrieron las consecuencias de su desplante sobre los depósitos lacustres blandos.



*Figura 1.2. Visión artística de la construcción del Templo Mayor  
(Original de Claudia de Teresa)*



*Figura 1.3. Evidencia de los estacones al pie del costado norte del Templo Mayor*

Al crecer la ciudad en el siglo pasado, no fue extraño que se optara porque este crecimiento fuese vertical, hubo una tendencia por aumentar el número de pisos en sus construcciones, cayendo así a modos naturales de vibrar de esas estructuras similares a los de algunas porciones de la Zona del Lago, donde se conjugan ciertos espesores de suelo blando, bajas rigideces dinámicas y ciertas frecuencias dominantes de las ondas sísmicas. Ello en conjunto determinó una amplificación dinámica y la fuerte respuesta de edificios de moderada altura

cimentados con un cajón de cimentación y pilotes de fricción, ante la ocurrencia de sismos intensos.

En los lagos al oriente de la ciudad y a través del Proyecto Texcoco, propuesto en 1963 por el Dr. Nabor Carrillo, se ha desarrollado la infraestructura hidráulica y geotécnica necesaria para contribuir al aprovechamiento integral de los recursos hídricos de la Cuenca, disminuir el peligro de inundaciones y buscar la formación de un área verde en el fondo desecado del lago de Texcoco. El asentamiento regional y las inundaciones de la zona centro de la ciudad en la primera mitad del siglo pasado, exigieron dar una solución diferente a la salida de las aguas servidas de la ciudad que se hacían por superficie mediante el Gran Canal del Desagüe; así se proyectó y construyó el sistema del Drenaje Profundo, constituido por diversos túneles. [Mendoza López, 2007].

Durante el siglo XX se han utilizado diversos métodos para el análisis y diseño de cimentaciones en suelo compresible, aunque la mayoría de éstos son métodos aproximados y se enfocan principalmente a verificar que los asentamientos totales y diferenciales obtenidos, a corto y largo plazo, satisfagan los criterios establecidos con anterioridad para cada tipo de cimentación y las solicitaciones que ésta deba cumplir.

En 1943 el Dr. Leonardo Zeevaert [Zeevaert, 1974] para analizar de una forma más realista una cimentación, desde un enfoque ingenieril, consideró el suelo como un material de dos fases, en la cual el agua es la fase líquida y la estructura del esqueleto como la fase sólida con propiedades mecánicas bien definidas de fuerza cortante y compresibilidad. Cuando una excavación es realizada y el peso del material retirado es reemplazado por una edificación equivalente en peso, debe remplazarse también la presión del agua, lo que en otras palabras significa que la presión hidráulica y el esfuerzo efectivo removido por la excavación son compensados o balanceados por el peso de la edificación. Este principio de cimentación compensada fue empleado por el Dr. Zeevaert en la edificación de una fábrica en el altamente compresible arcillo limoso suelo del valle de México.

Una cimentación compensada está gobernada por la siguiente ecuación:

$$q_d = \sigma_{0d} + u_d \quad \text{---(Ec. 1)}$$

Donde  $q_d$  es el promedio unitario de peso de la edificación para ser aplicado en el suelo a la profundidad  $d$ , en la cual  $\sigma_{0d}$  es el esfuerzo de sobrecarga efectivo, y  $u_d$  es el desplazamiento vertical de la presión de agua bajo la losa de cimentación.

Para una estructura de peso definido, el comportamiento de la cimentación en el tiempo es gobernado por la relación:

$$\frac{\partial \sigma_{0d}}{\partial t} = - \frac{\partial u_d}{\partial t} \quad \text{---(Ec. 2)}$$

Por lo tanto, un cambio en el desplazamiento vertical de la presión de agua producirá un cambio igual y contrario en el esfuerzo efectivo bajo la losa de cimentación. Consecuentemente, la fase sólida gobernará el comportamiento de la cimentación de acuerdo a las características de esfuerzo-deformación-tiempo de la estructura esqueleto del suelo.

Llamando  $A$  el total del área en contacto, y  $W_a$  el peso total de la estructura, la compensación de la carga de la estructura es dada por:

$$W_a = \int_A \sigma_d \cdot da + u_d A \quad \text{---(Ec. 3)}$$

En casos donde el suelo es clasificado como un tipo preconsolidado, la cimentación puede ser diseñada sobre-compensada y la ecuación anterior se lee:

$$W_a = \int_A \sigma_d \cdot da + u_d \cdot A + \int_A \Delta\sigma_d da \quad \text{---(Ec. 4)}$$

De igual forma se han desarrollado métodos orientados a la estimación de asentamientos totales y diferenciales, tomando en cuenta la interacción entre terreno, subestructura y superestructura, cuya aplicación no se limita al intervalo lineal del comportamiento estructural, ya que dicha hipótesis es poco realista en las condiciones de trabajo de la mayor parte de las cimentaciones sobre terreno de compresibilidad relativamente elevada. Algunos de estos métodos son:

*Método de A.L.L Baker.*

Las bases de este método las ilustra su autor en el análisis de una cimentación constituida por una zapata corrida con su correspondiente contratrabe y sujeta a la acción de varias cargas concentradas. Se presenta el estado de fuerzas y deformaciones del sistema suelo-estructura sujeto al de descargas exteriores,  $P_i$ . Se supone que la línea de acción de la resultante de las descargas pasa por el centroide del área de cimentación, y que, por lo tanto, dichas descargas están en equilibrio con una reacción uniforme del terreno. La interacción entre suelo y estructura causa la redistribución de presiones de contacto, las cuales, adoptan la configuración  $q = q(x)$ , siendo  $x$  la coordenada correspondiente.

Las consideraciones generales de este método son:

- a) Una presión del terreno uniformemente distribuida y que actúa sobre una subestructura cuyos nudos no se desplazan verticalmente. Para esto es necesario introducir un sistema de soportes ficticios. En estos apoyos actúan las fuerzas  $Q_i$  necesarias para equilibrar a la carga de intensidad  $q$ , uniformemente distribuida.
- b) El sistema resultante de eliminar los apoyos ficticios, y de permitir que sobre los puntos correspondientes de la estructura actúen tanto las descargas exteriores ( $P_i$ ) como las fuerzas iguales y opuestas a las reacciones de los apoyos ficticios de la etapa anterior ( $Q_i$ ). Las cargas  $P_i$  y

$Q_i$  forman un sistema de equilibrio, y el suelo no sufre ninguna acción adicional.

c) Correcciones a la distribución de la reacción. Están indicadas por  $q(x)$ .

El método de Baker solo trata de que coincidan las deformaciones diferenciales máximas de estructura y terreno, y no de determinar la forma precisa de la corrección a la distribución de la reacción, pues se supone que dicha corrección tiene una forma arbitraria.

#### *Métodos de ajuste sucesivos.*

La aplicación del método de Baker al análisis de sistemas complejos de cimentación ofrece algunos inconvenientes, y destacan los que se citan a continuación.

- a) En ocasiones, el ajuste de desplazamientos diferenciales máximos o medios representa una aproximación a las deformaciones del conjunto, pero puede ser incapaz de reproducir adecuadamente algunos efectos locales significativos.
- b) El análisis de la estructura, tanto bajo la acción de fuerzas como ante los efectos de la redistribución de reacciones;  $q'(x)$  implica la solución de un sistema numeroso de ecuaciones simultáneas.

Los intentos de eliminar las objeciones mencionadas condujeron a los autores al desarrollo de un método de ajustes sucesivos, el cual se describe a continuación.

Para mejorar la aproximación del estado de cargas y deformaciones, se aplica a la configuración deformada de la estructura un incremento proporcional al desajuste, o una diferencia entre los asentamientos diferenciales del suelo y de la estructura.

Dado este incremento, puede obtenerse la variación de las reacciones ejercidas por el suelo sobre la estructura, y el sistema igual y opuesto que constituye el incremento de las presiones de la estructura sobre el suelo.

Se muestra el estado de cargas y deformaciones del sistema final del ciclo, el cual resulta de la suma del estado inicial y el incremento correspondiente. Puede llevarse a cabo el número de ciclos que sea necesario para tener una idea clara de los asentamientos diferenciales que son de esperarse, aunque la distribución de presiones aún distará mucho de la correcta. Sin embargo, esta tiene, en comparación con los asentamientos diferenciales, muy poca importancia para el diseño.

#### *Métodos numéricos para el análisis de cimentaciones sobre suelo compresible.*

El problema fundamental es determinar los hundimientos y presiones de contacto con el suelo que ocurren en la cimentación de un edificio desplantado en suelo compresible. Una vez resuelto este problema, se procede a calcular los momentos

y fuerzas en los miembros de la cimentación y la superestructura debidos a los movimientos diferenciales verticales, presiones de contacto, y estado de cargas sobre la superestructura.

Así, en el problema de interacción suelo-cimentación intervienen tanto las propiedades elásticas de la cimentación y superestructura como la relación carga-deformación del suelo.

Primero se procederá al cálculo de asentamientos del suelo. Dada una distribución de presiones en la superficie del terreno, el cálculo de asentamientos puede efectuarse con los criterios comúnmente usados en mecánica de suelos, que además permiten tener en cuenta la relación carga-desplazamiento no lineal de terrenos compresibles, como el de la Ciudad de México.

En el caso de un suelo elástico, se puede usar, con ventaja, el principio de superposición de causas y efectos, y determinar el conjunto de coeficientes de influencia de flexibilidades.

Posteriormente se calculará la rigidez de cimentación y superestructura. Cuando se supone comportamiento elástico lineal del conjunto cimentación-superestructura, sus propiedades fuerza-desplazamiento pueden determinarse mediante los coeficientes de influencia de rigideces, es decir, de las fuerzas que aparecen en los puntos  $i$  debidas a un desplazamiento vertical unitario del punto  $j$  cuando son nulos los desplazamientos de los otros puntos. [Flores y Esteva, 1970]. Pp. 1-11.

En la actualidad se emplean métodos de diseño basados en la interacción suelo-estructura.

#### *Respuesta acoplada para cimentaciones rígidas*

En este método, para determinar la respuesta acoplada de la estructura con cimentación rígida, se determina una formulación matricial y las propiedades del suelo son idealizadas como una serie de resortes como apoyos. La localización y orientación de los resortes puede ser arbitraria determinando así una solución general. La respuesta es dada en términos de desplazamientos rotacionales y traslacionales considerando los efectos acoplados.

Este método puede ser fácilmente incorporado en un análisis estocástico donde los parámetros relevantes que tienen una variación aleatoria en un estudio de suelo-cimentación son modelados de acuerdo a distribución probabilística. Entre estos parámetros están la localización y orientación de los resortes y puntos de apoyo, para cada combinación de posición y orientación una respuesta en términos de desplazamientos y rotaciones es calculado.

Quien diseñe la cimentación decidirá el fenómeno que apunta a simular al variar la localización y orientación de los resortes y puntos de apoyo, por ejemplo una

práctica aplicación podría ser para el análisis de la respuesta suelo-cimentación cuando las propiedades del suelo pueden variar bajo fuerzas dinámicas. La expresión obtenida puede ser usada para determinar la respuesta de cuerpos rígidos en cimentaciones amortiguadas elásticas considerando los efectos de las restricciones de la cimentación actuando simultáneamente en todas las direcciones; esto significa que la respuesta acoplada del desplazamiento, considerando 6 grados de libertad, puede ser encontrada. [Rodríguez *et al*, 2009]. Pp. 1-6.

#### *Respuesta no lineal ante sismos*

El método está basado en un acercamiento que combina la respuesta lineal suelo-estructura en el dominio de la frecuencia con algún programa comercial para obtener respuestas no lineales dinámicas en el dominio del tiempo.

En los sistemas actuales de interacción suelo-estructura, la influencia del fenómeno es frecuentemente observada durante fuertes terremotos. El comportamiento resulta en incremento de los esfuerzos de contacto ya que la carga sísmica es transmitida a través del área reducida de contacto. En adición, el deslizamiento a lo largo de la interface puede ocurrir durante fuertes terremotos. Por lo tanto, la respuesta del sistema de interacción suelo-estructura puede ser influenciada significativamente por las condiciones de interface tales como la separación y deslizamiento. Sin embargo, la mayoría de los estudios concernientes a interacción suelo-estructura en la actualidad tiene asumido un perfecto vínculo en la interface suelo-estructura porque las herramientas analíticas de estos estudios son usualmente formulados en el dominio de la frecuencia.

El trabajo presenta un método analítico efectivo para una respuesta realista de los sistemas de análisis de interacción suelo-estructura en los cuales la separación y/o deslizamiento pueden presentarse y la manifestación no lineal de los materiales de la estructura. [Choi *et al*, 2002]. Pp. 1-8.

#### *Métodos de análisis de comportamiento del suelo*

Se desarrollan modelos de esfuerzo-deformación del comportamiento del suelo que cumplan una adecuada descripción de las características del suelo, una única formulación matemática con pocos parámetros, obtenidos de pruebas estándar, y tener una eficiente implementación numérica. [Dolarevic e Ibrahimbegovic, 2006] Pp. 1-2.

## Capítulo II

# MARCO TEÓRICO

### II.1 Descripción de las herramientas numéricas

#### II.1.1 GMSH

#### II.1.2 Code Aster

### II.2 Nociones de Mecánica del daño continuo

### II.3 Modelos de comportamiento de los materiales

#### II.3.1 Materiales

- Modelos de comportamiento del acero
- Modelos de comportamiento del concreto

#### II.3.2 Tipos de análisis

- Análisis Quasi-estático
- Análisis Dinámico

### II.4 Comportamiento de las arcillas

#### II.4.1 Consolidación

#### II.4.2 Asentamientos

## II.1 Descripción de las herramientas numéricas

### II.1.1 Gmsh

Gmsh es un generador de malla con elementos finitos en tres dimensiones con un motor construido en CAD y un post-procesador. Su objetivo de diseño es proveer una rápida, ligera y amigable herramienta de mallado para el usuario con una lectura de datos paramétrica y con capacidades de visualización avanzadas.

Gmsh está constituido de cuatro módulos: geometría, malla, solucionador y pos-proceso. Las instrucciones de los cuatro módulos están prescritas o interactivamente se usan en la interfaz gráfica para el usuario (GUI) o en archivos de texto usando el lenguaje propio de escritura de Gmsh. Las acciones interactivas generan bits de lenguaje en los archivos de entrada y viceversa. Esto hace posible automatizar todos los tratamientos, usando ciclos, condicionales y llamadas a sistemas externos.

*Geometría:* Gmsh usa una representación de los límites (“BRep”) para describir geometrías. Los modelos son creados desde una base para sucesivamente definir puntos, líneas orientadas (segmentos de línea, círculos, elipses, *splines*,...), superficies orientadas (superficies planas, superficies curvas, superficies trianguladas,...) y volúmenes: Grupos de entidades geométricas (llamadas “*grupos físicos*”) también pueden ser definidas, basados en estas entidades geométricas elementales. El lenguaje de escritura de Gmsh permite que todas las entidades geométricas sean completamente parametrizadas.

*Malla:* Una malla en elementos finitos es un mosaico de un subgrupo de un espacio tridimensional a través de elementos geométricos elementales de varias formas (en el caso de Gmsh: líneas triángulos, cuadrados, tetraedros, prismas, hexaedros y pirámides), arreglados en una forma tal que si dos de ellas se intersectan, lo hacen a lo largo de la cara, esquina o nodo, y nunca de otra forma. Todas las mallas con elementos finitos producidas por Gmsh son consideradas “no estructuradas”, incluso si ellas fueron generadas como “estructuradas”. Esto implica que los elementos geométricos elementales son definidos solo por una lista ordenada de sus nodos pero no hay un orden de relación asumido entre dos elementos.

La generación de la malla es realizada de igual forma desde la base como la creación de la geometría: las líneas son discretizadas primero; la malla de las líneas es usada para mallar las superficies; la malla de las superficies es usada para mallar los volúmenes. En este proceso, la malla de una entidad es solo restringida por la malla y sus límites. Cada paso del mallado es restringido por un “campo de tamaño” (algunas veces llamado “*campo característico de longitud*”), el cual prescribe el tamaño deseado de los elementos en el mallado. Este campo de tamaño puede ser uniforme, especificado por valores asociados con puntos en la geometría, o definido por “campos

generales” (por ejemplo relacionan la distancia algunos límites, a un campo escalar arbitrario definido en otra malla, etc.). Para cada paso del mallado, todas las mallas estructuradas son ejecutadas primero y sirven como restricciones adicionales para las partes no estructuradas.

*Solucionador (interfaz externa de solución):* Los solucionadores externos pueden estar en interfaz con Gmsh a través de Unix o enchufes TCP/IP, lo cual permite lanzar cálculos externos y coleccionar y procesar los resultados directamente del módulo interno de pos proceso de Gmsh. El solucionador de interfaz por defecto con Gmsh es GetDP.

*Post-proceso (Campo de visualización escalar, vectorial y tensorial):* Gmsh puede cargar y manipular múltiples post-procesos escalares, vectoriales o tensoriales a lo largo de la geometría y de la malla. Los campos escalares son representados por líneas/superficies con iso-valores o mapas de colores, mientras que los campos vectoriales son representados por flechas tridimensionales o mapas de desplazamientos. Las funciones del post-proceso incluyen el cálculo de la sección, elevación, límites y la extracción de componentes, mapas de colores y modificación de rangos, animación, gráfica vectorial de datos de salida, etc. Todas las opciones de post-proceso pueden ser accesadas interactivamente o a través del archivo de texto de datos de entrada. Este archivo permite automatizar todas las operaciones del pos proceso, como por ejemplo crear animaciones. Las operaciones definidas por el usuario pueden ser realizadas en las vistas del post-proceso a través de plugins. [C. Geuzaine, 2009].

### II.1.2 Code Aster

Code\_Aster es un código profesional general para el estudio del comportamiento mecánico estructural y se enfoca esencialmente en la mecánica de los sólidos deformables, lo que justifica el amplio número de funcionalidades que posee asociadas al fenómeno mecánico. Sin embargo, el estudio del comportamiento mecánico de los componentes industriales requiere de antemano la modelación de los esfuerzos a los cuáles están sujetos, o del fenómeno físico que modifica los parámetros de este comportamiento. Por estas razones, Code Aster ofrece varias posibilidades de “secuencia” del fenómeno mecánico con el térmico o acústico, o con otro *software*, así como un “kit” de construcción de problemas térmico-hidro-mecánico acoplado.

Aunque Code Aster puede ser usado para varios problemas de análisis estructural, fue desarrollado particularmente para permitir el estudio de los componentes de materiales o máquinas usadas en el campo de la producción y transmisión de electricidad. Los análisis no lineales, tanto en problemas mecánicos o térmicos, son centrales en la configuración de Code Aster. Para estudios complejos, es necesario entender la

naturaleza de las operaciones llevadas a cabo por el código para poder controlarlas de una forma óptima.

### **Método de cálculo en Code Aster**

Un análisis estructural llevado a cabo en Code Aster consiste de una secuencia de cierto número de comandos descritos en un “archivo de comandos” en formato de texto. El motor e intérprete de este archivo de comando está en lenguaje de escritura PYTHON. Cada comando (por ejemplo leer la malla, afectación de las características del material, cálculo lineal estático) producen un “resultado conceptual” junto a estructuras de datos que el usuario puede manejar y re usar en cálculos posteriores.

Para simplificar la tarea del usuario, existen comandos totales que reúnen la secuencia adecuada de operaciones de cierto número de casos de cálculo (por ejemplo comando estático lineal MECA\_STATIQUE; estático no lineal, comando STAT\_NON\_LINE; no lineal térmico, comando THER\_NON\_LINE, etc.)

### **Modelación en Code Aster**

La modelación de elementos cascarón (*Shell*) está formulada principalmente en pequeñas deformaciones y pequeños desplazamientos de estructuras delgadas curvas o planas.

Para cada uno de las diversas modelaciones, varios elementos finitos están disponibles, de acuerdo a las mallas:

- Modelación DKT comprende elementos triangulares finitos (DKT) y cuadrangulares (DKQ)
- Modelación DST comprende elementos finitos triangulares finitos (DST) y cuadrangulares (DSQ)
- Modelación DKTG comprende elementos finitos triangulares y cuadrangulares (DSQ)
- Modelación Q4G no comprende al elemento finito cuadrangular (Q4G)

Los elementos cascarón y placa son generalmente usados para modelar estructuras delgadas donde las relaciones entre dimensiones (espesor/longitud) son más de 1/10.

Contrario a los elementos cascarón, los elementos placa no hacen posible tomar en cuenta la curvatura geométrica de la estructura para ser representada. Por lo cual es necesario usar un número grande de estos elementos para aproximar la geometría de la estructura correctamente, y aún más si es curva. Las formulaciones “*Discrete Shear* (Cortante discreto)” DST, DSQ y D4g o “*Discrete Kirchoff* (Kirchoff discreto)” DKT, DKTG y DKQ, DkQG de la cinemática, con o sin distorsión transversal respectivamente, permiten buenos resultados en términos de desplazamientos y análisis modal.

El Code Aster llama “*Fenómeno*” a una familia de problemas físicos del mismo tipo de factores desconocidos (y asociados con un grupo de ecuaciones de conservación de la energía), por ejemplo el fenómeno mecánico hace referencia a los factores desconocidos de desplazamiento.

Se llama modelación a la manera en que se particionan las ecuaciones continuas que gobiernan un fenómeno dado, con la ayuda de suposiciones complementarias (deformaciones planas, modelo de viga, modelo de cascarón...)

Algunas de las posibilidades de análisis del Code Aster son:

- Fenómeno
  - Mecánico: Estático, Cuasi-estático, lineal
  - Dinámico: Lineal
  - Fractura: Daño y fatiga
  - Interacciones Suelo estructura, Fluido estructura y Suelo-Fluido-Estructura
- Cargas
  - Mecánicas: Nodal o fuerzas distribuidas, Presión, Carga de inercias, aceleración centrífuga, movimientos impuestos, efectos de viento
  - Térmica: Temperatura, fluido lineal, Convección forzada
- No linealidad en estática y dinámica
  - Geométrica
    - Actualización de la geometría, grandes desplazamientos, grandes rotaciones
    - Fuerzas de seguimiento
    - Descarga y no radialidad
    - Contacto y fricción
    - Pandeo de primer orden
  - Materiales
    - Elasticidad lineal y no lineal
    - Hiperelasticidad no lineal
    - Elastoplasticidad local y elastoplasticidad con formulación en gradientes
    - Viscoelasticidad no lineal
    - Elastoviscoplasticidad
    - Deformación progresiva
- Ingeniería Civil y Geotécnica
  - Leyes constitutivas para concreto (reforzado y presforzado) y geomateriales
  - Hidratación, secado y creep básico en diferentes escalas de tiempo

- Refuerzo pasivo o efecto de presforzado con comportamiento elastoplástico
- Acoplamiento del creep con fractura
- Procedimientos de excavación
- Fractura, daño, fatiga y colapso de estructuras
- Modelos de agrietamiento y fractura dúctil, iniciación e inestabilidad
- Daño desacoplado [Code Aster, 2011]

## II.2 Nociones de Mecánica del daño continuo

Para una mejor comprensión de la mecánica del daño continuo se definirán los siguientes conceptos:

**Continuo:** Significa un análisis de la materia continua de un volumen representativo de un elemento lo suficientemente grande para que las heterogeneidades sean reemplazadas por valores homogeneizados de las propiedades de un medio.

**Daño:** Significa aquello que no se puede ver cuando una parte del material está por romperse, esto es el alargamiento de microporos y decohesión de átomos hasta la coalescencia o unión dando origen a una meso grieta.

Una meso-grieta es una discontinuidad del material del tamaño del volumen representativo del elemento (VER). En la tabla 2.1 se muestran diferentes tamaños de VER:

*Tabla 2.1 Tamaños de Volumen representativo del elemento*

Meso grietas	Material
0.1 mm	Metales y cerámicas
1 mm	Polímeros y compuestos
10 mm	Maderas
100 mm	Concreto

**Mecánica:** Significa un análisis en términos de deformaciones, esfuerzos, temperatura y tiempo y variables internas continuas para predecir la vida de los componentes de la ingeniería.

### Variables de daño

Una variable de estado define el estado físico actual de un sistema aislado. Daño en un volumen elemental representativo (VER) son las microgrietas o microcavidades.

- Si solo es considerado el daño dúctil por microcavidades, la variable de daño puede ser definida por la densidad de volumen de microporos:

$$D = \frac{\delta V_D(voids)}{\delta V(RVE)} \quad \text{-----(Ec. 5)}$$

- Para una generalidad más amplia donde las microcavidades y microgrietas son consideradas, la variable de daño puede ser definida por la densidad de superficie de micro grietas e intersecciones de microporos que yacen en el plano cortando el elemento de volumen representativo. Para el plano de la normal  $n$  donde la densidad es máxima:

$$D(n) = \frac{\delta\delta_D(\text{defectos})}{\delta\delta(RVE)} \quad \text{-----} \quad \text{(Ec. 6)}$$

En una dimensión o si el daño es isotrópico se considera que el tensor de deformaciones se reduce al escalar  $D$ .

- Si el daño es definido como un operador el cual cambia la elasticidad del tensor  $E_{ijrs}$  en  $\hat{E}_{ijrs}$  es un tensor de cuarto orden  $D_{ijrs}$ . Pero ya no es más una variable de estado medible, induce dificultades para escribir el acoplamiento con la plasticidad para definir el valor crítico de daño en la iniciación de la meso grieta.
- Otro grupo de variables de daño usadas para los materiales compuestos es introducir dos escalares: uno  $D_n$ , responsable de la matriz de daño actuando en la parte hidrostática de la energía elástica y otra  $D_s$ , responsable de la decohesión entre las fibras y la matriz, actuando en la energía de corte

$$W_e^* = \frac{1 + \nu}{2E(1 - D_s)} \sigma_{ij}^D \sigma_{ij}^D + \frac{3(1 - 2\nu)}{2E(1 - D_n)} \sigma^2 H \quad \text{-----} \quad \text{(Ec. 7)}$$

Con  $\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^D + \sigma_H \delta_{ij}$

Donde  $E$  es el módulo de Young y  $\nu$  la relación de Poisson. [J.Lemaitre, 2002]

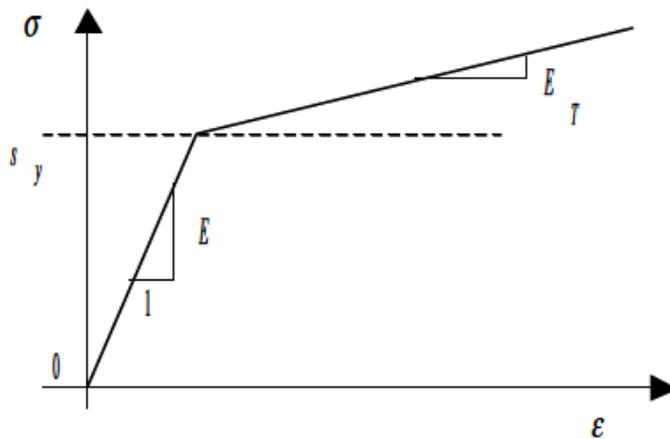
## II.3 Modelos de comportamiento de los materiales

### II.3.1 Materiales

#### Modelos de comportamiento del acero

Code Aster permite trabajar con modelos de comportamiento elastoplástico basados en el criterio de Von Mises con endurecimiento isotrópico no lineal o elasticidad no lineal. [Code Aster, U4.43.01]

La curva de endurecimiento usada en los modelos de comportamiento es entonces:



$$R(p) = S_y + H \cdot p$$

$$\text{con } H = \frac{E \cdot E_T}{E - E_T}$$

Es necesario respetar que  $E_T < E$

Fig 2. 1 Curva de comportamiento bilineal no lineal para acero

### Relación de Von Mises con endurecimiento isotrópico

En Code Aster estas relaciones son obtenidas por las palabras llave VMIS\_ISOT\_LINE, VMIS\_ISOT\_TRAC y VMIS\_ISOT\_PUIS.

Estas relaciones están descritas en pequeñas deformaciones. La función de endurecimiento es deducida de una prueba monótona de tensión simple e isotérmica.

El usuario puede elegir un endurecimiento lineal (relación VMIS\_ISOT\_LINE) o dado un diagrama de tensión sea punto por punto (relación VMIS\_ISOT\_TRAC), o por una declaración analítica (relación VMIS\_ISOT\_PUIS). [Code Aster, R5.03.02]

### Relación VMIS\_ISOT\_LINE (VON MISES ISOTRÓPICO LINEAL)

Para considerar las características de los materiales, éstas son provistas por la palabra llave ECRO\_LINE o ECRO\_LINE\_FO.

ECRO\_LINE\_FO corresponde si  $E_T$  y  $\sigma_y$  dependen de la temperatura, y se calculan para la temperatura del punto de de Gauss en estudio.

El módulo de Young E y el módulo de Poisson  $\nu$  son provistos por las palabras clave ELAS o ELAS\_FO.

En el caso del diagrama de comportamiento a tensión se tiene:

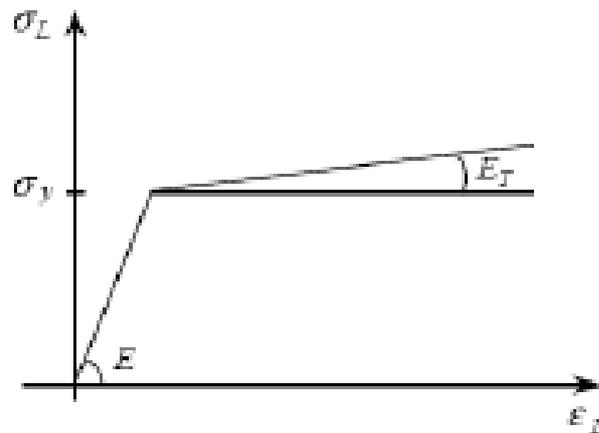


Fig 2. 2 Curva bilineal esfuerzo deformación del acero

donde:

$$\sigma_L = E \varepsilon_L \quad \text{Si } \varepsilon_L \leq \frac{\sigma_y}{E} \quad \text{----- (Ec. 8)}$$

$$\sigma_L = \sigma_y + E_T \left( \varepsilon_L - \frac{\sigma_y}{E} \right) \quad \text{Si } \varepsilon_L \geq \frac{\sigma_y}{E} \quad \text{----- (Ec. 9)}$$

Nota:  $\sigma_y$  es el límite elástico (la elección de  $\sigma_y$  depende del usuario: puede corresponder al final de la linealidad de diagrama real de tensión, o al límite elástico convencional. En todos los eventos se usa el valor simple definido por ECRO\_LINE).

Finalmente la función lineal de endurecimiento es:

$$R(p) = \frac{E_T E}{E - E_T} p + \sigma_y \quad \text{----- (Ec. 10)}$$

con:

$$p = \varepsilon_L^p = \varepsilon_L - \frac{\sigma_L}{E} \quad \text{----- (Ec. 11)}$$

[Code Aster, R5.03.02]

### Relación VMIS\_ISOT\_TRAC (VON MISES ISOTRÓPICO A TENSIÓN)

Considerando el material se provee esta relación bajo la palabra clave TENSION=\_F (SIGM=F).

F es una función con una o dos variables representando el diagrama tensión simple. La primera variable es obligatoriamente la deformación, la segunda si existe es la

temperatura (parámetro de una función de tres dimensiones). Para cada temperatura, el diagrama de tensión debe ser tal que:

- Las coordenadas en X (deformaciones) son estrictamente incrementales
- La pendiente entre 2 puntos sucesivos es menor que la pendiente elástica entre 0 y el primer punto de la curva

La interpolación comparada con la temperatura se presenta de la siguiente manera:

Digamos que la temperatura  $\theta$  considerada, si existe  $k$  tal que  $\theta \in [\theta_k, \theta_{k+1}]$  donde  $k$  es el índice de los diagramas de tensión contenidos en las funciones tridimensionales que indica que se construye el diagrama de tensión a temperatura  $\theta$  punto a punto mientras que se interpola comparando a  $\theta$  con las coordenadas X y las coordenadas Y de los puntos extremos de dos diagramas de tensión.

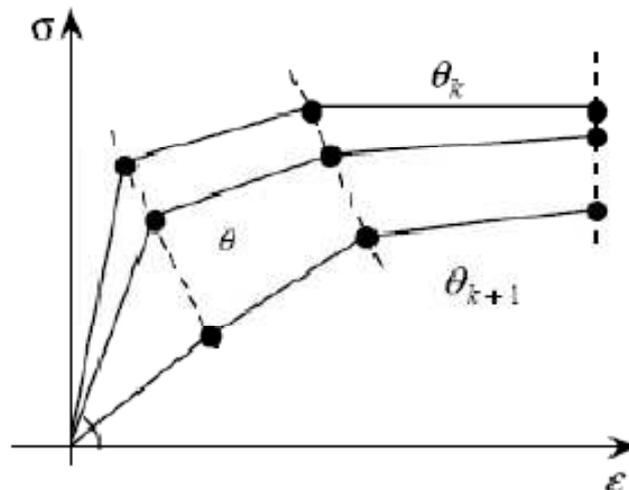


Fig 2. 3 Curva de tensión en función de la temperatura

Si  $\theta$  está separado de los intervalos de definición de los diagramas de tensión, se extrapola de acuerdo con las prolongaciones especificadas por el usuario.

Si el número de puntos de discretización del diagrama de tensión  $\theta_k$  y  $\theta_{k+1}$  son diferentes, se interpola entre el último punto de la curva más pobre con todos los puntos restantes de la curva más rica en puntos. Consecuentemente, es preferible tener un número de puntos suficiente de discretización homogénea para varias temperaturas.

En todos los casos, el diagrama de tensión considerado es una función lineal por piezas:

$$\sigma = \sigma_i + \frac{\sigma_{i+1} - \sigma_i}{\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i} (\varepsilon - \varepsilon_i) \quad \text{para } \varepsilon \in [\varepsilon_i, \varepsilon_{i+1}] \quad \text{para } i + 1 \leq n \quad \text{---(Ec. 12)}$$

Siendo n el número de puntos de interpolación con una extrapolación lineal constante o excluida de acuerdo a la elección del usuario.

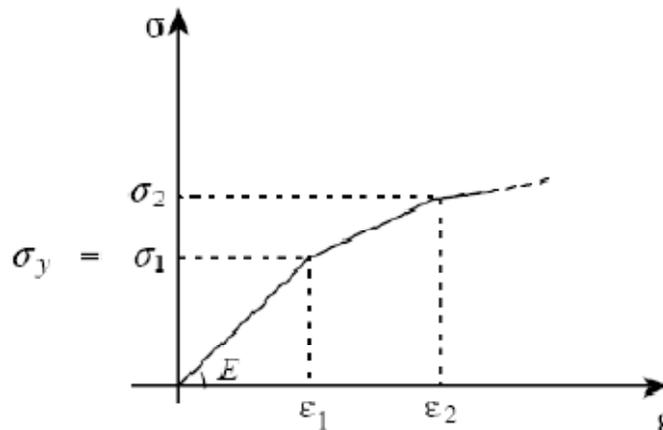


Fig 2. 4 Curva de tensión lineal por piezas

El primer punto hace posible definir:

$$\sigma_y = \sigma_1 \quad \text{-----} (Ec. 13)$$

$$E = \frac{\sigma_1}{\epsilon_1} \quad \text{-----} (Ec. 14)$$

Este módulo de Young es el usado en la integración del modelo de comportamiento.

Se tiene así para toda  $i=$

$$p_i = \epsilon_i - \frac{\sigma_i}{E} \quad \text{-----} (Ec. 15)$$

La función de endurecimiento es entonces:

$$R(p) = \sigma(i) + \frac{\sigma_{i+1} - \sigma_i}{p_{i+1} - p_i} (p - p_i) \quad \text{para } p \in [p_i, p_{i+1}] \quad \text{-----} (Ec. 16)$$

El usuario debe proporcionar el módulo de Poisson  $\nu$  y un módulo de Young ficticio (el cuál es solo usado para calcular la matriz de rigidez elástica, si el caso es elástico). [Code Aster, R5.03.02]

### Relación VMIS\_ISOT\_PUIS

Tomando en cuenta el material, estas funciones son provistas bajo la palabra clave ECRO\_PUIS o ECRO\_PUIS\_FO. ECRO\_PUIS=\_F (SY= $\sigma_y$ , A\_PUIS= $a$ , N\_PUIS= $n$ )

La curva de endurecimiento es deducida de una curva uniaxial conectando las deformaciones para cuya declaración es:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + a \frac{\sigma_y}{E} \left( \frac{\sigma - \sigma_y}{\sigma_y} \right)^n \quad \text{para } \sigma > \sigma_y \quad \text{----- (Ec. 17)}$$

Que proporciona la curva de endurecimiento:

$$R(p) = \sigma_y + \sigma_y \left( \frac{E}{a\sigma_y} p \right)^{\frac{1}{n}} \quad \text{----- (Ec. 18)}$$

La curva representativa de tal función toma la siguiente forma, para varios valores de N:

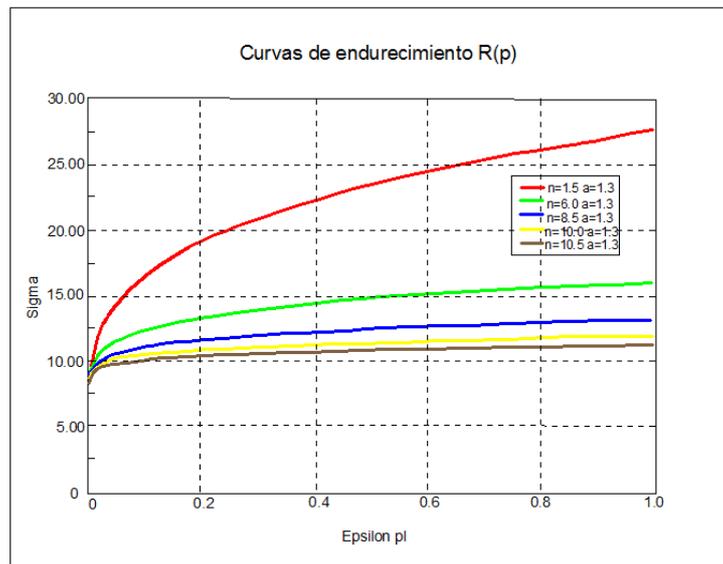


Fig 2. 5 Curva de endurecimiento para diferentes valores de n

[Code Aster, R5.03.02]

### Modelos de comportamiento del concreto

#### Ley de comportamiento BETON\_DOUBLE\_DP con doble criterio de Drucker-Prager para la ruptura y compresión del concreto

El modelo de comportamiento BETON\_DOUBLE\_DP es una ley de comportamiento para el concreto. Se basa en la teoría de plasticidad, y es válido para estados de esfuerzo en las tres dimensiones. Las suposiciones de esta modelación son las siguientes:

- Un campo de reversibilidad de esfuerzos delimitados por dos criterios del tipo Drucker Prager

- Un endurecimiento de cada criterio
- En compresión, un endurecimiento positivo hasta el pico, después un endurecimiento negativo
- En tensión un endurecimiento negativo exclusivamente
- Una dependencia de la forma de las curvas después del pico en ambos casos (tensión/compresión) con el tamaño del elemento finito ( la forma de esta curva está relacionada en el endurecimiento negativo y la energía de ruptura)
- La fluencia está gobernada por las reglas de fluido normales (plasticidad asociada) y una formulación isotrópica de endurecimiento
- Se toma en cuenta la dependencia del umbral de elasticidad con la temperatura
- Se toma en cuenta la dependencia del módulo de Young con la temperatura

Otros autores consideran un doble criterio debido al uso de criterio de Drücker Prager en compresión y un criterio de Rankine en tensión. Ellos justifican estas elecciones por consideraciones físicas al mostrar que el campo de reversibilidad así obtenido es cercano a la realidad experimental. Por otro lado ellos limitan sus modelizaciones en estados de esfuerzo en dos dimensiones. Por lo tanto se prefiere anular el criterio de tensión en una superficie del tipo Drücker Prager. Mediante esta elección, se ve un liberado de ciertas dificultades particularmente en formulaciones en tres dimensiones.

El campo de reversibilidad es el campo del espacio de esfuerzos dentro del cual las formas de los esfuerzos son reversibles. Dentro del espacio de los esfuerzos principales  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ , hay dos conos cuyos ejes son la trisección de la ecuación  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ .

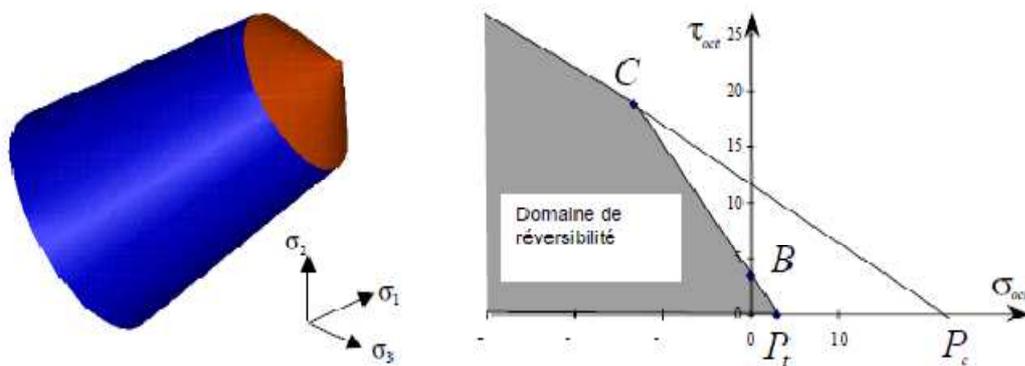


Fig 2. 6 Curvas de reversibilidad

Los coeficientes B, C dependen de la resistencia en tensión axial plana del concreto, de la resistencia en compresión axial plana del concreto y de la resistencia en compresión biaxial del concreto.

Cuando el estado de esfuerzos alcanza el límite del campo de reversibilidad, las deformaciones plásticas se desarrollan y el umbral se mueve: están endurecidas. El umbral de compresión se “incrementa” inicialmente, entonces se decrementa, mientras el umbral de tensión puede solo decrementar. El umbral de fractura corresponde al campo máximo que se es capaz alcanzar, se representa en un diagrama de esfuerzos planos de la siguiente manera:

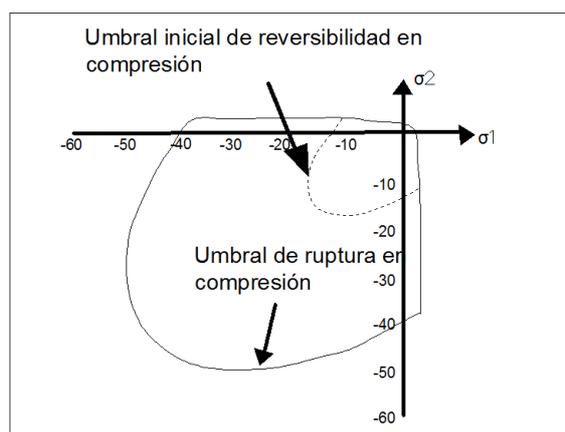


Fig 2. 7 Criterio de ruptura del modelo *BETON\_DOUBLE\_DP*

[Code Aster, R7.01.03]

### Ley de comportamiento para el concreto ENDO\_ORTH\_BETON (DAÑO EN CONCRETO ORTOTRÓPICO)

Esta ley de comportamiento describe la anisotropía inducida por el daño en el concreto, así como los efectos unilaterales (diferente comportamiento en tensión y compresión).

El concreto es generalmente considerado inicialmente como material isotrópico, las grietas microscópicas no son privilegiadas en un sentido direccional. Esta isotropía se preserva si la carga aplicada permanece en el dominio elástico. Comenzando de un cierto nivel de carga, las grietas microscópicas se desarrollarán en direcciones particulares, lo cual induce la aparición de la anisotropía en la fase no lineal. Las grietas se desarrollarán preferencialmente ortogonalmente con las direcciones de tensiones más grandes o compresiones más bajas. El proceso de daño resulta en una pérdida de rigidez generada por la decohesión del material. [Code Aster, R7.01.09]

### Ley de comportamiento para el concreto ENDO\_ISOT\_BETON (DAÑO EN CONCRETO ISOTRÓPICO)

Esta ley de comportamiento describe un mecanismo de daño local asimétrico de los concretos, con efecto de restauración de rigidez. En adición al modelo local, la

formulación no local con deformación regularizada es también soportada para la localización del fenómeno.

Esta misma ley tiene como objetivo la modelación del comportamiento elástico frágil del concreto más simple posible. Para este modelo el material es isotrópico. La rigidez puede decrecer, la pérdida de rigidez medida por un escalar envolvente de 0 (material funcional) a 1 (material completamente dañado). La pérdida de rigidez distingue la tensión de la compresión, para privilegiar el daño en tensión. La pérdida de rigidez puede desaparecer al regresar en compresión, y se presenta el fenómeno de restauración de rigidez al cerrarse de nuevo.

Este modelo de daño se enfoca en describir la fractura del concreto en tensión; así, no se adapta del todo a la descripción del comportamiento no lineal del concreto en compresión. Se supone que el concreto permanece moderadamente compactado.

El que uno active o no la formulación no local, el comportamiento de reblandecimiento también involucra la aparición de inestabilidades, físicas o parásitos que repercuten en la respuesta total del sistema.

Si se busca tomar en cuenta el efecto del cierre de grietas, es necesario poner gran atención a la continuidad de los esfuerzos de acuerdo a las deformaciones. De hecho si se modela este efecto en una forma muy simplista, la ley de comportamiento es muy probable que presente una respuesta discontinua.

Para tomar en cuenta el cierre del agrietamiento (por ejemplo, la transición entre la tensión y compresión), es necesario comenzar por describir finamente lo que uno llama tensión y compresión, sabiendo que en tensión la grieta será considerada “abierta”, mientras que en compresión se considerará como “cerrada”. Una solución natural es localizar la misma en una referencia limpia de deformación. En tal referencia, la energía elástica libre se escribe:

$$\Phi(\varepsilon) = \frac{\lambda}{2} (tr\varepsilon)^2 + \mu \sum_i \varepsilon_i^2 \quad \text{---(Ec. 19)}$$

$\lambda$  y  $\mu$  indican los coeficientes de Lamé.

De esta forma se puede definir:

- Una tensión o compresión en el volumen, de acuerdo al signo de  $tr\varepsilon$
- Una tensión o compresión en cada dirección limpia, de acuerdo al signo de  $tr\varepsilon$

[Code Aster, R7.01.04]

### **Ley de comportamiento de placas de concreto reforzado en el Code Aster (GLRC\_DAMAGE)**

Esta ley de comportamiento (GLRC\_DAMAGE) fue desarrollada por P. Koechlin y se encuentra escrita en forma total en fuerzas y momentos resultantes de modelaciones en elementos finitos para placas. Este modelo integra el comportamiento elástico y dañable en flexión proveniente del concreto y del comportamiento elastoplástico del refuerzo de acero, comenzando de las características de los materiales y la composición de la sección de la placa de concreto reforzado. Esto resulta de un comportamiento elastoplástico dañable cíclico, adaptado para estudios dinámicos de estructuras de concreto reforzado. El modelo GLRC\_DAMAGE no toma en cuenta el daño de la membrana y no es muy preciso cuando los esfuerzos de la placa son dominados por los efectos de membrana. Por otro lado, la fractura de la placa depende especialmente en la reacción del acero, modelado en la parte elastoplástica del modelo. Por lo tanto se estima que la fractura debería estar representada correctamente incluso para membranas. Un modelo similar a éste, es el GLRC\_DM, el cual es capaz de representar de mejor manera el daño de la membrana/flexión, pero no toma en cuenta la fase de plastificación del acero y no puede ser usado para simular la fractura.

La elasticidad ortotrópica inducida por la red ortogonal de refuerzo no es tomada en cuenta en el marco del análisis lineal; para el análisis no lineal, se simplifica al construir una elasticidad isotrópica equivalente aproximada. En la actualidad, el módulo tangente general coherente aun no está disponible para este modelo.

Se debe notar que el uso de este modelo está asociado con los elementos cascarón. Si se elige la familia de elementos finitos **DKT**, se adopta la teoría de Kirchhoff, y se considera que no hay distorsión transversal en el espesor de la placa.

El comportamiento del GLRC\_DAMAGE puede ser elegido en dos tipos de modelos de análisis, de acuerdo al caso:

- 1) Para un análisis elástico lineal de placas de concreto reforzado: Para tomar en cuenta la ortotropía inducida por la red ortogonal del refuerzo de acero, así como el acoplamiento flexión-membrana en las funciones tridimensionales del refuerzo, por medio de un comportamiento elástico homogeneizado del acero-concreto
- 2) Para un análisis elastoplástico de daño no lineal de placas de concreto reforzado: Para despreciar la ortotropía y el acoplamiento flexión-membrana en la fase de elasticidad. Esta suposición hace posible simplificar el modelo, al suponer que en la presencia fuerte del fenómeno no lineal, la elasticidad ortotrópica llega a ser despreciable, especialmente al momento de la modelización de la fractura. Además, en la práctica se espera que los muros, así como los otros elementos estructurales están reforzados de la misma forma entre

las dos direcciones ortogonales principales. Esto causa que el efecto de la elasticidad ortotrópica decaiga. Por otro lado, frecuentemente se eligen refuerzos asimétricos para la optimización de acuerdo a la dirección de la carga debido a la carga inercial; esto tiende a inducir un acoplamiento flexión-membrana en la elasticidad además de en la plasticidad. Sin embargo, aunque los modelos desprecien la asimetría en elasticidad, su influencia permanece en elastoplasticidad, el comportamiento dominante durante la fractura, el cual puede ser controlado a través de funciones que pueden ser asimétricas.

Para los comportamientos en elasticidad y con daño, es posible analíticamente obtener los valores de los parámetros partiendo de las propiedades materiales y geométricas del concreto reforzado.

Para la identificación es más razonable identificar los parámetros del comportamiento no lineal partiendo de pruebas, numéricas o experimentales, con una carga monotónica. Por ejemplo, se puede usar una prueba con las curvaturas y los tiempos de flexión homogénea. Ya que dicha prueba es pseudo-unidimensional y puede ser totalmente representada con solo una gráfica, en la cual se puede identificar los rangos de daño y plasticidad, así como las pendientes correspondientes a varias fases de carga. Para medir el efecto de la fuerza de membrana la prueba de flexión debe ser combinada con una carga fuera de la membrana.

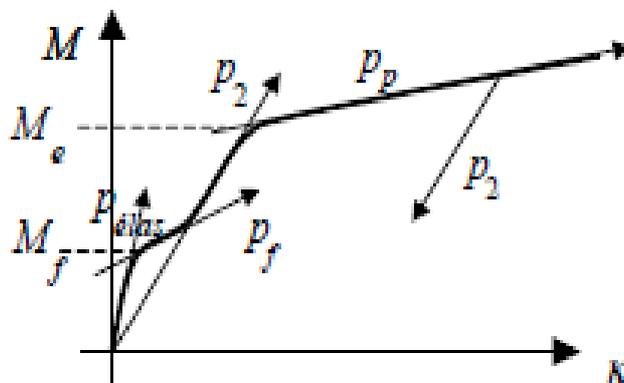


Fig 2. 8 Curva de flexión uniaxial monótona

Se distinguen cinco fases:

- 1) Fase elástica caracterizada por la pendiente  $P_{elas}$ .
- 2) Fase correspondiente al daño del concreto (Pendiente  $P_f$ ).
- 3) Reanudación de la rigidez debido al acero después del máximo daño (pendiente  $P_2$ ).
- 4) Plastificación del acero (Pendiente  $P_p$ ).

- 5) Descarga elástica: los valores de las pendientes de descarga están en el intervalo  $[P_{elas}, P_f]$  para las fases 1 a 3 y para la fase 4 aplica P2.

[Code Aster, R7.01.31]

### Ley de comportamiento de placas de concreto reforzado GLRC\_DM

El modelo GLRC\_DM pertenece a los modelos conocidos como “totales” usados para estructuras delgadas (vigas, placas y cascarones). El fenómeno no lineal, como la plasticidad o el daño, están en directa relación a las deformaciones generalizadas (extensión, curvatura, distorsión) y a los esfuerzos generalizados (fuerzas de membrana y flexión). Esta ley de comportamiento aplica con un elemento finito de placa o cascarón. Eso hace posible ahorrar, comparado con un enfoque multi-layer, tiempo de CPU y memoria.

La ley de comportamiento GLRC\_DM modela el daño bajo esfuerzos de membrana y esfuerzos de flexión de placas de concreto reforzado, usando parámetros “homogeneizados”. Este modelo de comportamiento representa una evolución comparado al modelo GLRC\_DAMAGE que trata el daño solo en esfuerzos de membrana.

Contrario al GLRC\_DAMAGE, GLRC\_DM no hace posible modelar una posible plastificación, y además el modelo isotrópico ante daño desprecia la ortotropía generada por las funciones en tres dimensiones del refuerzo de acero.

Se puede usar el comportamiento GLRC\_DM “solo” en una modelación de placas para representar el concreto reforzado o solo para representar el concreto asociado con modelaciones de redes de acero de refuerzo lo cual hace posible representar la ortotropía y posiblemente la no simetría de las funciones en tres dimensiones del refuerzo.

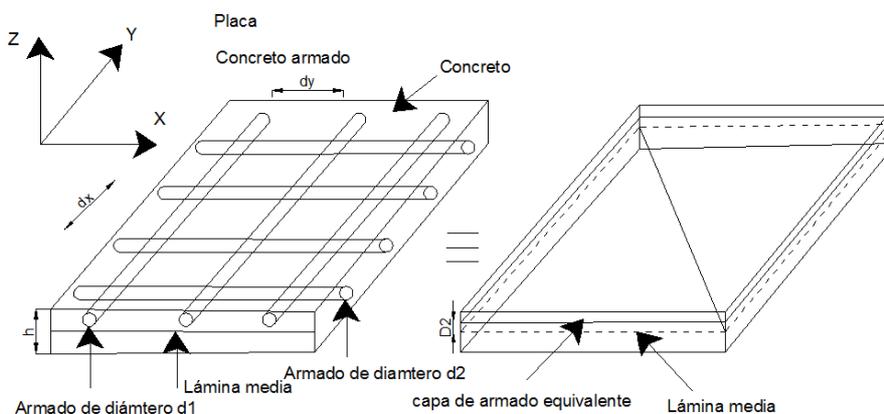


Fig 2. 9 Placa de concreto reforzado

El modelo GLRC\_DM es capaz de representar el daño de una placa de concreto reforzado, cuando la placa permanece restringida sin alcanzar la fractura.

Contrario al GLRC\_DAMAGE el GLRC\_DM no hace posible tomar en cuenta plasticidad. Siendo simplistas el GLRC\_DM es más poderoso en el nivel de costo de cálculo y robustez numérica. [Code Aster, R7.01.32]

### **Modelo de daño de MAZARS**

Este modelo de comportamiento de Mazars hace posible describir el comportamiento elástico dañable del concreto. Este modelo es 3D, isotrópico y se inclina en el criterio de daño escrito en deformaciones y describe la tensión y compresión disimétrica.

Dos versiones de los modelos son establecidos: la versión local (con riesgo de dependencia en la discretización) y la versión no local donde el daño es controlado por el gradiente de deformación. Es también posible tomar en cuenta la dependencia de parámetros del modelo con la temperatura, la hidratación y el secado.

El modelo de Mazars es un modelo simple, considerado robusto, basado en la mecánica de daño, que permite describir la reducción de la rigidez del material bajo efectos de la creación de grietas microscópicas en el concreto. Se inclina en solo una variable interna escalar D, describiendo el daño isotrópico, pero distinguiendo el daño de tensión y compresión.

Contrario al modelo ENDO\_ISOT\_BETON, este modelo no permite trasladar el fenómeno de cierre de grietas (restauración de rigidez). Además, el modelo de Mazars no toma en cuenta las posibles deformaciones plásticas o efectos viscosos que pueden ser observados durante las deformaciones que el concreto sufre. [Code Aster, R7.01.08]

### **Elementos de refuerzo de parrilla GRILLE\_MEMBRANE**

Este comando describe la formulación y el establecimiento en Code Aster de elementos finitos dedicados a la representación de refuerzo de acero en una masa sólida (para aplicaciones de ingeniería civil estándar, concreto reforzado). Las características principales de estos elementos son los siguientes:

- Elementos de membrana, sin rigidez de torsión
- Factores de rotación no desconocidas, pero sin posibilidades de excentricidad
- Soporte geométrico: cualquier superficie de malla (triángulo, cuadrángulo, lineal o cuadrático)
- Sólo una dirección de refuerzo

Para los dos tipos de modelación, solo una dirección de refuerzo está disponible para elementos finitos. Esto hace posible modelar cualquier tipo de refuerzo para varias direcciones, al superponer un elemento por dirección; el costo del cálculo generado por esta duplicación es bajo, no así con la duplicación de los grados de libertad.

Para una función tridimensional de refuerzo uniaxial, la energía de deformación se puede expresar en la forma:

$$\phi = \int S \sigma \varepsilon ds \quad \text{----- (Ec. 20)}$$

Con S la sección de refuerzo por unidad de longitud,  $\sigma$  el esfuerzo (escalar) y  $\varepsilon$  la deformación (escalar). [Code Aster, R3.08.07]

### II.3.2 Tipos de análisis

#### Algoritmo Cuasi-Estático no lineal

El operador STAT\_NON\_LINE del Code Aster hace posible llevar a cabo un análisis incremental mecánico no lineal cuando los efectos de inercia son despreciables (si se requiere tomar en cuenta los efectos de inercia es necesario usar DYNA\_NON\_LINE).

Los análisis relacionan solo las variables mecánicas (desplazamientos, esfuerzos, variables internas) al excluir cualquier acoplamiento con otros fenómenos físicos (térmicos,...). Consecuentemente los campos asociados influenciando el comportamiento mecánico (térmico, hidratación, campos metalúrgicos) son analizados como preliminares para otros operadores del Code Aster.

Debe notarse que cuando se habla de tiempo de análisis, para este caso, se hace referencia a un pseudo-tiempo, en el cual N no tiene un significado físico y el cual es solo utilizado para parametrizar el algoritmo incremental. Sin embargo el tiempo mantiene un significado físico en la viscoplasticidad cuando las variables de comando dependen de él. [Code Aster, R5.03.01]

#### Algoritmo dinámico no lineal

El operador DYNA\_NON\_LINE del Code Aster se ocupa del análisis dinámico no lineal de las estructuras mediante una integración directa en el tiempo. Las no linealidades pueden ser del material, de las conexiones (contacto-fricción), o de grandes transformaciones geométricas (grandes desplazamientos y grandes rotaciones).

La organización del DYNA\_NON\_LINE está fuertemente conectada con el operador no lineal cuasi estático STAT\_NON\_LINE. A priori todos los modelos de comportamiento en el marco del STAT\_NON\_LINE funcionan en el DYNA\_NON\_LINE.

Resolver un problema no lineal de dinámica requiere describir previamente las ecuaciones de los problemas continuos, posteriormente presentar su discretización espacial (es decir, un modelo en elementos finitos), y finalmente describir el método de integración temporal asociado con el proceso de no linealidad geométrica y de materiales.

*Discretización de los problemas dinámicos lineales*

Se denota con  $\mathbf{u}$  al campo de desplazamientos absolutos comparado con la configuración de referencia, y parametrizado por el tiempo  $t$ , pertenecientes al espacio conectado a los campos aceptables  $V_{adm}$ .

El método directo consiste en resolver al problema resultante de la discretización por elementos finitos de la formulación de desplazamiento.

La discretización del trabajo virtual de las fuerzas de inercia, en un campo  $\delta V \in V_{adm}^0$ , el espacio del vector director de  $V_{adm}$  se denota por:

$$\int_{\Omega} \rho \ddot{\mathbf{u}} \cdot \delta \mathbf{v} d\Omega = {}^t \delta V \cdot \mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{U}} \quad \text{-----} (Ec. 21)$$

La discretización de la variación virtual del trabajo disipado en la viscosidad (amortiguamiento generado por la dependencia del esfuerzo de acuerdo a la tasa de deformación) es:

$$\int_{\Omega} \mathbf{c} \dot{\mathbf{u}} \cdot \delta \mathbf{v} d\Omega = {}^t \delta V \cdot \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{U}} \quad \text{-----} (Ec. 22)$$

Debe especificarse la construcción del operador de amortiguamiento  $\mathbf{C}$  en el comando DYNA\_NON\_LINE

La discretización del trabajo virtual de las fuerzas internas en elasticidad lineal se escribe:

$$\int_{\Omega} \boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{u}) \cdot \mathbf{A} \cdot \boldsymbol{\varepsilon}(\delta \mathbf{v}) d\Omega = {}^t \delta V \cdot \mathbf{K} \cdot \mathbf{U} \quad \text{-----} (Ec. 23)$$

Finalmente,  $\mathbf{L}$  indica el segundo miembro resultante de la discretización del trabajo virtual de las fuerzas externas.

En elasticidad lineal se consideran sistemas hiperbólicos diferenciales de acuerdo a los grados de libertad  $\mathbf{U}$ , con las condiciones iniciales:

$$\text{Dado } \mathbf{U} \in \mathbb{R}^n:$$

Se tiene la ecuación de equilibrio dinámico:

$$\begin{aligned} \mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{U}} + \mathbf{K} \cdot \mathbf{U} &= \mathbf{L} & \text{--- -- -- -- -- (Ec. 24)} \\ \mathbf{U}(t_0) &= \mathbf{U}_0 \\ \dot{\mathbf{U}}(t_0) &= \dot{\mathbf{U}}_0 \end{aligned}$$

Donde  $\mathbf{U}$  es el vector de desplazamiento y  $\dot{\mathbf{U}}$  es el vector de velocidades. Acompañado de las condiciones límite.

Las condiciones límite son provistas por el algoritmo ETAT\_INIT. Si el estado inicial resulta de una simulación lineal o no lineal de estática lineal, no se toma en cuenta la velocidad inicial. Por otra parte, el desplazamiento, así como las variables de estado (fuerzas, variables internas) son extraídos de los resultados de la simulación en el tiempo inicial considerado.

El sistema de equilibrio dinámico llega a ser inestable si se encuentra una excitación  $\omega$  compleja, de la cual la parte imaginaria es negativa, y por lo tanto se puede cancelar el determinante de:  $-\omega\mathbf{M} + i\omega\mathbf{C} + \mathbf{K}$

*Discretización de problemas no lineales de dinámica*

Situándose en un marco mecánico no lineal se observa que el trabajo virtual de deformación del problema mecánico no lineal se define por:  $\int_{\Omega} \sigma(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}, t) \cdot \boldsymbol{\varepsilon}(\delta\mathbf{v}) d\Omega$  (conocido también como fuerzas internas). Sin embargo, frecuentemente se añade a las fuerzas internas que provienen de la ley de comportamiento, las fuerzas internas construidas de amortiguamiento viscoso en una forma total:  $\mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{U}}$  donde  $\mathbf{C}$  es la matriz de amortiguamiento. El trabajo virtual de las fuerzas inerciales se escribe después de la discretización:

$${}^t\delta\mathbf{V} \cdot (\mathbf{R}(\mathbf{U}, \dot{\mathbf{U}}, t) + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{U}}) = {}^t\delta\mathbf{V} \cdot ({}^t\mathbf{Q}(\mathbf{U}) \cdot \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{U}, \dot{\mathbf{U}}, t) + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{U}}) \text{ --- -- -- -- -- (Ec. 25)}$$

Donde se distingue las fuerzas lineales viscosas (operador  $\mathbf{C}$ ) de las otras fuerzas internas. En el caso de pequeños desplazamientos, el operador de deformación ensamblado  ${}^t\mathbf{Q}$  es constante (y definido por los datos iniciales de la forma deformada).

La valoración mecánica de la energía se escribe:

$$L \cdot \delta\mathbf{v} = \int_{\Omega} \rho \ddot{\mathbf{u}} \cdot \delta\mathbf{v} d\Omega + \int_{\Omega} \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}, t) \cdot \boldsymbol{\varepsilon}(\delta\mathbf{v}) d\Omega \text{ --- -- -- -- -- (Ec. 26)}$$

[Code Aster, R5.05.05]

## II.4 Comportamiento de las arcillas

Los modelos más comúnmente utilizados para problemas estáticos de interacción suelo estructura son:

- Resortes de Winkler, donde el suelo es modelado como resortes lineales.
- Modelos en elementos finitos, generalmente cuando el problema es una deformación unitario en un plano 2D.

### Resortes de Winkler

En este método se asume que el medio del suelo está constituido por una serie de resortes cerradamente espaciados en los cuales las losas de la cimentación yacen. Los resortes son lineales en naturaleza y pueden ser expresados como:

$$P = k\delta \quad \text{---(Ec. 27)}$$

Donde P= fuerza en el nodo en el cual el resorte esta conectado; k=La constante del resorte teniendo unidades de fuerza por unidad de desplazamiento;  $\delta$ = Desplazamiento en el nodo.

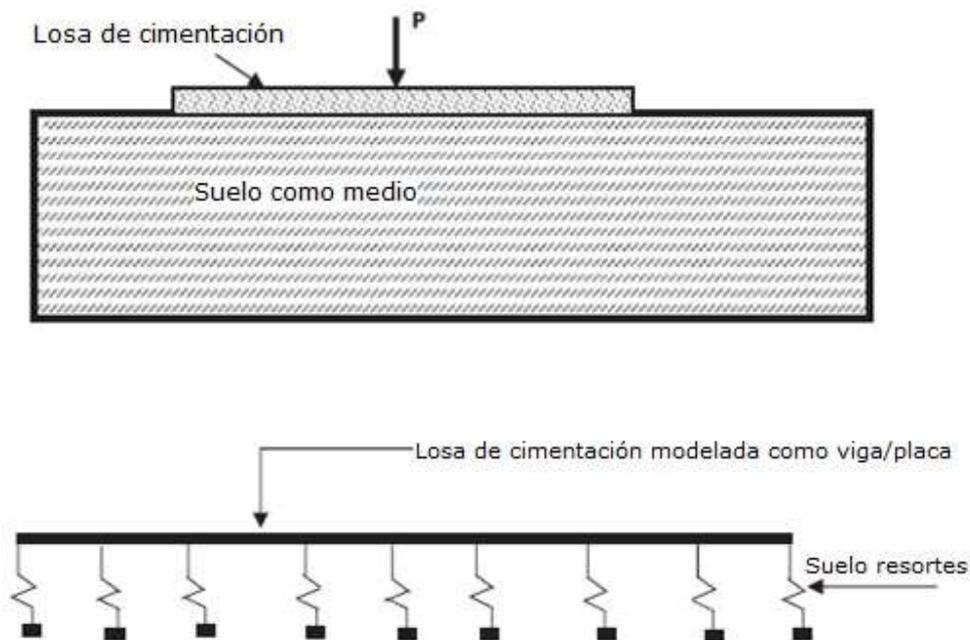


Fig 2. 10 Cimentación equivalente sobre una cama de resortes Winkler

Para resortes, el parámetro del suelo que tiene mayor importancia es el módulo de rigidez para la cimentación y existe un mayor problema en estimar su valor numérico.

Terzaghi y Peck [Chowdhury, 2009] sugirieron que dicho valor puede ser obtenido haciendo una prueba física en una placa asentada en el suelo, donde se grafica la carga gradualmente aplicada contra la deflexión, y de la curva obtenida el módulo de cimentación es estimado.

### Estimación del módulo de cimentación

Para desplantes en arena:

$$k_s = k_1 \left( \frac{B + 0.3}{2B} \right)^2 \quad \text{---(Ec. 28)}$$

Mientras que en arcillas es dado por:

$$k_s = k_1 \cdot B \quad \text{---(Ec. 29)}$$

Donde  $k_s$ =Módulo de rigidez del suelo para un ancho B en  $\text{KN/m}^3$ ;  $k_1$ =Módulo de rigidez del sistema cimentación-suelo obtenida de una prueba de una placa cargada de 300mm x 300mm en  $\text{KN/m}^3$ .

### Módulo de rigidez a partir de la capacidad de carga admisible del suelo

Si no se cuenta con los datos anteriormente solicitados, el módulo de rigidez del sistema cimentación-suelo puede ser obtenido a partir de la capacidad de carga admisible del suelo, basándose en la siguiente ecuación (Bowles 1988). Esta ecuación ha resultado en gran concordancia con los datos obtenidos de campo:

$$k_s = 40(S.F.)q_a \text{ KN/m}^3 \quad \text{---(Ec. 30)}$$

En el cual S.F.= Factor de seguridad a la capacidad de carga del suelo;  $q_a$ =capacidad de carga admisible del suelo, y  $q_{ult}$ =capacidad de carga última del suelo.

Esta ecuación está basada en  $q_a=q_{ult}/S.F.$  y la presión última del suelo depende del asentamiento elástico de  $\Delta H=25$  mm. Para  $\Delta H=10$  mm, el factor 40 se modifica por 100, mientras que para  $\Delta H=50$  mm el valor 40 se modifica por 20 (Lo cual significa que existe proporción lineal al radio de desplazamiento).

Una vez que el módulo de rigidez es estimado, el resorte equivalente conectado a un nodo en particular de la cimentación es dado por:

$$k_i = k_s \times A_f \quad \text{---(Ec. 31)}$$

Donde  $k_i$ =Información del resorte en el nodo  $i$  de la cimentación;  $k_s$ =Módulo de cimentación del suelo para un desplazamiento especificado  $\delta$ ;  $A_f$ =Área de influencia de la cimentación perteneciente al nodo  $i$ .

### Ley de comportamiento de las arcillas

El modelo para arcillas que emplea el Code Aster CAM\_CLAY es un modelo elastoplástico y el más usado en mecánica de suelos. Está especialmente adaptado para materiales arcillosos. Existen varios tipos de modelos de arcilla; el presentado aquí es más actual y es llamado modelo de arcilla modificado. Este modelo es caracterizado por superficies de endurecimiento de carga en forma de elipses en el diagrama de los primeros dos invariantes de los esfuerzos. Dentro de estas superficies de reversibilidad, el material es elástico no lineal. Existe en un punto de cada elipse una condición crítica caracterizada por una variación nula del volumen. El conjunto de estos puntos constituye una línea separando las áreas de dilatación y contracción del material así como las áreas de endurecimiento positivo y negativo. El endurecimiento es gobernado por solo una variable escalar y la regla normal de fluencia es adoptada.

Los materiales de suelo tales como ciertas arcillas son caracterizados por los siguientes comportamientos:

- La alta porosidad de estos materiales causa deformaciones irreversibles bajo cargas hidrostáticas correspondientes a una importante reducción de la porosidad. Este mecanismo puramente de contracción es algunas veces llamado “colapso”
- Bajo carga desviadora, estos materiales muestran una fase de contracción seguida de una fase donde el material se deforma con un volumen plástico constante o se dilata.

Para los dos tipos de carga, la energía almacenada en el material evoluciona de acuerdo al número de contacto entre los granos. Para carga hidrostática, el número de contactos se incrementa, así como la energía almacenada, teniendo así endurecimiento positivo. Para una carga desviadora, el material puede deformarse, sin variación de volumen, a varios contactos constantes intergranulares. Más aún se puede observar en las pruebas de la localización de deformaciones acompañadas por una fuerte dilatación que en dichas áreas el número de granos en contacto decreciente, hay una reducción en la energía almacenada y por lo tanto un reblandecimiento.

Estos comportamientos están principalmente remarcados por pruebas de compresión triaxial evolutivas. Estas observaciones llevan a postular que existe un umbral plástico, cuya evolución es controlada por dos mecanismos: uno puramente de contracción

asociado con el esfuerzo hidrostático y un mecanismo desviador controlado por la fricción interna siendo tenida con un volumen constante y posiblemente dilatándose con el acercamiento a la localización. [Code Aster, R7.01.14]

### Comportamiento de las arcillas bajo compresión hidrostática

Se observa que de una prueba de compresión hidrostática, los suelos presentan un índice de vacíos los cuales decrecen logarítmicamente con presión hidrostática ejercida. Siendo  $e_0$  en índice inicial de vacíos bajo la carga inicial. Hasta una presión  $P^0_{cons}$  llamada presión de consolidación, el comportamiento es reversible, la pendiente  $k$  del diagrama  $(e, LnP)$  es llamada coeficiente de elasticidad de hinchamiento.  $P^0_{cons}$  corresponde a la presión máxima a la cual el material durante su historia se somete. Más allá de esta preconsolidación, el diagrama presenta una nueva pendiente  $\lambda$  (coeficiente de compresibilidad) más marcado y la aparición de deformaciones irreversibles. Así  $P^0_{cons}$  corresponde a un umbral evolutivo elastoplástico.

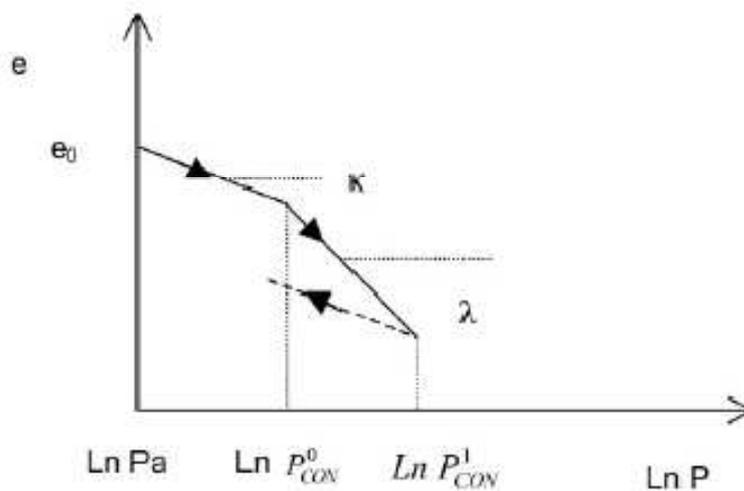


Fig 2. 11 Prueba hidrostática de carga y descarga

### Modelo de la arcilla bajo cargas desviadoras

El modelo está formulado en pequeñas deformaciones y los coeficientes no dependen de la temperatura.

La declaración de la superficie de carga está escrita de la siguiente manera:

$$f(P, Q, P_{cr}) = Q^2 + M^2(P - P_{trac})^2 - 2M^2(P - P_{trac})P_{cr} \leq 0 \quad \text{--- (Ec. 32)}$$

En el plano  $(P, Q)$ , la declaración representa una familia de elipses, centrada en  $P_{cr}$  la cual está relacionada con la presión de consolidación:  $P_{cons} = 2P_{cr} - P_{trac}$ .  $P_{cr}$  será el parámetro de endurecimiento del modelo.

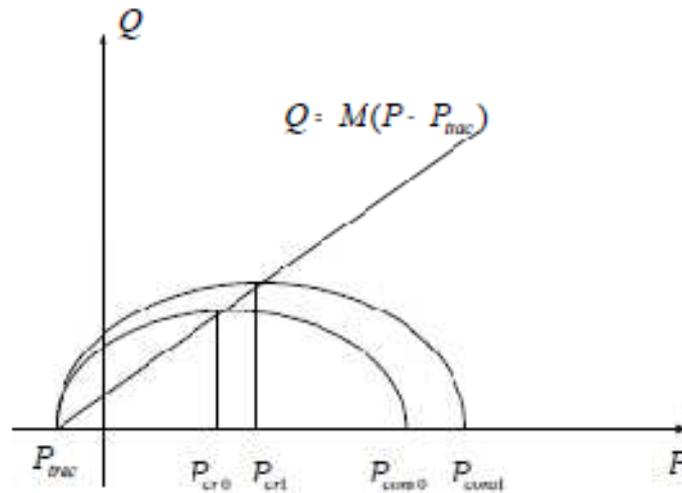


Fig 2. 12 Familia de superficies de carga

Cuando  $f = 0$  y  $P - P_{trac} < P_{cr}$  el material se está dilatando ( $\varepsilon_v^P < 0$ ) y  $P_{cr}$  está en decremento (reblandecimiento).

Cuando  $f = 0$  y  $P - P_{trac} > P_{cr}$  el material está en contacto ( $\varepsilon_v^P > 0$ ) y  $P_{cr}$  está en incremento (endurecimiento).

### Modelo elástico y modelo de endurecimiento de las arcillas en el Code Aster

La suposición de del desacoplamiento de la parte hidrostática y desviadora del modelo elástico y la suposición adicional hacen que el módulo a cortante sea constante.

Así, se considera un modelo elástico isotrópico con una parte desviadora lineal y una parte no lineal de volumen. [Code Aster, R7.01.14]

## Capítulo III

# MODELACIÓN

III.1 Descripción del modelo

III.2 Desarrollo del modelo

III.3 Designación de las condiciones límite (C.L.)

III.4 Cálculo de rigideces estáticas de resortes

III.5 Imposición de cargas sobre el cajón de cimentación

III.6 Parámetros de las funciones constitutivas de materiales

III.6.1 Elástico

III.6.2 *GLRC\_DAMAGE*

III.6.3 *ENDO\_ISOT\_BETON* y *GRILLE\_MEMBRANE*

III.7 Implementación del modelo en Code Aster

### III.1 Descripción del modelo

Para la realización del modelo de estudio de esta tesis, se obtuvo información del análisis y diseño de un cajón de cimentación existente, el cual forma parte de un grupo de instalaciones de operación y mantenimiento de maquinaria para construcción. El cajón de cimentación soporta una superestructura de dos niveles destinada a plataforma de pruebas y taller eléctrico constituido a base de marcos rígidos de concreto reforzado.

El diseño de esta cimentación fue realizado por una empresa en México en Julio del 2010.

El cajón se encuentra desplantado en la delegación Tláhuac, Ciudad de México y de acuerdo a la clasificación geotécnica del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, se encuentra en una zona de tipo III.

El cajón de cimentación en estudio tiene en su dimensión mayor y menor una longitud a ejes de 78.21m y de 20.93 respectivamente, una altura máxima de 2.75m a ejes, presentando una altura inferior de 1.65m a ejes a los 49.27m y cubre un área total de 1554m<sup>2</sup>.

La losa de fondo tiene un peralte de 35cm y los muros, tanto perimetrales como interiores, son de concreto reforzado con un espesor de 20cm; las contratrabes son de 70x30 cm; las columnas son de dos tipos de 65x65 cm y de 55 x55cm ubicándose éstas más bajas en la altura inferior. La losa tapa mide 20cm y las trabes son de tres tipos: 70x30cm, 110x35cm y 70x30cm.

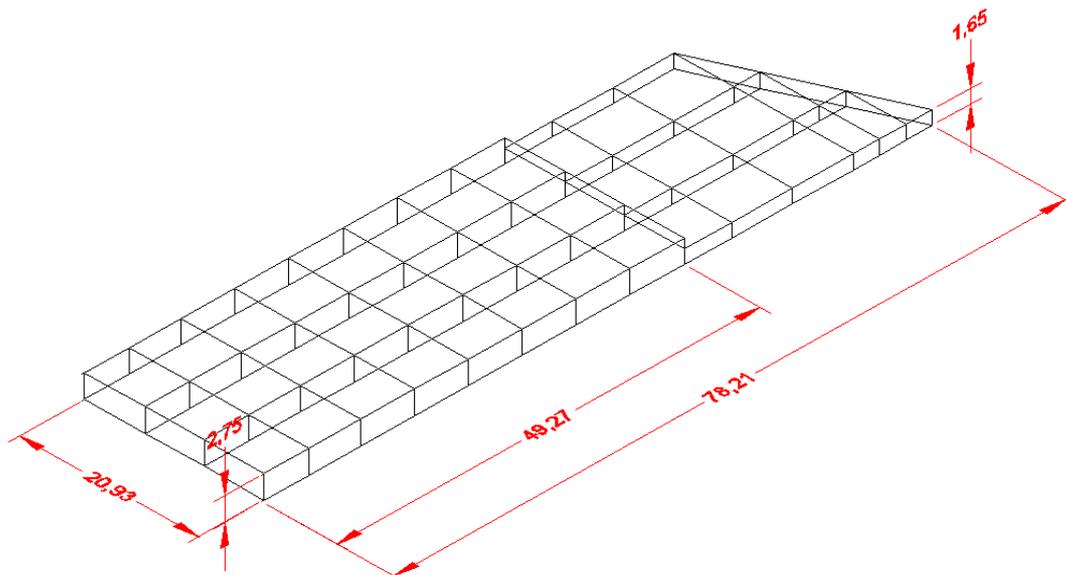


Fig. 3. 1 Cajón de cimentación en estudio

Para esta investigación se analizan tres escenarios de solicitaciones. El primer escenario (Caso CI) se muestra en la tabla 3.1, donde las cargas impuestas son transferidas de la superestructura; en el segundo escenario (Caso CII), a las solicitaciones aplicadas en el caso CI se agregan tanto el empuje lateral del suelo sobre el muro más desfavorable como el efecto de subpresión en el cajón de cimentación; el tercer escenario (Caso CIII), se muestra en la tabla 3.2 y corresponde al análisis modal del cajón de cimentación –que en realidad no tiene carga alguna. Los modelos estudiados se sujetaron a cada una de las combinaciones de carga, describiéndose con detenimiento en los siguientes párrafos.

**Tabla 3.1. Tipos de análisis para los casos CI y CII**

Análisis Modelo	CUASI-ESTÁTICO		
	ELÁSTICO	<i>ENDO_ISOT_BETON + GRILLE_MEMBRANE</i>	<i>GLRC_DAMAGE</i>
M1 Base rígida	Elástico Empotre	ENDO_ISOT_BETON Empotre	GLRC_DAMAGE Empotre
M2 Resortes	Elástico Resortes	ENDO_ISOT_BETON Resortes	GLRC_DAMAGE Resortes
M3 Suelo	N/A	N/A	N/A

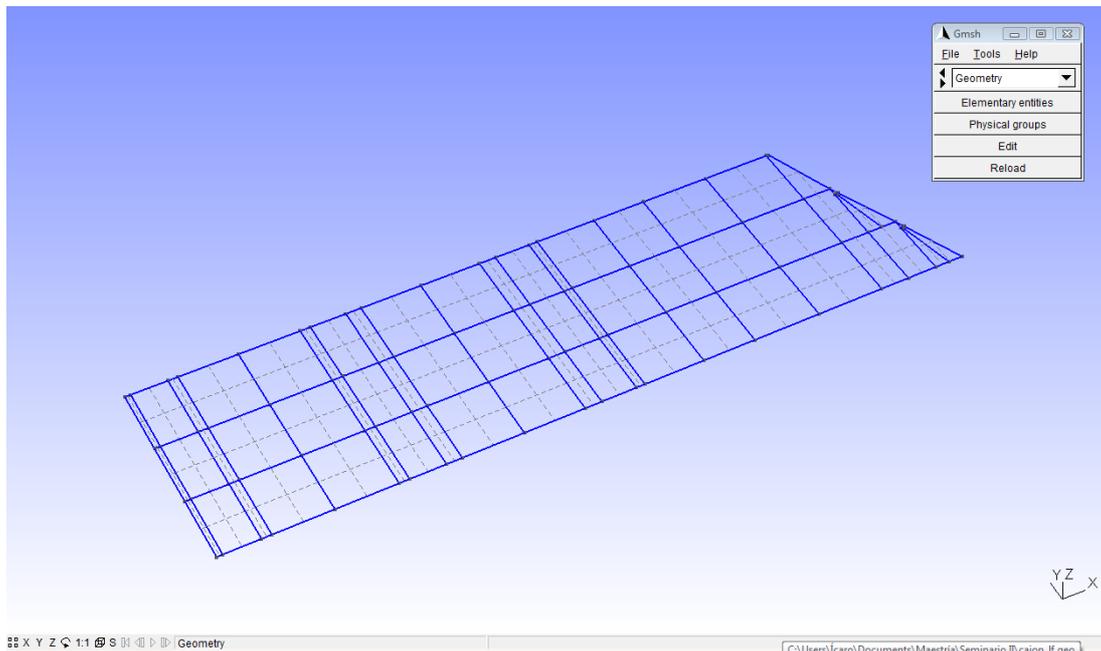
**Tabla 3.2. Caso CIII**

Análisis Modelo	MODAL
M1 Base rígida	Modal Empotre
M2 Resortes	Modal Resortes
M3 Suelo	N/A

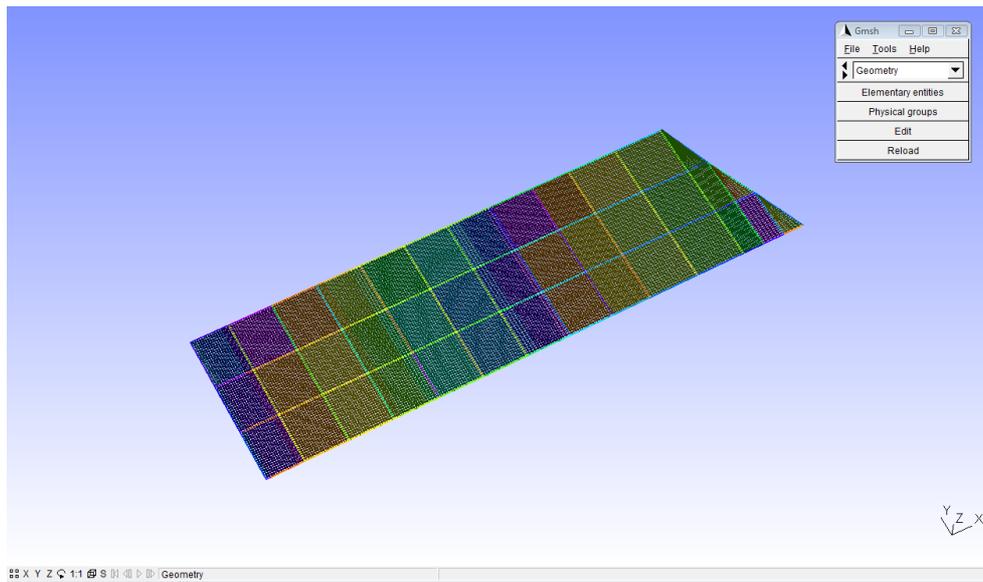
### III.2 Desarrollo del modelo

Para el desarrollo del modelo y su implementación en Code Aster fue necesario realizar el modelo de una forma gradual con el propósito paralelo de favorecer el aprendizaje del código de análisis.

Inicialmente se construyó la geometría y malla de la losa fondo del cajón de cimentación con un espesor de 35cm, cuidando que los elementos de la malla sean cuadrados y tuvieran dimensiones representativas asociadas a un Volumen Estructural Representativo (aproximadamente 30x30cm).



**Fig. 3. 2 Geometría de losa fondo en Gmsh**

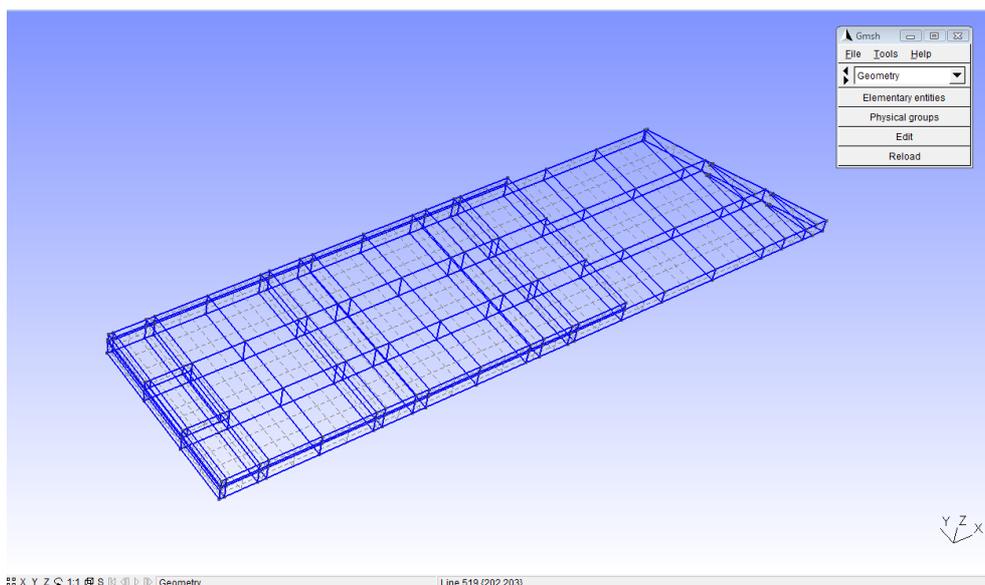


**Fig. 3. 3 Malla de la losa fondo en Gmsh**

Posteriormente se realizó la construcción de las contratraves, con dimensiones de 70cm de peralte por 30cm de base, e incorporándose al código de Code Aster.

Se prosiguió la construcción e implementación en Code Aster de la malla con la generación de los muros de 20cm de espesor y columnas cuadradas de 65cm.

Finalmente se construyeron e implementaron las mallas correspondientes a la losa tapa del cajón y las contratraves de la misma con espesores de 20cm y 70cmx35cm respectivamente, como se puede apreciar en las figuras 3.4, 3.5 y 3.6



**Fig. 3. 4 Geometría completa del cajón en Gmsh**

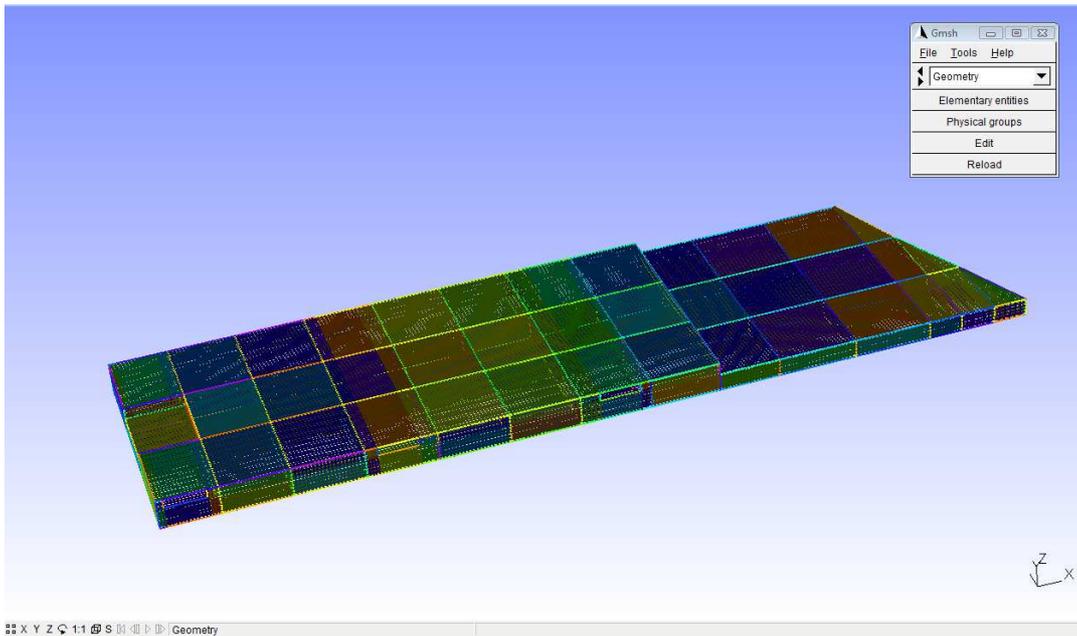


Fig. 3. 5 Mallado completo del cajón en Gmsh

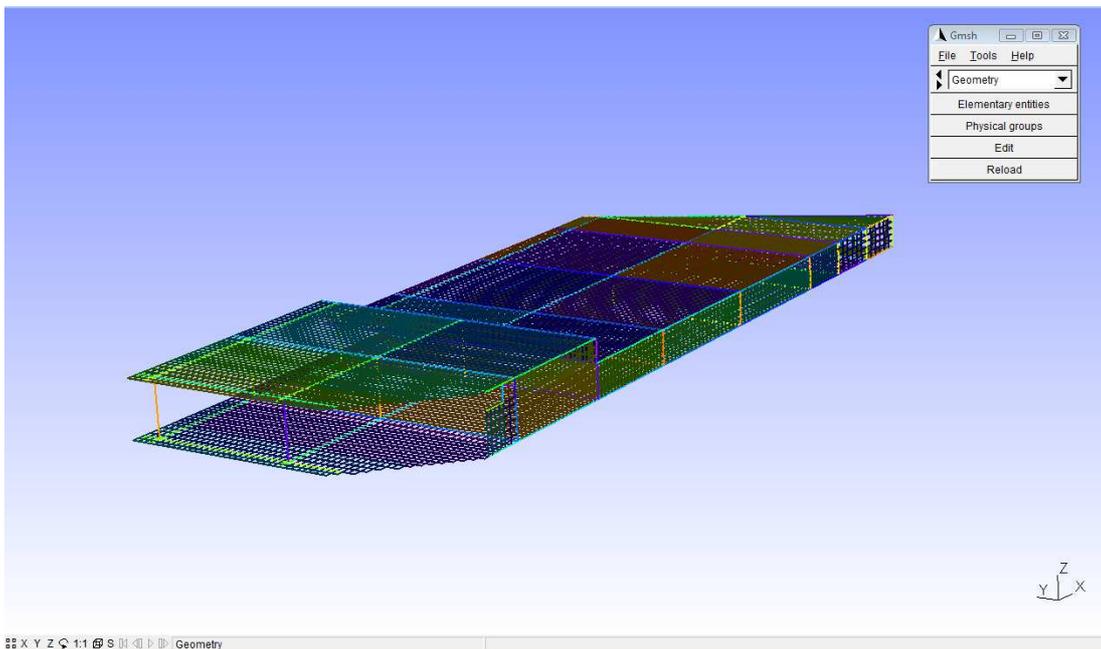


Fig. 3. 6 Corte con los elementos interiores del cajón en Gmsh

El modelo está conformado por un total de 4291 elementos viga y 36600 elementos tipo cascarón.

La malla en su totalidad consiste de 36700 nodos y 40821 elementos de malla. Considerando como apoyadas las contratrabes de la losa fondo, existen 1858 apoyos.

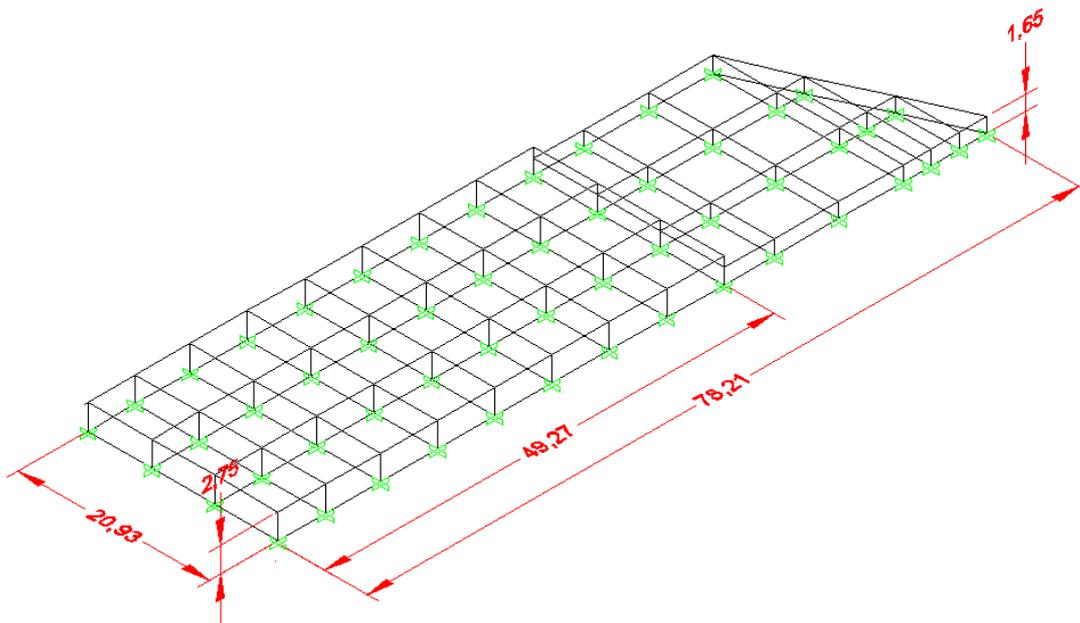
De la totalidad de elementos malla se tiene que 16128 elementos corresponden a la losa fondo, 1896 a las contratrabes de la losa fondo, 4344 a los muros, 371 a las columnas, 16128 pertenecen a la losa tapa y 2024 conforman las trabes de la losa tapa.

Los elementos malla se analizan a través de un fenómeno mecánico y un modelo DKT.

El número total de ecuaciones del sistema es 242496; la talla del triángulo superior de la matriz (*skyline*) es 6212892; Su parte simétrica es de 6212892 ecuaciones y la no simétrica de 12183288.

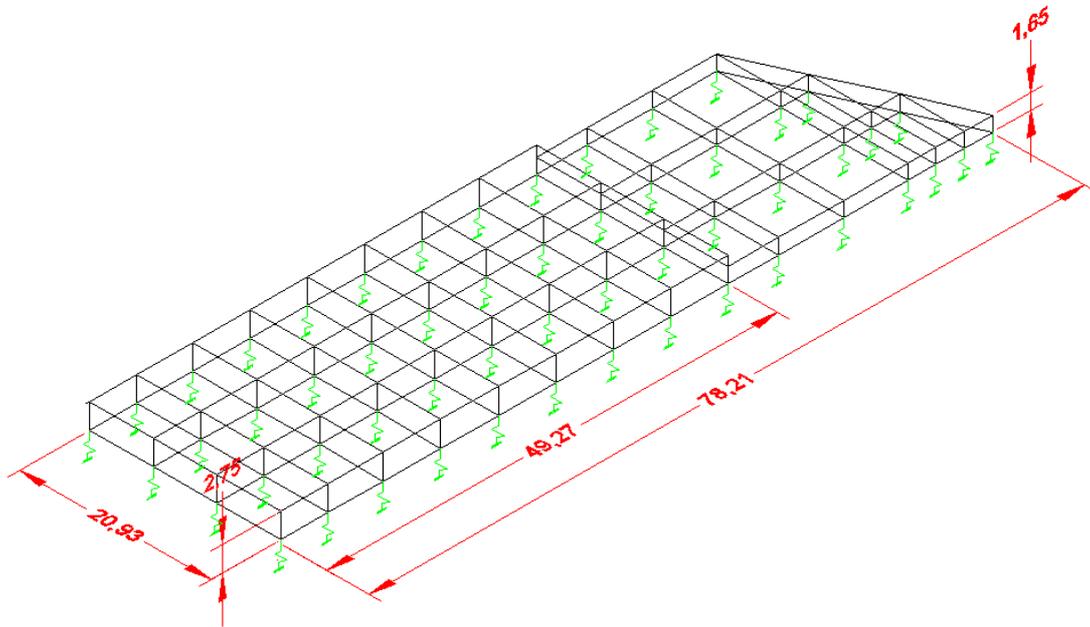
### III.2 Designación de las condiciones límite (C.L.)

Una vez construida la geometría, los modelos M1, M2 y M3 presentados en la tabla 3.1 se definirán a continuación en función de las diferentes condiciones límites (C.L.) que se asignaron a la estructura. En primera instancia se consideró una base rígida modelo M1, es decir, las C.L. como empotradas para reproducir el mismo modelo estándar de análisis obtenido (figura 3.7).



**Fig. 3. 7 Modelo M1. Base rígida**

De forma paralela se generó el modelo M2, donde las C.L. de empotramiento fueron sustituidas por resortes (figura 3.8a), con la finalidad de simular la influencia de la deformabilidad vertical del suelo en el cajón de cimentación.



**Fig. 3. 8a Modelo M2. Idealización del suelo como cama de resortes**

Para la implementación de dichos resortes se calculó la rigidez estática de los resortes a partir de un estudio de mecánica de suelos del sitio en cuestión. En la tabla 3.3 se muestra el proceso de cálculo de dichos resortes considerando la compensación de la estructura, restando el peso del suelo removido para el cajón de cimentación al peso ejercido por el cajón y las cargas aplicadas en él, distribuyendo la resultante en el área total de contacto de la losa fondo.

III.4 Cálculo de rigideces estáticas de resortes

Tabla 3.3. Cálculo de rigideces estáticas de resortes con compensación de suelo

P=	<b>7446.26</b>	T	A=	1629.74	m <sup>2</sup>	$m = \frac{B}{Z}$	$n = \frac{L}{Z}$	$m_v = 1.134(qc)^{-0.963}$
B=	<b>10.4625</b>	m	ω=	4.57	t/m <sup>2</sup>			
L=	<b>38.9425</b>	m	Presión compensada			$\Delta\sigma = \omega * I_2$	$k = \frac{\omega}{\delta}$	
			ω <sub>C</sub> =	<b>2.26</b>	t/m <sup>2</sup>	$\Delta H = m_v * \Delta\sigma * H$		

Clasificación	Espesor (m)	Pof. Z (m)	qc (T/m <sup>2</sup> )	mv (m <sup>2</sup> /T)	m	n	I <sub>2</sub>	Δσ	ΔH	k (t/m <sup>3</sup> )	A Trib. (m <sup>2</sup> )	k (t/m)
LIMOS	6.50	3.25	226.92	0.0061081	3.22	11.98	0.252	2.28	0.090	2.27	0.53	1.20
ARCILLAS	12.00	12.50	70.00	0.0189576	0.84	3.12	0.194	1.75	0.399	2.27	0.53	1.20
CS	3.00	20.00	970.00	0.0015078	0.52	1.95	0.164	1.48	0.007	2.27	0.53	1.20
ARCILLAS	3.50	23.25	90.00	0.0148826	0.45	1.67	0.142	1.28	0.067	2.27	0.53	1.20
CS	1.50	25.75	1000.00	0.0014642	0.41	1.51	0.138	1.25	0.003	2.27	0.53	1.20
ARCILLAS	3.50	28.25	80.00	0.0166701	0.37	1.38	0.12	1.08	0.063	2.27	0.53	1.20
LIMOS	6.00	33.00	369.17	0.0038227	0.32	1.18	0.112	1.01	0.023	2.27	0.53	1.20
ARCILLAS	53.50	62.75	106.36	0.0126714	0.17	0.62	0.05	0.45	0.306	2.27	0.53	1.20
CS	3.00	91.00	1160.00	0.0012692	0.11	0.43	0.048	0.43	0.002	2.27	0.53	1.20
LIMOS	15.73	100.37	274.51	0.0050849	0.10	0.39	0.046	0.42	0.033	2.27	0.53	1.20

Σ=δ= 0.993

Área tributaria

Largo= 1.73 m  
Ancho= 0.304 m

Compensación

Dz= 1.65 m  
γ C+S= 1.4 t/m<sup>3</sup>  
ω (C+S)= 2.31 t/m<sup>2</sup>

El factor  $I_2$  se pudo obtener con la ayuda de la gráfica de Fadum que se muestra en la figura 3.8b, la cual a partir de los valores calculados  $n$  y  $m$  se ingresan a la curva correspondiente y se obtiene el valor del factor  $I_2$ .

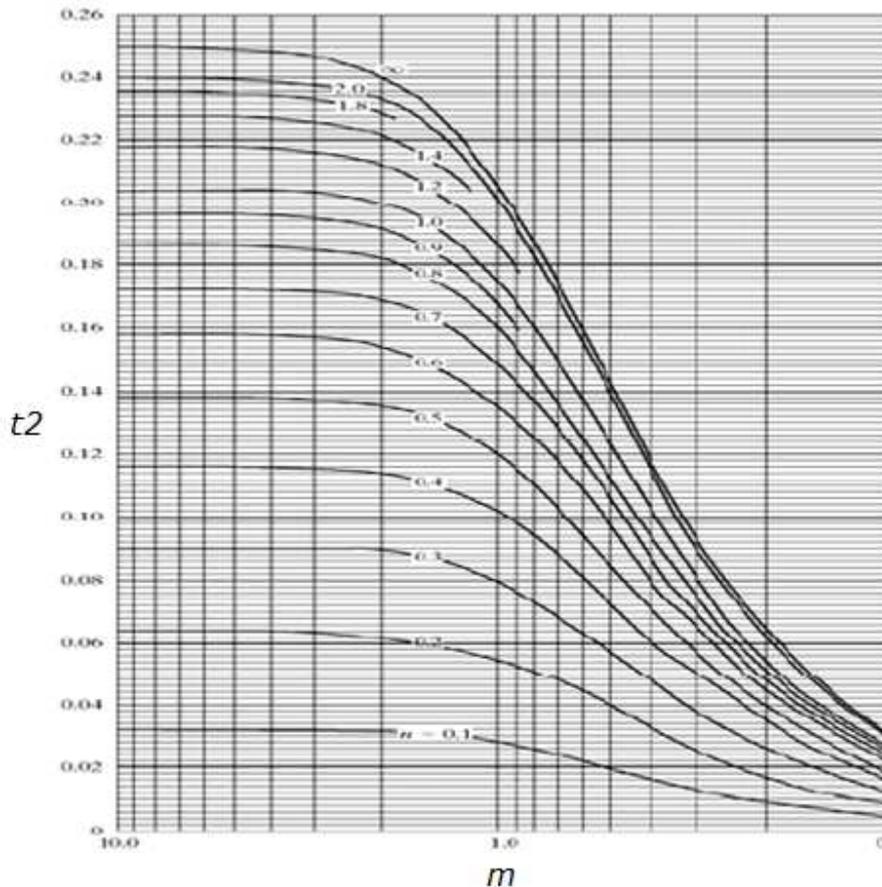
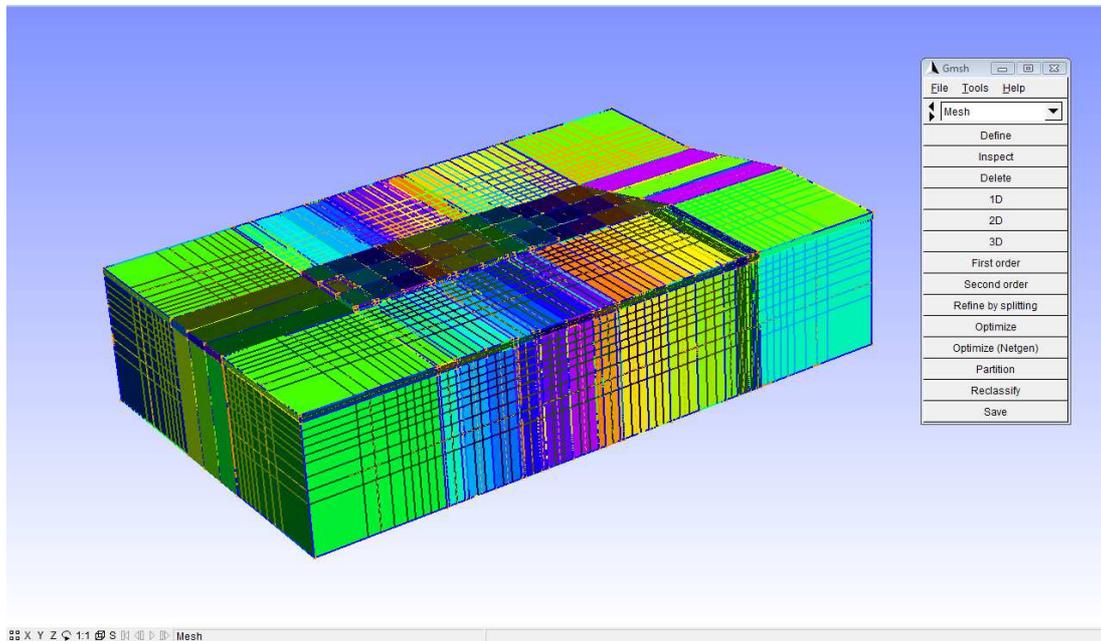


Fig. 3. 8b Curvas de Fadum

En el código Code Aster no es posible la visualización de los resortes, debido a que su implementación es únicamente numérica e incluida en el código del archivo *.comm* a través de un grupo de nodo nombrado "NWRINKLE" paralelo a la malla de la losa fondo, con el cual, como se mencionó anteriormente, se implementó el comando *DISCRET* que permite definir la generación de dichos resortes con sus propiedades de rigidez estática.

Uno de los objetivos planteados para esta tesis era llevar a cabo la implementación del modelo M3, consistente en desarrollar la malla de la masa de suelo como un medio continuo y la asignación de una función de comportamiento a la misma, sin embargo no fue posible su implementación en Code Aster debido a la gran capacidad de memoria requerida, tiempo computacional, alcances de esta investigación y aundado a ello la localización de un problema de incompatibilidad entre los elementos placa del cajón de

cimentación y los elementos sólido de la masa de suelo. A pesar de no conseguir la implementación de la masa de suelo, sí se llevó a cabo la construcción de la malla de la misma, como se muestra en la figura 3.9.



**Fig. 3. 9 Modelo M3. Construcción de la malla de la masa de suelo**

No se descarta en trabajos a futuro la implementación del modelo M3 y la comparativa con los otros dos modelos, ya que sería de suma importancia determinar la influencia de la masa de suelo como un medio continuo en el cajón de cimentación, pero para los alcances de esta tesis, no fue posible su implementación.

### **III.5 Imposición de cargas sobre el cajón de cimentación**

Para el análisis en el Code Aster se establecieron dos casos de carga. Para el primer caso (Caso CI) se obtuvieron del caso de estudio estándar las cargas axiales, momentos flexionantes y cortantes que descargan sobre las columnas del cajón, provenientes de las columnas de la superestructura, tomadas de la envolvente de las combinaciones sísmicas. Dichas cargas se encuentran amplificadas (factoradas) por 1.1, según las Normas Técnicas Complementarias para Sismo-2004. En la figura 3.10 se ejemplifica la imposición de las cargas de la superestructura para el Caso CI.

Las cargas que se especifican se encuentran en toneladas (t) y los momentos flexionantes en toneladas por metro lineal (t-m).

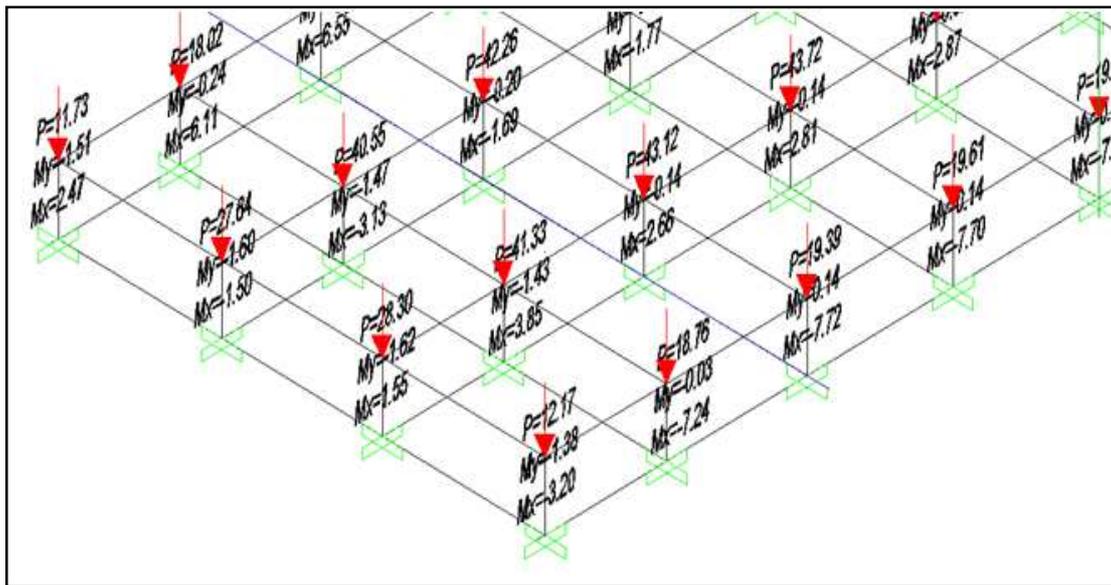


Fig. 3. 10 Caso CI. Imposición de cargas transferidas de la superestructura.

A continuación se muestra un listado completo de las cargas actuantes en los nodos de la losa tapa del cajón de cimentación, transferidas de la superestructura de acuerdo a la numeración mostrada en la figura 3.11.

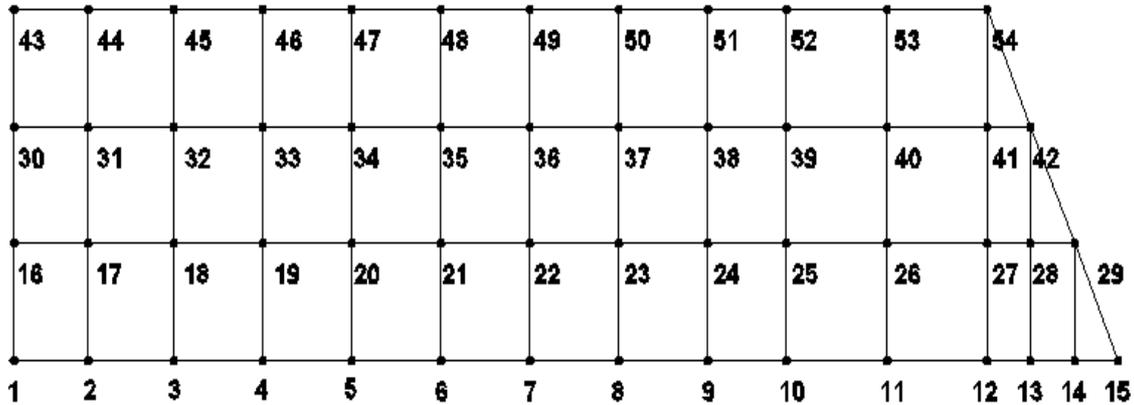


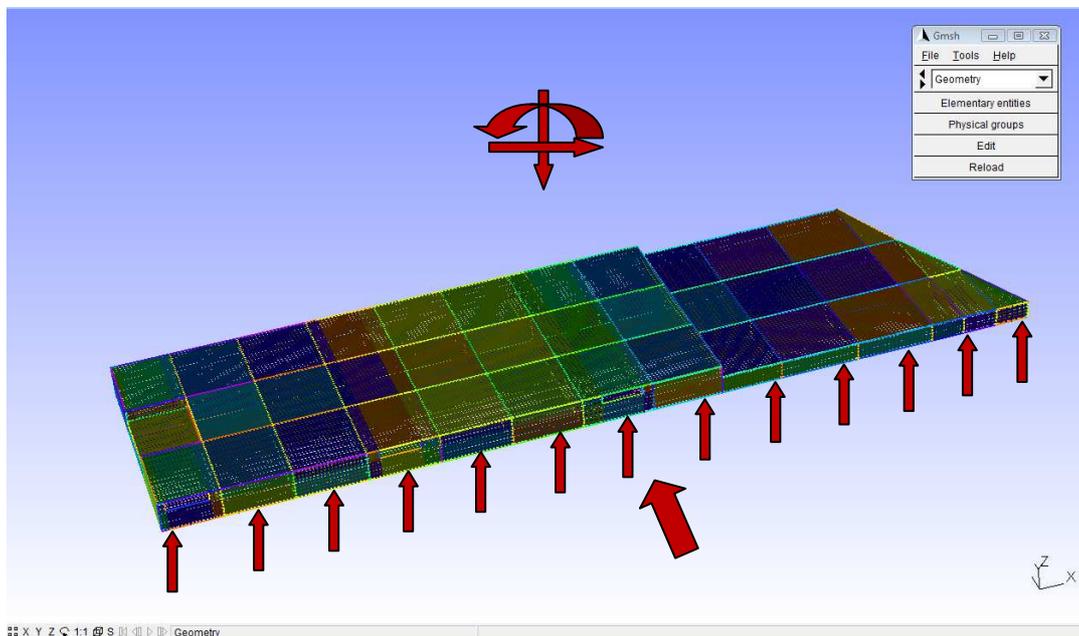
Fig. 3. 11 Distribución de los nodos en planta

Tabla 3.4. Cargas en los nodos

Nodo	P (t)	Vx (t)	Vy (t)	My (t-m)	Mx (t-m)
1	31.53	-18.50	-18.25	-61.95	-55.50
2	44.19	-22.55	-20.64	-69.63	-56.43
3	46.10	-21.55	-22.07	67.97	-60.26
4	46.71	-21.33	-22.97	68.07	-62.66
5	46.64	-21.37	-23.79	68.02	-64.98
6	46.66	-21.34	-24.63	68.04	-67.28
7	46.59	-21.36	-25.48	68.04	-69.62
8	46.82	21.52	-26.48	68.11	-72.63
9	43.22	21.16	-25.22	66.23	-68.81
10	42.85	-9.33	-13.22	-30.91	-41.79
11	48.65	-8.12	-14.47	28.47	-45.71
12	37.83	9.78	-14.24	32.00	-46.13
13	38.47	-9.92	-13.90	-32.16	-45.57
14	22.72	8.22	-13.23	28.71	-47.20
15	22.72	8.22	-13.23	28.71	-47.20
16	66.85	-14.07	16.61	-48.56	50.59
17	126.64	-16.21	15.54	-52.51	48.35
18	132.34	-14.98	15.52	-48.78	47.58
19	134.01	-14.76	16.39	48.30	50.41
20	133.94	-14.78	17.17	-48.28	52.97
21	134.08	-14.76	17.96	48.28	55.59
22	133.80	-14.78	18.75	48.29	58.20
23	136.01	-14.70	19.57	-48.35	60.78
24	119.82	16.19	23.10	54.16	67.00
25	82.42	-8.96	12.61	-28.28	39.47
26	90.92	7.28	13.58	-24.21	42.21
27	88.44	-7.86	14.92	-25.05	46.45
28	47.46	8.77	16.33	28.89	53.54
29	47.46	8.77	16.33	28.89	53.54
30	64.57	-14.10	-16.68	-48.69	-50.85
31	124.22	-16.32	-14.99	-52.89	-47.12
32	129.64	-15.09	-14.89	-49.14	-46.11
33	131.24	-14.89	-15.72	-48.62	-48.81
34	131.11	-14.93	-16.42	-48.76	-51.17
35	131.18	-14.92	-17.29	-48.74	-54.12
36	130.83	-14.94	-18.17	48.04	-57.18
37	133.02	-14.85	-18.60	-48.89	-58.41
38	116.60	-14.89	-22.30	53.91	-65.14
39	78.82	-9.00	-12.20	-28.49	-38.31
40	89.18	-7.52	-13.26	-25.15	-41.36
41	65.43	9.94	13.93	-21.03	44.92
42	65.43	-9.94	13.93	-21.03	44.92
43	30.27	-18.95	17.82	-63.52	54.43
44	41.92	-23.20	20.11	-71.62	55.06
45	43.70	-22.18	21.42	-69.82	58.59
46	44.35	-21.97	22.43	-69.45	61.37
47	44.42	-21.98	23.40	-69.41	64.14
48	45.17	-21.99	24.51	-69.50	67.57

49	45.90	-21.99	25.45	-69.47	70.19
50	46.67	-22.07	26.40	-69.80	72.92
51	43.33	20.65	25.15	-64.98	69.04
52	40.30	9.53	12.81	-31.67	40.81
53	47.25	8.71	14.14	-30.04	44.90
54	34.12	7.95	15.69	27.29	50.67

Para el segundo caso (Caso CII) además de transferir los elementos mecánicos de la envolvente de combinaciones sísmicas de la superestructura, se aplicaron cargas de sub-presión y empuje lateral (simulando el empuje en un escenario sísmico) inducidas por el suelo en la losa fondo del cajón y en los muros respectivamente. Tal aplicación de cargas se ilustra en la figura 3.12.



**Fig. 3. 12 Caso CII. Imposición de cargas incluyendo cargas laterales y subpresión**

El valor de sub-presión que se aplicó a la losa fondo del cajón de cimentación se obtuvo a partir del valor de la sumatoria de reacciones en z reportado en el Code Aster, dividido en la totalidad del área de contacto con el suelo, obteniendo así una presión uniforme en la losa fondo actuando en dirección opuesta a la gravitacional.

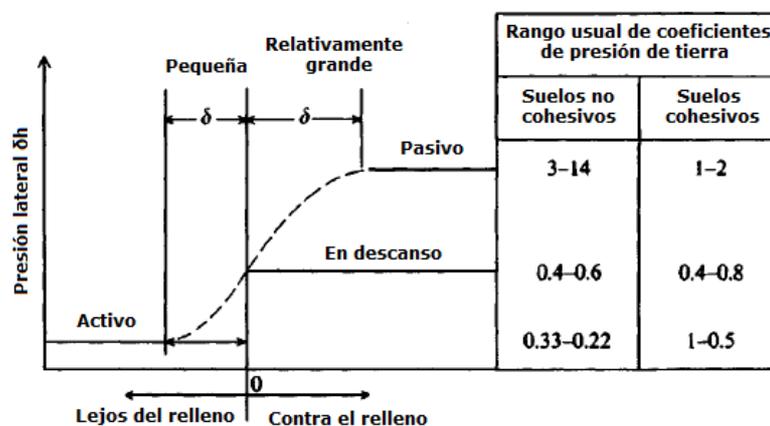
$$\Sigma Pz = 7446.26t = 7.44626 E + 07 N$$

$$\text{Área} = 1629.74 m^2$$

$$\text{Presión } (\omega) = 4.57t/m^2 = 4.5689 E + 04 N/m^2$$

Para el empuje lateral inducido se determinó la dirección dominante de los momentos actuantes transferidos de la superestructura y, se eligió el muro que contenía los elementos más dañados en el análisis (muro frontal mostrado en la figura 3.12); para determinar la magnitud se consideró un porcentaje del peso total de la estructura más las cargas transferidas de la superestructura como carga horizontal en forma de presión sobre los muros, tomando este porcentaje de la literatura y siendo igual a 0.6. Como se muestra en la figura 3.13. [Bowles, 1997]. pp 593-594.

$$P_L = 0.6 * 4.5689 E + 04 N/m^2 = 2.74134 N/m^2$$



**Fig. 3. 13 Ilustración de presiones activa y pasiva con rango usual de valores para suelos cohesionados y no cohesionados**

### III.6 Parámetros de las funciones constitutivas de materiales

En la implementación de cada una de las funciones constitutivas en el Code Aster fue necesario definir los parámetros característicos de cada ley de comportamiento.

#### III.6.1 Elástico

Para la implementación del análisis elástico se introdujeron valores de resistencia nominal a compresión y tensión y el módulo de elasticidad reglamentario del concreto, siendo estos:

$$E = 4400 * \sqrt{f'c} \text{ (Mpa)} = 4400 * \sqrt{25\text{Mpa}} = 22,000\text{Mpa} = 2.2 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$$

$$f'c = 25\text{Mpa}$$

$$ft = 2.5\text{Mpa}$$

### III.6.3 *GLRC\_DAMAGE*

En la función *GLRC\_DAMAGE* a pesar de definir el acero como parte del concreto, es necesario detallar los parámetros que definen la colocación definen su posición dentro de la masa de concreto, el porcentaje del mismo, valores de resistencia a compresión y tensión del concreto, módulo de elasticidad, sección de la varilla etc. Algo muy importante a remarcar es que el usuario puede definir la pendiente no lineal de este comportamiento mediante el parámetro *gamma*. Los valores numéricos de este conjunto de estos parámetros se define a continuación:

Espesor del concreto=	0.35m
Porcentaje de armado en X (AX)=	2.185E-03
Porcentaje de armado en Y (AY)=	2.185E-03
Recubrimiento=	0.03m
Diámetro de varilla=	0.0254m
Peso volumétrico del concreto=	2400Kg/m <sup>3</sup>
E concreto=	4400*raíz(25 Mpa)
F'c=	25MPa
Ft=	2.5MPa
v concreto=	0.20
E acero=	2.1E05 N/m <sup>2</sup>
Fy=	420MPa
v acero=	0.35

### III.6.3 *ENDO\_ISOT\_BETON* y *GRILLE\_MEMBRANE*

Para la implementación de la ley *ENDO\_ISOT\_BETON* y *GRILLE\_MEMBRANE* se definieron parámetros más refinados para describir las propiedades mecánicas del concreto y la parrilla del acero de refuerzo, tales como la resistencia a compresión y tensión del concreto, módulo de elasticidad, diámetro de la varilla, porcentaje de acero por metro lineal, etc., siendo estos:

Recubrimiento=	0.03m
Sección de varilla=	0.0254m
Peso volumétrico del concreto=	2400Kg/m <sup>3</sup>
E concreto=	4400*raíz(25 Mpa)
F'c=	25MPa
Ft=	2.5MPa
v concreto=	0.20
Peso volumétrico del acero=	7850Kg/m <sup>3</sup>
E acero=	2.1E05 N/m <sup>2</sup>
Fy=	420MPa
v acero=	0.35
Módulo cortante acero Gs=	0.5*Es/(1+ v)

### III.7 Implementación del modelo en Code Aster

La implementación en Code Aster se lleva a cabo a través de un archivo con extensión *.comm*, el cual es un archivo de entrada donde se declaran los grupos físicos de mallas declarados previamente en el archivo de gmsht con el uso del comando *DEFI\_GROUP*.

Al declarar dichos grupos de mallas, Code Aster permite a partir de esas mallas generar grupos de nodos en los vértices de la cuadrícula de la malla, los cuales serán empleados para obtener resultados en ellos o para la implementación de los resortes, como se explicará más adelante, mediante el comando *CREA\_GROUP\_NO*.

Los elementos que conforman el cajón (vigas y cascarones) son definidos, sus propiedades geométricas, material y el tipo de modelación (*Poutre, Coque, 3D, DIS\_T*). Para ello se emplea el comando *AFFE\_MODELE*.

Posteriormente se declaran los materiales y sus propiedades de límites de fluencia y módulos de elasticidad, para ser asignados a los elementos, con la implementación del comando *DEFI\_MATERIAU*.

Se definen las C.L. al aplicar las restricciones a un grupo de malla o de nodos. (Comando *AFFE\_CHAR\_MECA → DDL\_IMPO*).

Las cargas que se aplicaron se extrajeron del modelo en *E-TABS* en t-m los momentos y t las cargas axiales y cortantes, pero en el código de Aster, por uniformidad de unidades, se transformaron a N-m los momentos y N las cargas axiales y cortantes e implementándose con el comando *AFFE\_CHAR\_MECA → FORCE\_NODALE*. Cabe destacar que dichas cargas se hicieron incrementales en la historia de tiempo, lo cual corresponde a una sollicitación cuasi-estática o comúnmente conocida como *push-over*.

Teniendo configurada la geometría con la asignación de propiedades y materiales, se especifica el tipo de análisis que se llevará a cabo, estático (*meca\_statique*), push-over (*stat\_non\_line*) o dinámico (*dyna\_non\_line*), así como el tipo de cargas que actuarán sobre la estructura. Dentro de este comando se especifican las cargas que actuarán sobre la estructura, sean incrementales o no, y la lista de instantes en las que dicha carga estará presente.

Finalmente, del análisis se extraen los datos necesarios para la impresión de gráficas a través de un archivo *agraf* con extensión *.agr* o simplemente la generación de tablas de resultados en un archivo con extensión *.resu*. Todos estos archivos son generados al ser solicitados en la pantalla principal de comandos del Code Aster con el uso del comando *RECU\_FONCTION → IMPR\_FONCTION*.

Puede apreciarse de forma más clara al observar el Apéndice A, donde se plasman uno de los códigos empleados en esta tesis.

Para ambas modelaciones de C.L. la imposición de cargas es de la misma forma descrita. De hecho en el Code Aster el código del archivo *.comm* es muy similar, variando en la declaración de los elementos y la modelación, al declarar un grupo de nodos como discretizados (*DIS\_T*), y generar a partir de ellos los resortes con el comando *DISCRET*. Cabe señalar que la cimentación se apoyo, tanto en empotre como en resortes, en el largo de todas las contratraves de la losa fondo.

De igual forma se extraen las gráficas y resultados correspondientes del análisis con resortes. Tal como se muestra en el capítulo IV.

En resumen, se realizó un análisis elástico con C.L. de empotramiento, empleando el comando de análisis *MECA\_STATIQUE*. Y se obtuvieron como resultados curvas de esfuerzo-deformación en el elemento más esforzado, que por los desplazamientos generados, se supone se encuentra en la losa tapa; curva Momento-Desplazamiento por cada elemento estructural en su punto más afectado (losa tapa, losa fondo y muros); y curva Momento-Flecha por elemento estructural en los nodos con mayor sollicitación estructural.

Con las mismas C.L. se llevaron a cabo dos tipos de análisis incorporando funciones de comportamiento no lineales, éstas fueron las leyes de comportamiento *GLRC\_DAMAGE* y *ENDO\_ISOT\_BETON*, las cuales son funciones que incorporan daño en la función constitutiva del material concreto y se obtuvieron como resultado las mismas gráficas que en el caso del análisis elástico.

Para el caso de la aplicación de la función constitutiva *ENDO\_ISOT\_BETON* fue necesario la generación de mallas paralelas a los elementos estructurales muros, losa tapa y losa fondo del modelo del cajón de cimentación, para ser definidos posteriormente como parrillas de acero de refuerzo mediante la opción del Code Aster *GRILLE*, el cual permite realizar la simulación del acero de refuerzo en el concreto armado, dicha opción debe ser introducida en la opción *AFFE\_MODELE* → *GRILLE\_EXCENTRE*. Finalmente, la generación de dicha parrilla es para observar la diferencia entre un material generado por las capas de material como el empleado en *ENDO\_ISOT\_BETON* y de un material homogeneizado como es el caso de *GLRC\_DAMAGE*.

De igual forma se llevo a cabo un análisis elástico *MECA\_STATIQUE* con C.L. de resortes para obtener el mismo tipo de gráficas que en el caso de empotramiento y realizar una comparativa del comportamiento estructural entre ambos modelos.

Para el caso de apoyos tipo resortes se implementaron de igual manera las leyes de comportamiento no lineales *GLRC\_DAMAGE* y *ENDO\_ISOT\_BETON*, para realizar la comparativa con los modelos analizados con C.L. de empotramiento.

La simulación de la parrilla de refuerzo se llevo a cabo tanto para C.L. de empotramiento como de resortes en la ley *ENDO\_ISOT\_BETON*.

## Capítulo IV

# RESULTADOS NUMÉRICOS

### IV.1 Validación de las funciones constitutivas

#### IV.1.1 Validación de la función *GLRC\_DAMAGE*

#### IV.1.2 Validación de la función *ENDO\_ISOT\_BETON* y *GRILLE\_MEMBRANE*

### IV.2 Comparativa entre los resultados numéricos del cajón de cimentación en un análisis elástico con C.L. de empotramiento y resortes

### IV.3 Comparativa de resultados entre el análisis elástico, la función constitutiva *GLRC\_DAMAGE* y *ENDO\_ISOT\_BETON* combinada con *GRILLE\_MEMBRANE*.

#### IV.3.1 Caso CI

- CurvaEsfuerzo-Deformación
- Losa tapa
- Muros

#### IV.3.2 Caso CII

- CurvaEsfuerzo-Deformación
- Losa tapa
- Muros

### IV.4 Análisis modal del cajón de cimentación

## IV.1 Validación de las funciones constitutivas

En el capítulo II se describieron diferentes alternativas de funciones constitutivas que pueden implementarse en el Code Aster, tanto para acero como para concreto con y sin refuerzo.

Para el caso específico del cajón de cimentación se eligieron las leyes de comportamiento *GLRC\_DAMAGE* y *ENDO\_ISOT\_BETON* combinada con la función *GRILLE\_MEMBRANE* y, como se describió anteriormente la función *GLRC\_DAMAGE* considera el daño como pérdida de rigidez.

Para poder implementar dichas funciones al modelo de análisis, es necesaria su previa validación, con el fin de establecer que los resultados obtenidos sean confiables y certeros.

### IV.1.1 Validación de la función *GLRC\_DAMAGE*

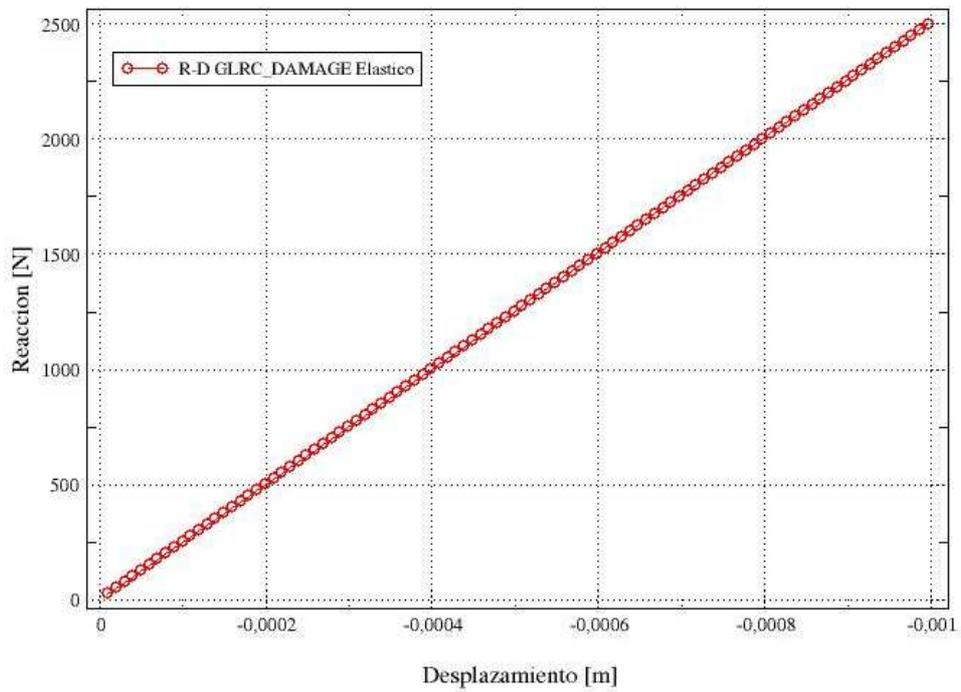
La validación de la función *GLRC\_DAMAGE* se realizó al implementarla en una viga empotrada en cantiliver, con una longitud de 5m, un ancho de 1m y un espesor de 35cm. La viga se encuentra sometida a una presión de 1000N/m<sup>2</sup>, dicha carga es incremental en cada instante de tiempo, siendo un total de 1 instante, dividido a su vez en 100 pasos de tiempo por cada instante, un total de 100 pasos de tiempo.

Inicialmente se establecieron límites de elasticidad muy elevados, tanto para concreto y acero, manteniendo el módulo de elasticidad para acero y concreto con valores de acuerdo a la reglamentación mexicana y constantes, observando la respuesta elástica de la viga, puesto que la carga no llega a ser lo suficientemente grande como para hacer incursionar a los materiales de la viga en el rango no lineal. Esto puede observarse mediante los desplazamientos en el extremo libre de la viga, que pesar de ser significativos, no llevan a la estructura a la no linealidad.

Para obtener resultados más precisos de la validación, en el Code Aster se considera un porcentaje de acero de refuerzo casi nulo, para evitar su aportación a la rigidez del sistema; de igual forma se desprecia el peso propio, puesto que en las fórmulas de la flecha máxima y desplazamiento rotacional tampoco son tomadas en consideración.

En la gráfica 4.1 se muestra la relación reacción-desplazamiento en la cual se observa el comportamiento lineal de la viga, de igual forma en la figura 4.1 se ilustra el desplazamiento para el instante de cálculo final en el Code Aster de la función *GLRC\_DAMAGE* con el cual se comparan los resultados analíticos.

REACCION VS DESPLAZAMIENTO



Gráfica 4. 1 Relación carga desplazamiento caso elástico

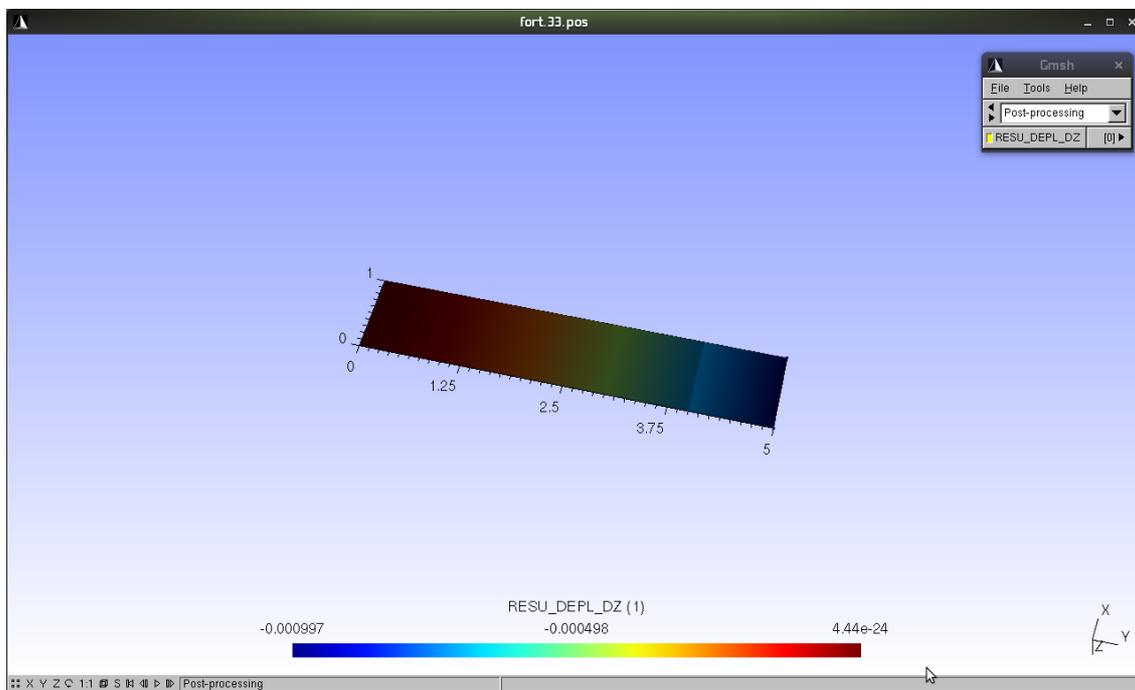


Fig. 4. 1 Desplazamientos en la viga en el instante final de cálculo elástico

La validación se realiza al hacer la comparativa del modelo con parámetros elásticos con una viga en cantiliver cargada de forma uniforme mediante las ecuaciones de la flecha máxima y desplazamiento rotacional de la estática.

Teniendo que:

$$\omega = 1,000 \text{ N/m} * (1 \text{ instante de tiempo}) = 1,000 \text{ N/m}$$

$$L = 5 \text{ m}$$

Determinando el módulo de elasticidad con parámetros nominales y según las Normas Técnicas Complementarias de Concreto-2004

$$E = 4400 * \sqrt{f'c} \text{ (Mpa)} = 4400 * \sqrt{25 \text{ Mpa}} = 22,000 \text{ Mpa} = 2.2 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$$

Y para obtener la inercia de la sección de la viga de 1m de base con un peralte de 0.35m

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \text{ m} (0.35 \text{ m}^3)}{12} = 3.57 \times 10^{-3}$$

Se puede calcular la flecha máxima en el extremo no empotrado de la viga en cantiliver:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{\omega L^4}{8EI} = \frac{1,000 \text{ N/m} * (5 \text{ m})^4}{8 * \left( \frac{2.2 \times 10^{10} \text{ N}}{\text{m}^2} \right) (3.57 \times 10^{-3} \text{ m}^4)} = 0.00099 \text{ m}$$

Y Además el desplazamiento rotacional

$$\theta_{\text{máx}} = -\frac{\omega L^3}{6EI} = \frac{1,000 \text{ N/m} * (5 \text{ m})^3}{6 * \left( \frac{2.2 \times 10^{10} \text{ N}}{\text{m}^2} \right) * (3.57 \times 10^{-3} \text{ m}^4)} = 0.000268 \text{ m}$$

Obteniendo en el Code Aster, como se muestra en las figuras considerando ambos materiales trabajando en el rango elástico:

$$DZ = -0.000997 \text{ m}$$

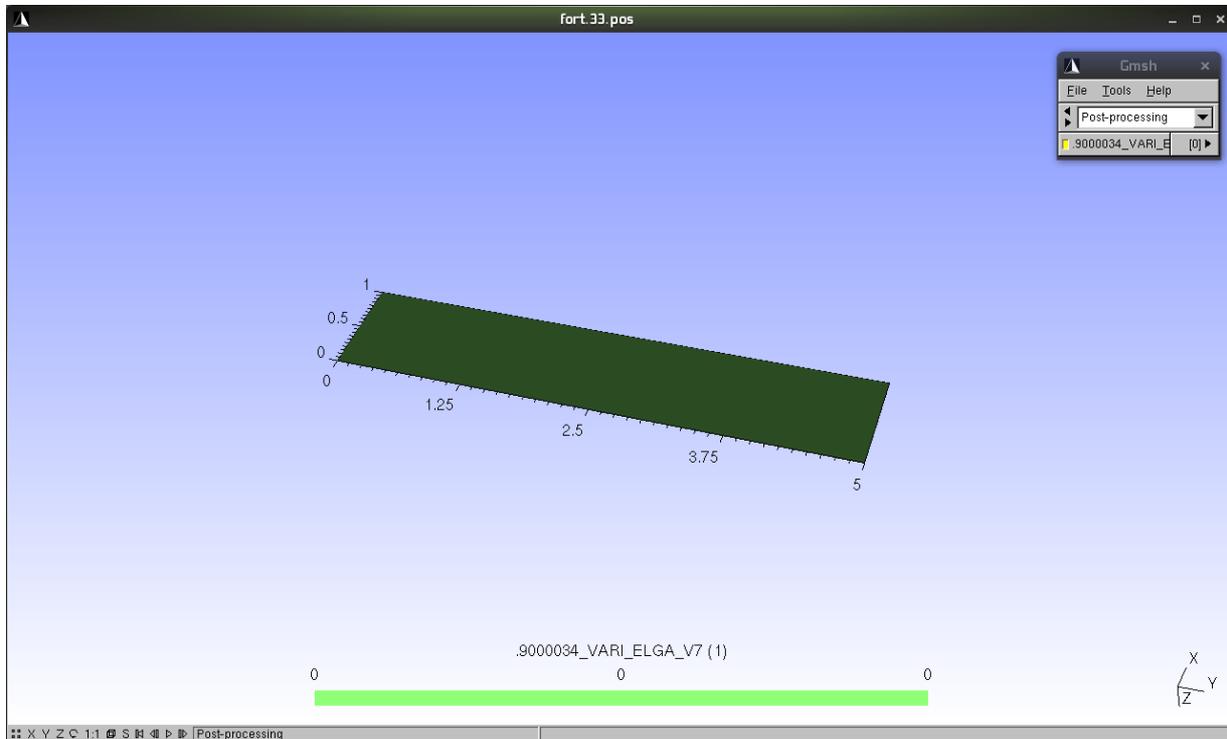
$$DRX = -0.000268$$

$$DRY = -2.94973 \text{ E-}09$$

$$DRZ = 0.00$$

Por lo cual, al no tener casi margen de error (0.7%), se acepta que la función implementada en el Code Aster *GLRC\_DAMAGE* se comporta de manera estable y confiable.

De igual forma Code Aster permite visualizar a través de Gmsh la disipación producida por las varillas, mediante la opción *RESU\_VARI\_ELGA\_V7*, como se muestra en la figura 4.2.



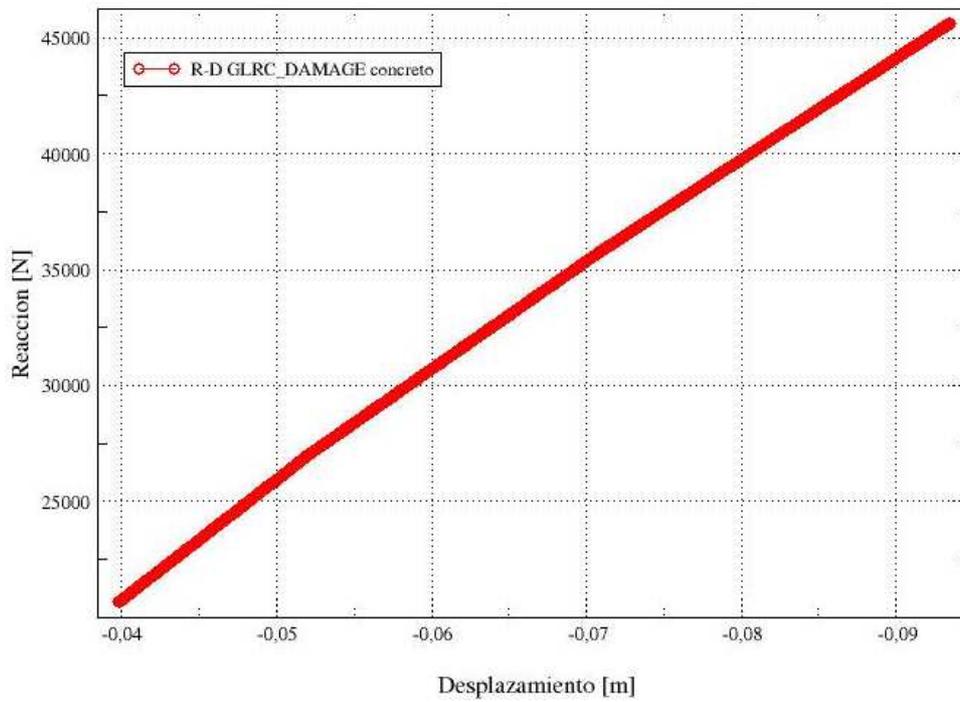
**Fig. 4. 2** Disipación producida por las varillas en el instante final de cálculo

Es obvio no observar disipación de las varillas ni de daño en la viga, debido a que los elevados límites elásticos de los materiales, obligan a que el sistema trabaje de forma elástica.

Posteriormente se modificó el parámetro de límite elástico del concreto, estableciendo un valor nominal de esfuerzo a compresión de 250 Kg/cm<sup>2</sup> (25 N/m<sup>2</sup>) y un valor nominal de esfuerzo a tensión de 25 Kg/cm<sup>2</sup> (2.5 N/m<sup>2</sup>) para el concreto, mientras que el límite elástico del acero permanece con valor elevado. Para este análisis se consideró un total de 10 instantes de tiempo, con 100 pasos de tiempo cada instante, un total de 1000 pasos de tiempo. Siendo el mismo estado de carga que el caso anterior.

El modificar los parámetros elásticos de esta forma es para asegurar la activación únicamente de la no linealidad del concreto como parte de la función *GLRC\_DAMAGE*, obteniendo la configuración mostrada en la gráfica 4.2 para la relación reacción-desplazamiento y el desplazamiento en la viga para el instante final como se muestra en la figura 4.3

### REACCION VS DESPLAZAMIENTO



Gráfica 4. 2 Relación carga-desplazamiento concreto activado

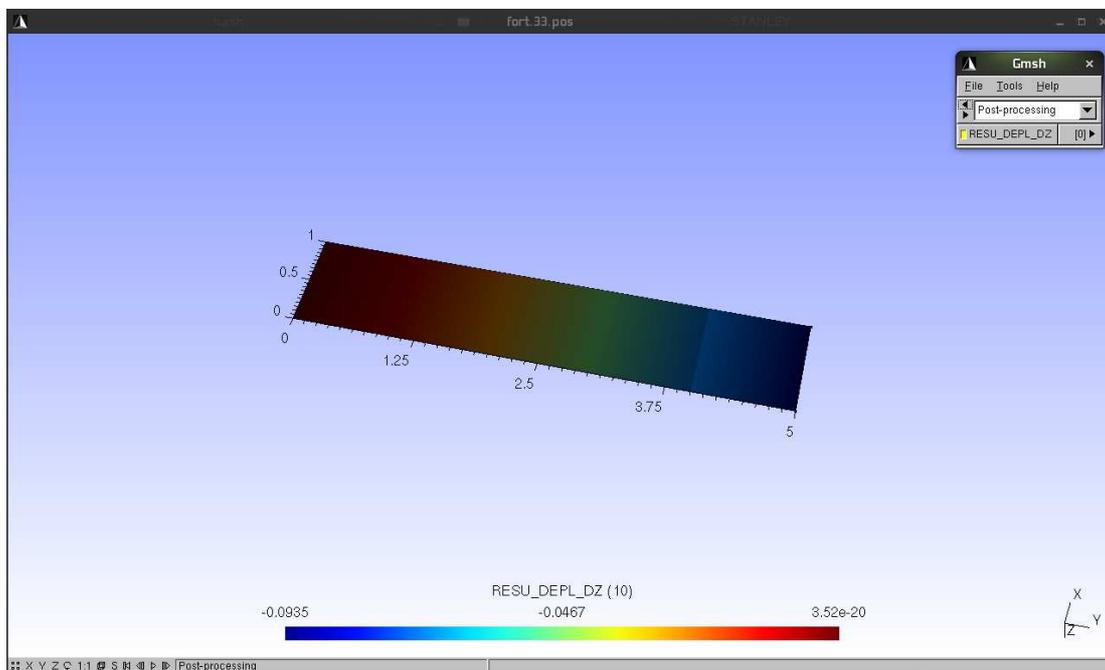
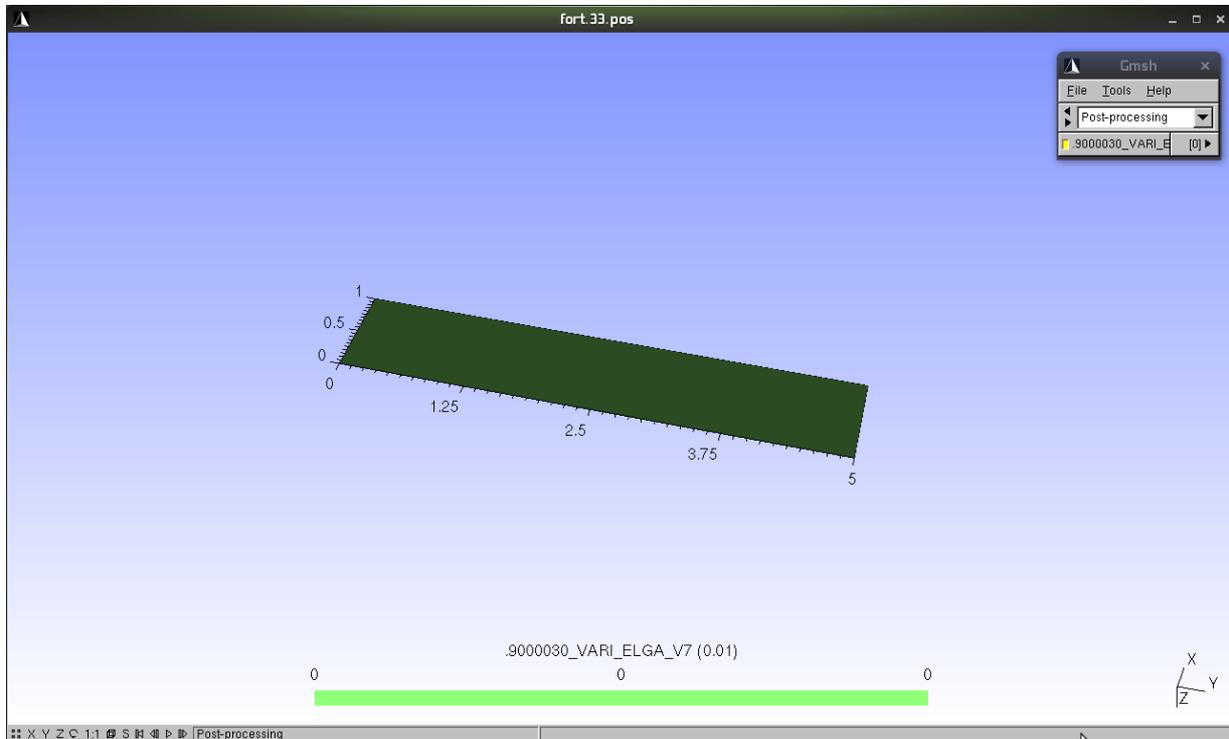


Fig. 4. 3 Desplazamientos en la viga en el instante final de cálculo para concreto activado

Al observar la disipación producida por las varillas, mediante la opción *VARI\_ELGA\_V7*, aún no hay contribución en la disipación por parte de las varillas debido a su alto valor de límite elástico (figura 4.4).



**Fig. 4. 4** Disipación de las varillas en el instante final de cálculo

Al revisar la disipación por daño mediante la opción *VARI\_ELGA\_V10*, se denota que a partir del paso de tiempo 2.58, la viga comienza a sufrir daño ante las cargas incrementales anteriormente mencionadas y se genera un nuevamente daño en el paso 6.06. Como puede apreciarse en las figuras 4.5 y 4.6.

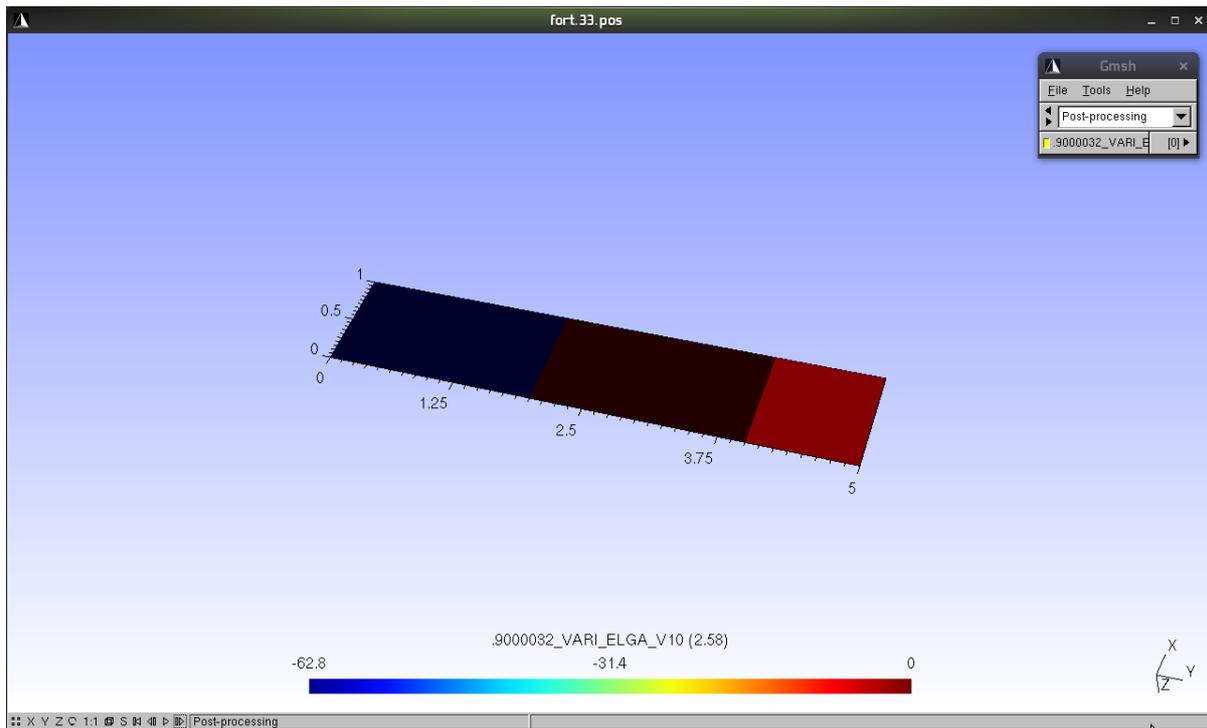


Fig. 4. 5 Disipación por daño en el instante 2.58

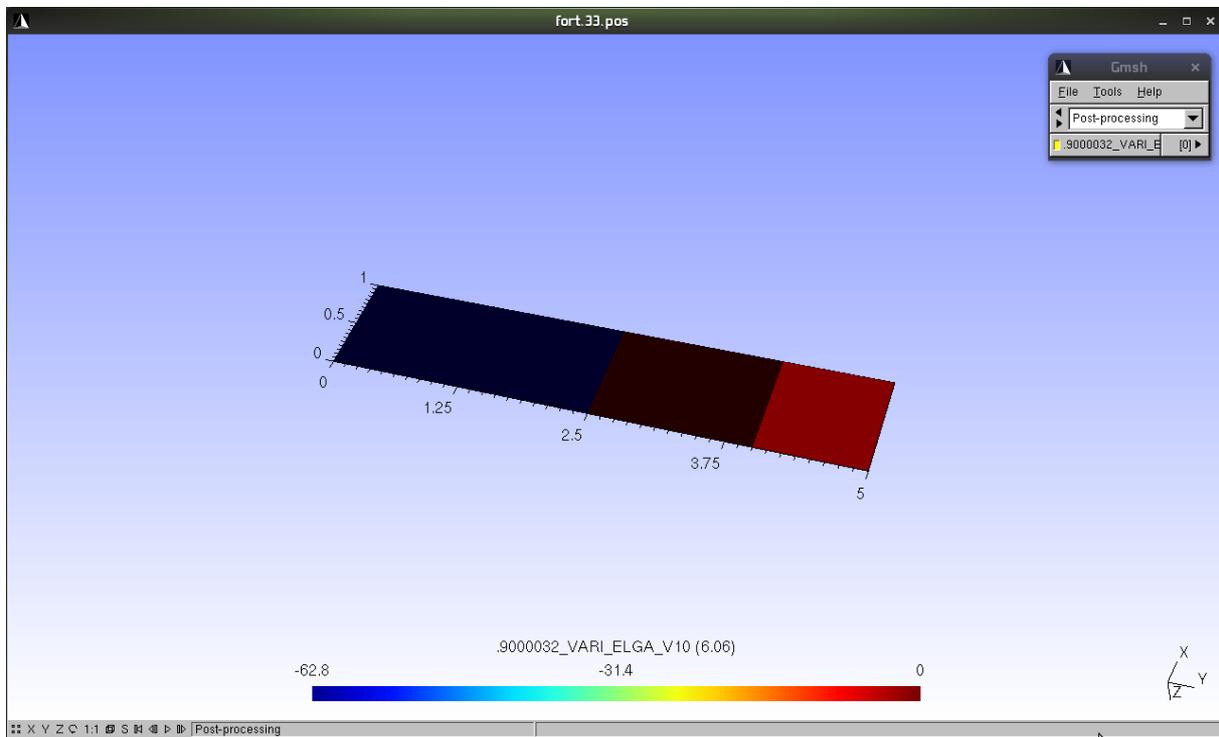
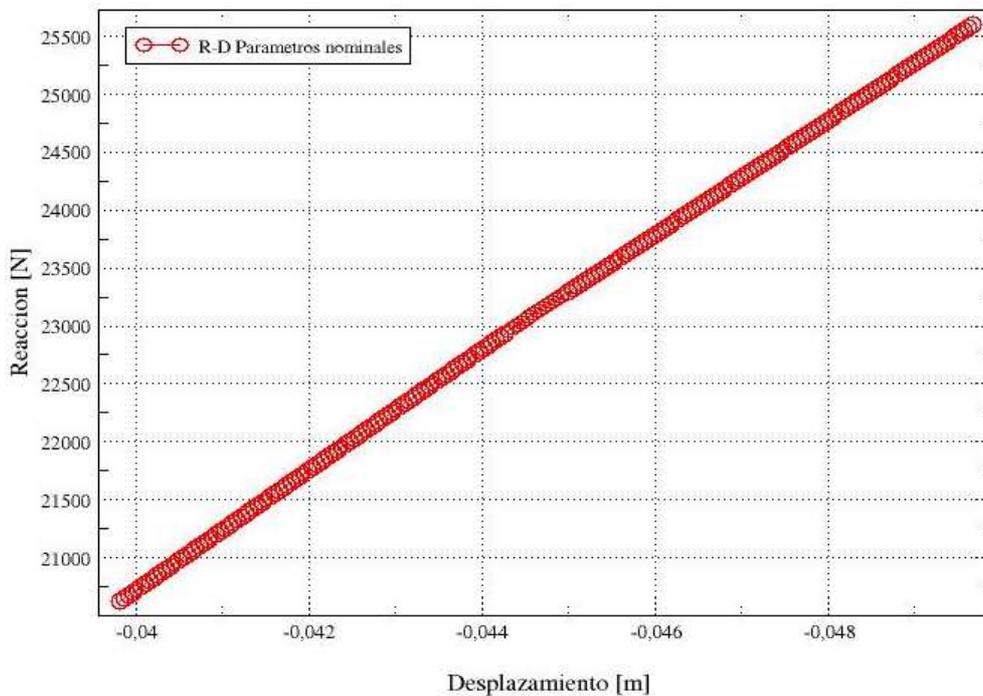


Fig. 4. 6 Disipación por daño en el instante 6.06

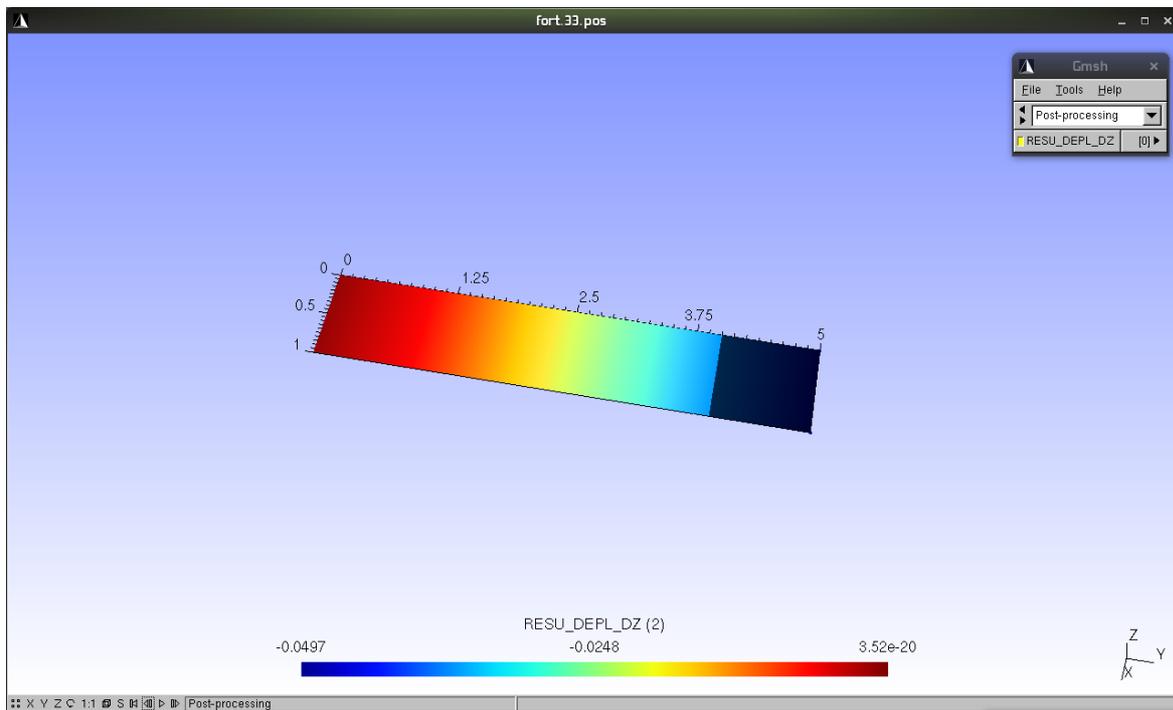
Una vez que se llevó a cabo la activación del concreto, se modificaron los límites elásticos del concreto y acero, estableciendo valores nominales de resistencia a compresión de 250 Kg/cm<sup>2</sup> y tensión de 25 Kg/cm<sup>2</sup> para el concreto; y de 4200 Kg/cm<sup>2</sup> para la resistencia a tensión del acero. Parámetros necesarios para la aplicación de la función *GLRC\_DAMAGE*. El estado de carga continúa siendo incremental con la misma magnitud que ambos casos anteriores.

Para dichos valores se observa que la viga comienza a sufrir daño entrando en el rango no lineal hasta el instante 2.17; instante en el que el cálculo deja de converger, indicando que el elemento estructural ha fallado. Por lo cual el instante final de cálculo se establece hasta 2 para poder observar su comportamiento antes de que se presente la falla. Obteniendo la configuración lineal para la relación reacción-desplazamiento que se muestra en la gráfica 4.3, y los desplazamientos mostrados en la figura 4.7.

### REACCION VS DESPLAZAMIENTO



Gráfica 4. 3 Relación carga-desplazamiento con parámetros nominales



**Fig. 4. 7 Desplazamiento en la viga para el instante final 2**

Al observar la disipación producida por las varillas mediante la opción *VARI\_ELGA\_V7* en la figura 4.8 y 4.9, se observa que las varillas tienen esencialmente dos fases de disipación, que ocurren al instante 1.2 y 2. Lo cual indica que ante dichos parámetros de límite elástico la viga, con carga incremental, falla al superar el instante de tiempo 2.

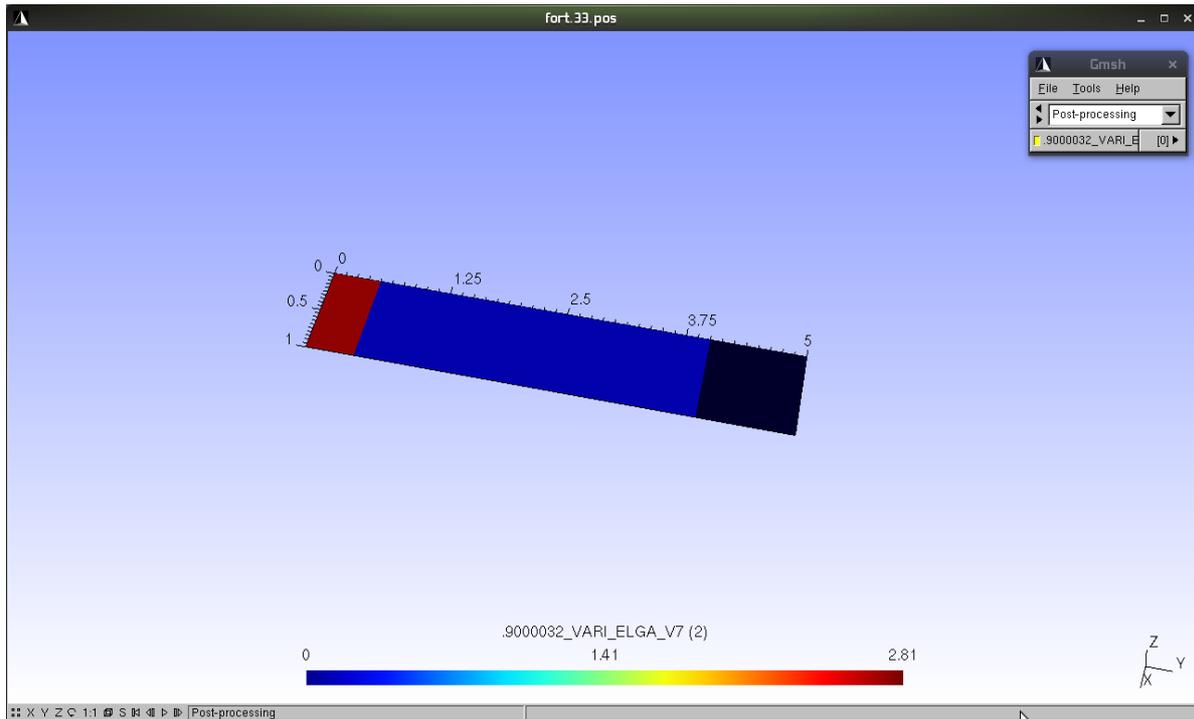


Fig. 4. 8 Disipación producida por las varillas en el instante final 2.0

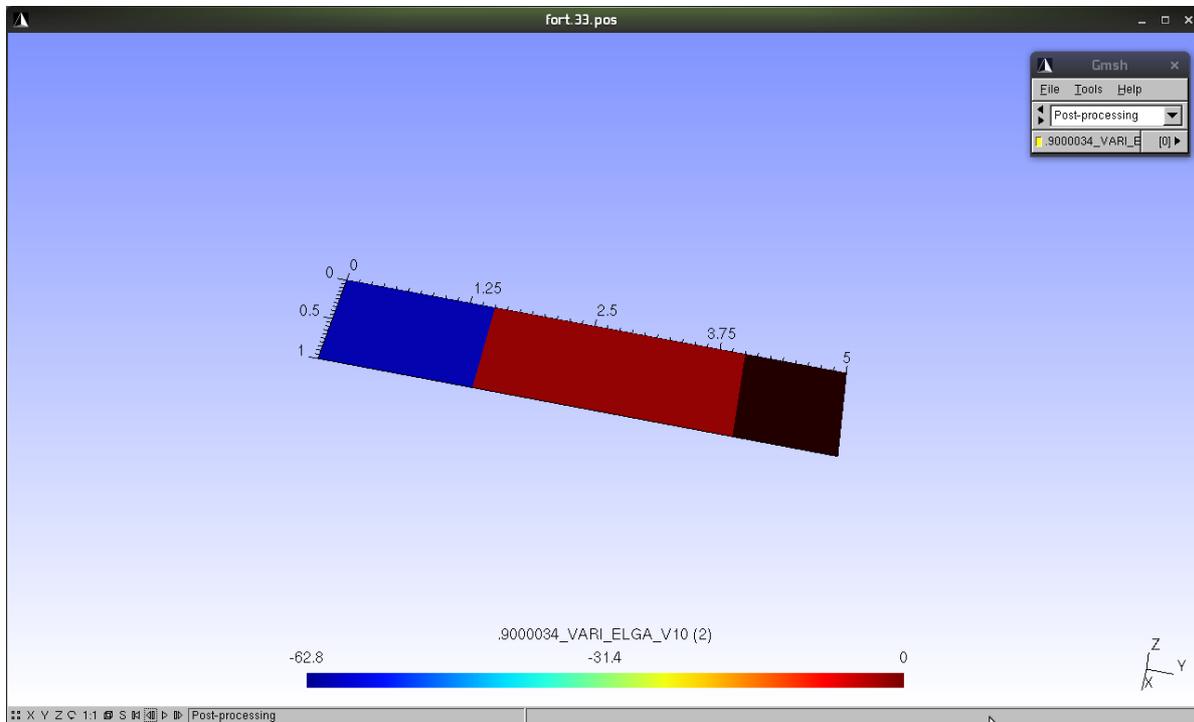


Fig 4. 9 Disipación por daño en el instante final 2.0

#### IV.1.2 Validación de la función ENDO\_ISOT\_BETON y GRILLE\_MEMBRANE

La ley de comportamiento *ENDO\_ISOT\_BETON*, la cual considera el daño en concreto isotrópico, se combinó con la ley de comportamiento *GRILLE\_MEMBRANE*, la cual describe un comportamiento elastoplástico del acero. Dicha combinación de leyes se realizó pretendiendo simular cada componente del concreto reforzado, esto es, simular las parrillas de acero de refuerzo inmersas en la masa de concreto, asignando así, la ley *ENDO\_ISOT\_BETON* para el concreto y la ley *GRILLE\_MEMBRANE* al acero de refuerzo.

En la implementación en el Code Aster se define la posición de la parrilla de acero en la masa de concreto. La parrilla está armada por varillas de 6 octavos de diámetro, según el diseño previamente obtenido.

De igual forma que para la función constitutiva anterior, la validación de la función *ENDO\_ISOT\_BETON* combinada con *GRILLE\_MEMBRANE* se realizó al implementarla en una viga empotrada en cantiliver, con una longitud de 5m, un ancho de 1m y un espesor de 35cm. La viga se encuentra sometida a una presión de 1000N/m<sup>2</sup>, dicha carga es incremental en cada instante de tiempo, siendo un total de 1 instante, dividido a su vez en 100 pasos de tiempo por cada instante, un total de 100 pasos de tiempo.

La comparativa del modelo con parámetros elásticos se realiza con una viga en cantiliver cargada de forma uniforme mediante las ecuaciones de la flecha máxima y desplazamiento rotacional de la estática.

Teniendo que:

$$\omega = 1,000\text{N/m} \cdot (1 \text{ instante de tiempo}) = 1,000\text{N/m}$$

$$L = 5\text{m}$$

Determinando el módulo de elasticidad con parámetros nominales y según las Normas Técnicas Complementarias de Concreto-2004

$$E = 4400 * \sqrt{f'c} \text{ (Mpa)} = 4400 * \sqrt{25\text{Mpa}} = 22,000\text{Mpa} = 2.2 \times 10^{10} \text{N/m}^2$$

Y para obtener la inercia de la sección de la viga de 1m de base con un peralte de 0.35m

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1\text{m}(0.35\text{m}^3)}{12} = 3.57 \times 10^{-3}$$

Se puede calcular la flecha máxima en el extremo no empotrado de la viga en cantiliver:

$$\Delta m_{\acute{a}x} = \frac{\omega L^4}{8EI} = \frac{1,000N/m * (5m)^4}{8 * \left(\frac{2.2 \times 10^{10}N}{m^2}\right) (3.57 \times 10^{-3}m^4)} = 0.00099m$$

Y Además el desplazamiento rotacional

$$\theta m_{\acute{a}x} = -\frac{\omega L^3}{6EI} = \frac{1,000N/m * (5m)^3}{6 * \left(\frac{2.2 \times 10^{10}N}{m^2}\right) * (3.57 \times 10^{-3}m^4)} = 0.000268m$$

Obteniendo en el Code Aster, como se muestra en las figuras 4.10 y 4.11, considerando al concreto y acero trabajando en el rango elástico:

DZ=-0.000997m

DRX=-0.000268

DRY=-2.94973E-09

DRZ=0.00

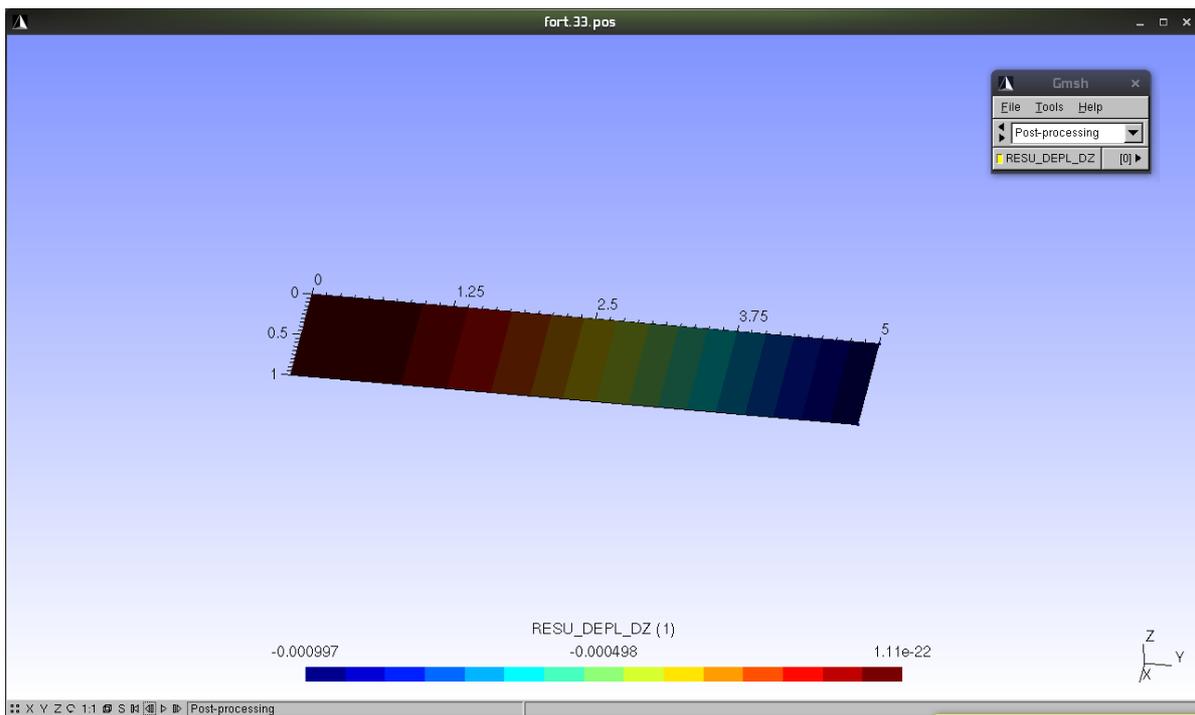
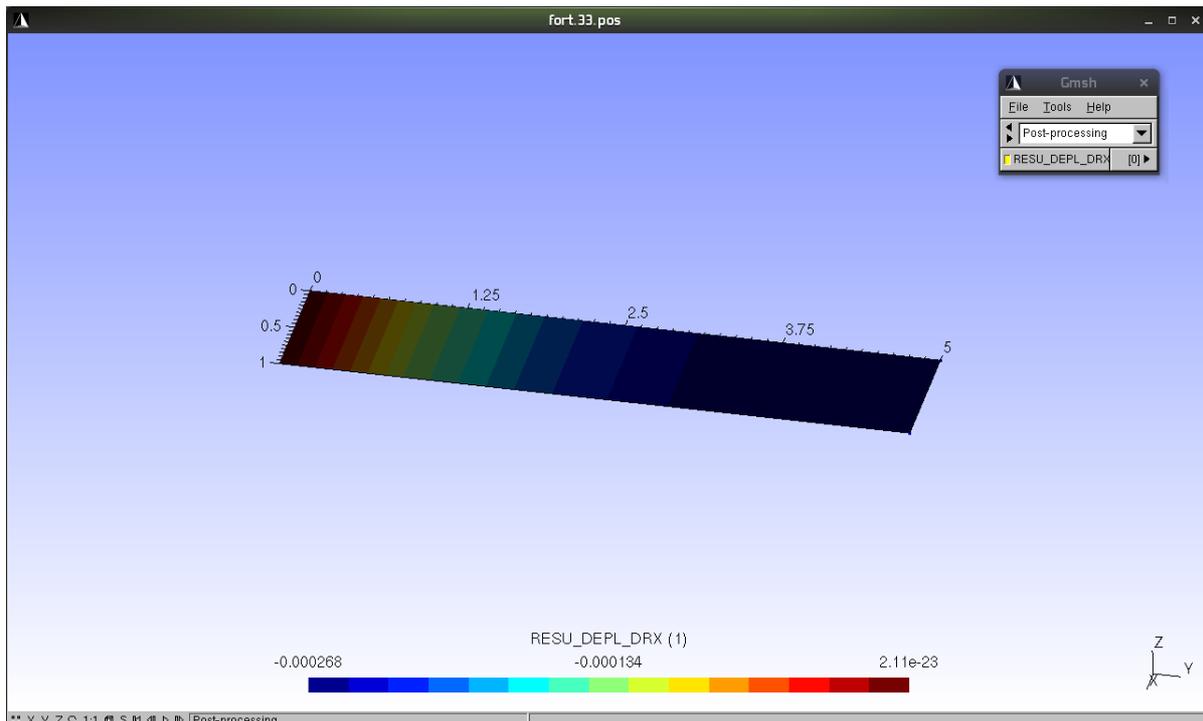


Fig. 4. 10 Desplazamientos en la dirección Z en la viga en el instante final de cálculo



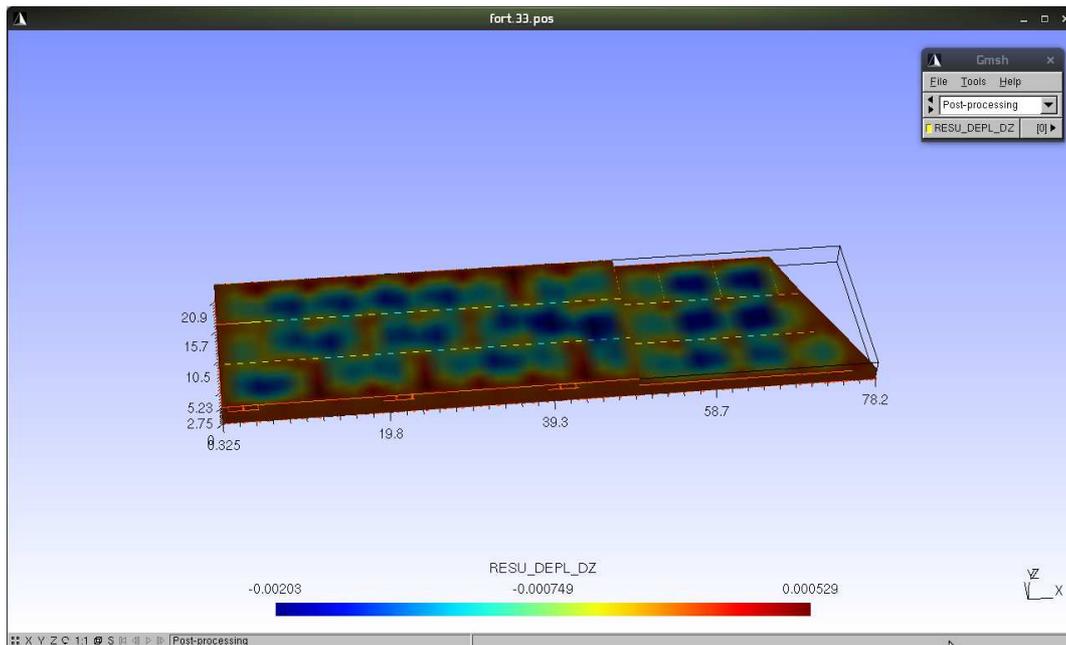
**Fig. 4. 11 Desplazamientos rotacionales en X en la viga en el instante final de cálculo**

Por lo cual, al no tener casi margen de error (0.7%), se acepta que la función implementada en el Code Aster *ENDO\_ISOT\_BETON* combinada con *GRILLE\_MEMBRANE* se comporta de manera estable y confiable.

#### **IV.2 Comparativa entre los resultados numéricos del cajón de cimentación en un análisis elástico con C.L. de empotramiento y resortes**

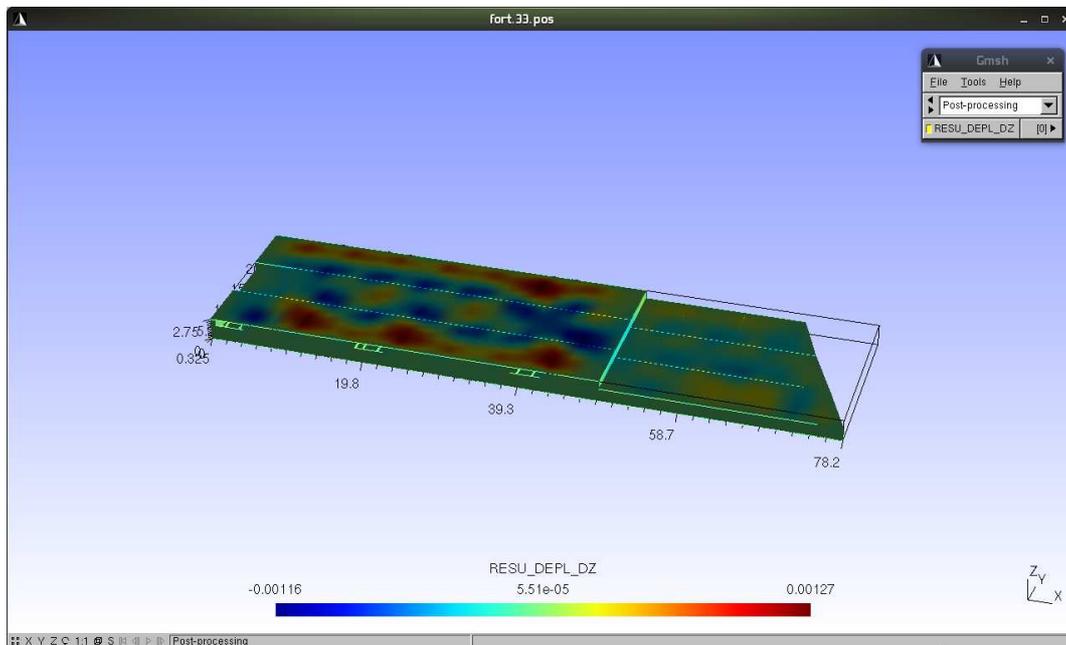
Teniendo la función constitutiva *GLRC\_DAMAGE* y *ENDO\_ISOT\_BETON* combinada con *GRILLE\_MEMBRANE* validadas, se realizó una comparativa entre los desplazamientos obtenidos al evaluar numéricamente la respuesta del cajón de cimentación con C.L. de empotramiento y como resortes de manera elástica, con la finalidad de dar al lector una idea rápida de la influencia de la deformabilidad de los resortes en el cajón de cimentación.

En primer lugar el cajón se analizó elásticamente con C.L. de empotramiento para un solo instante de tiempo sin considerar la carga transferida de la súper estructura como incremental, en el cual se observa que los máximos desplazamientos y reacciones se encuentran en la losa tapa y en los muros como se muestra en la figura 4.12.



**Fig. 4. 12 Desplazamientos del cajón con base rígida**

Al hacer la comparativa con el mismo modelo del cajón de cimentación y considerando un solo instante de tiempo, realizando un análisis estático lineal y las cargas transferidas de la superestructura como no incrementales, se observa variación tanto en los desplazamientos y reacciones como en la posición donde se presenta los máximos valores de los mismos como se observa en la figura 4.13.



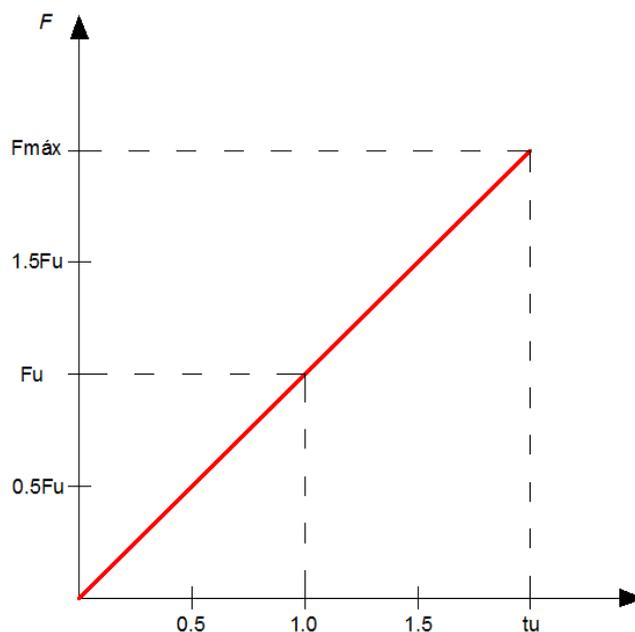
**Fig 4. 13 Desplazamientos del cajón con resortes**

Se puede apreciar que al introducir resortes la magnitud de los desplazamientos se ve incrementada, considerando y ratificando que la influencia de la compresibilidad del suelo incrementa la magnitud de los desplazamientos en la estructura y disminuye los elementos mecánicos al flexibilizarse la estructura.

### IV.3 Comparativa de resultados entre el análisis elástico, la función constitutiva *GLRC\_DAMAGE* y *ENDO\_ISOT\_BETON*.

Como se mencionó en el capítulo III, se aplicaron para C.L. de empotramiento y resortes un análisis elástico con la función *MECA\_STATIQUE*, un análisis con la función constitutiva no lineal que incorpora daño *GLRC\_DAMAGE* y la implementación de la parrilla de acero (*GRILLE\_MEMBRANE*) en la función de comportamiento no lineal *ENDO\_ISOT\_BETON*, y se determinó la variabilidad del comportamiento estructural ante las diferentes funciones de comportamiento.

Para la comparativa de la respuesta ante diferentes funciones constitutivas, la sollicitación de carga es un *push-over*, esto es, cargas incrementales en el historial de tiempo, obedeciendo una función lineal incremental relación 1:1.



Gráfica 4. 4 Función incremental de tipo *push-over*

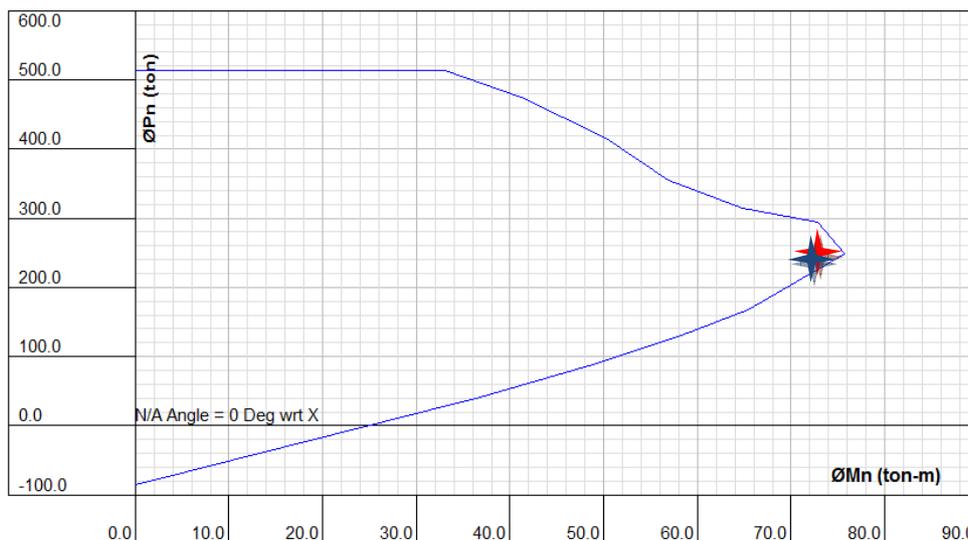
Como se muestra en la gráfica 4.4, los instantes de cálculo están relacionados de manera directa con la carga última o de diseño, siendo que para el instante 1 se alcanza la resistencia para la que fue diseñado el cajón de cimentación, y por lo tanto para el instante último de cálculo ( $t_u$ ) se determina la resistencia máxima que puede alcanzar la estructura.

Los elementos viga Bernoulli (columnas y vigas) se consideraron como elásticos durante todos los procesos de cálculo, tanto para base rígida como para resortes. Para

comprobar su comportamiento elástico se determino la curva de interacción de la columna con sección de 65x65cm con 8 varillas del #6 en su sección transversal y un esfuerzo a compresión  $f'c=250\text{kg/cm}^2$ . Dicha curva (figura 4.14) se obtuvo con la ayuda del programa *CSI-COLUMN* versión 8.3.1.

★ Caso CI. Elementos mecánicos transferidos de la súper estructura

★ Caso CII. Elementos mecánicos transferidos de la súper estructura, sub-presión y empuje lateral



**Fig. 4. 14 Curva de interacción de la columna con el programa CSI-COLUMN**

Los datos obtenidos en la columna más esforzada en el Code Aster cuando solo se transfieren elementos mecánicos de la súper estructura (Caso CI), son:

$$MZ=7.77368E+05 \text{ N-m} \rightarrow 77.74 \text{ t-m}$$

$$Rz=2.38292 \text{ E+06 N} \rightarrow 238.292 \text{ t}$$

Y para cuando se aplican las cargas de sub-presión y el empuje lateral inducidas por el suelo en la losa fondo del cajón y en los muros respectivamente (Caso CII), se tienen los siguientes elementos mecánicos:

$$MZ=7.59E+05 \text{ N-m} \rightarrow 75.9 \text{ t-m}$$

$$Rz=2.1792 \text{ E+06 N} \rightarrow 217.92 \text{ t}$$

Lo cual al ubicarlos en la curva de interacción de la estructura se observa claramente que la columna queda dentro de la curva, lo cual indica que la columna trabaja de forma elástica.

Al hacer el análisis con las diferentes leyes de comportamiento y para ambos casos de carga (Caso CI y Caso CII), se realizaron las gráficas Momento-Desplazamiento,

Reacción-Desplazamiento, Momento-Flecha para cada elemento estructural (muros, losa tapa, losa fondo) en sus nodos más afectados respectivamente; de igual forma, se obtuvo una gráfica Esfuerzo-Deformación del nodo más dañado del elemento estructural muro cercano a los huecos, puesto que es el elemento que falla primero (figura 4.15).

### IV.3.1 Resultados Caso CI

#### Curva Esfuerzo-Deformación

Primero se presenta la variación en la curva Esfuerzo-Deformación determinada en el nodo 2060, el cual es el más esforzado que corresponde a un elemento estructural muro en un nodo cercano a un hueco de respiradero, como se muestra en la figura 4.15.

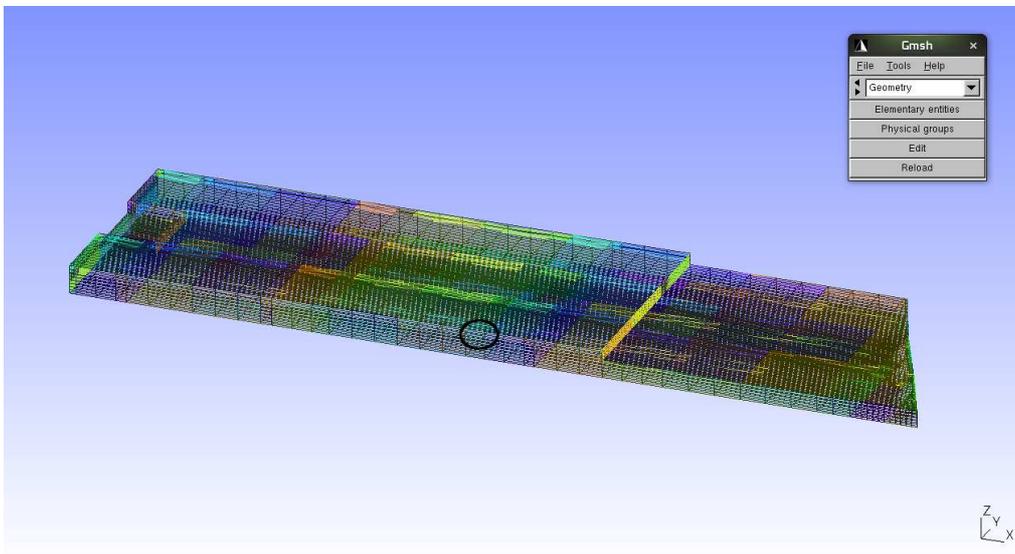
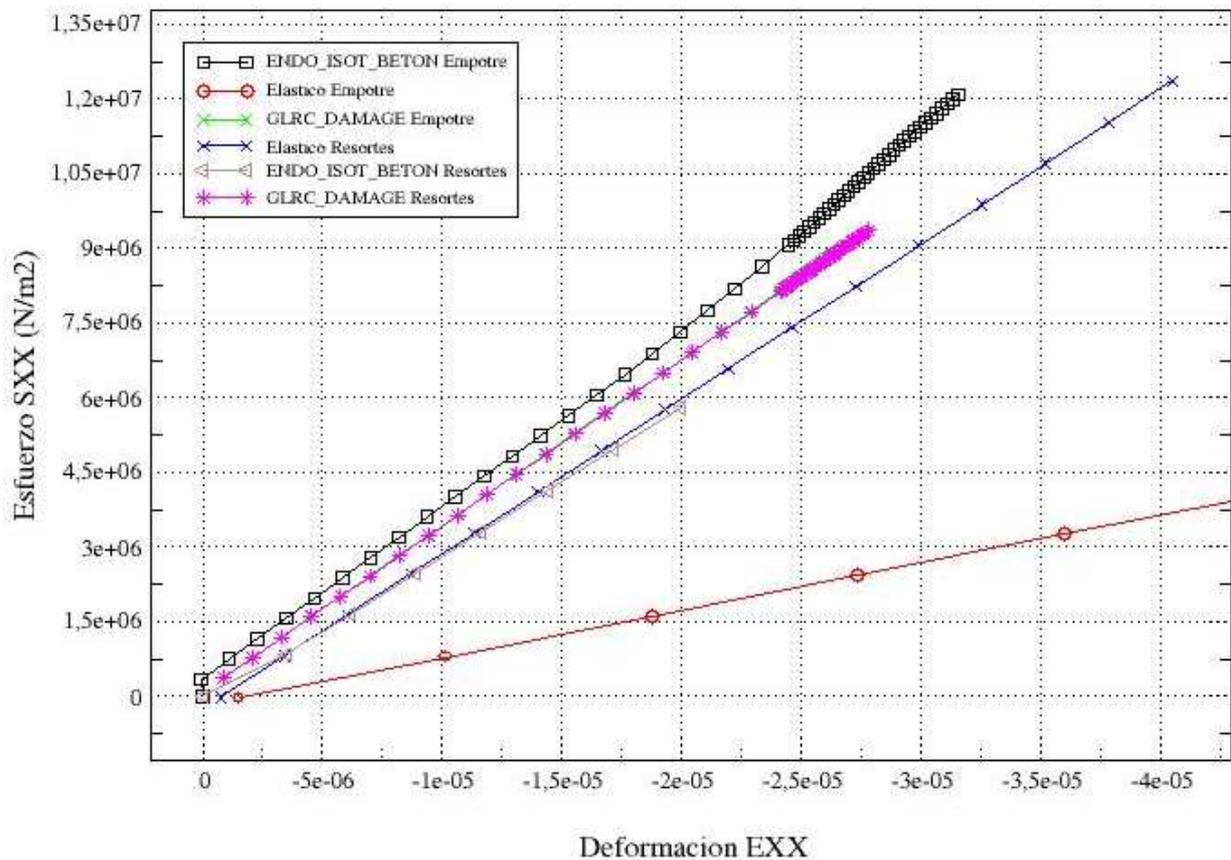


Fig. 4. 25 Nodo 2060 correspondiente a un elemento estructural muro CI.

## Curva Esfuerzo-Deformacion



**Gráfica 4. 5 Curva Esfuerzo-Deformación del elemento más esforzado en el muro**

Puede apreciarse en la gráfica 4.5 que los comportamientos son similares al aplicar las dos funciones constitutivas no lineales mencionadas con anterioridad, en la presencia de los resortes o el empujamiento. Dichas curvas denotan mayor esfuerzo en el muro con respecto al comportamiento elástico por la presencia del acero de refuerzo.

Para el caso de la función constitutiva *ENDO\_ISOT\_BETON* implementada en ambos modelos M1 y M2, se detectó que la falla local en uno de los muros se presenta cuando las solicitaciones últimas alcanzan valores de 49% superiores a las de diseño, que desde el punto de vista de los cálculos corresponde al instante en que deja de existir convergencia numérica. En otras palabras, esto quiere decir que a medida que diversos puntos incursionan en el rango inelástico el número de iteraciones aumenta dificultando la convergencia. Cabe señalar que este efecto intentó controlarse mediante una técnica de pilotaje, la cual consiste en que a medida que el análisis se aproxima al instante de la falla, el paso de tiempo se reduce en valores proporcionales con la finalidad de facilitar de manera apropiada la evolución local del daño antes de alcanzar la falla del elemento estructural.

Para el caso de la función constitutiva *GLRC\_DAMAGE* con base rígida la estructura presenta la falla local en uno de los muros cuando las solicitaciones últimas alcanzan un valor de 25% superiores a las de diseño, por lo cual para el caso elástico se estableció el límite de tiempo para 1.5 instantes de cálculo.

### Losa tapa

A continuación se muestra el comportamiento de los elementos estructurales del cajón de cimentación a través de curvas Momento-Desplazamiento. El momento que aquí se presenta se obtuvo en el nodo con mayor participación en la historia del tiempo, de igual forma el desplazamiento, siendo éste un nodo diferente al del momento.

Las curvas que se muestran en la gráfica 4.6 corresponden al nodo 7408 de la malla, correspondiente a la losa tapa del cajón, tal como se muestra en la figura 4.16

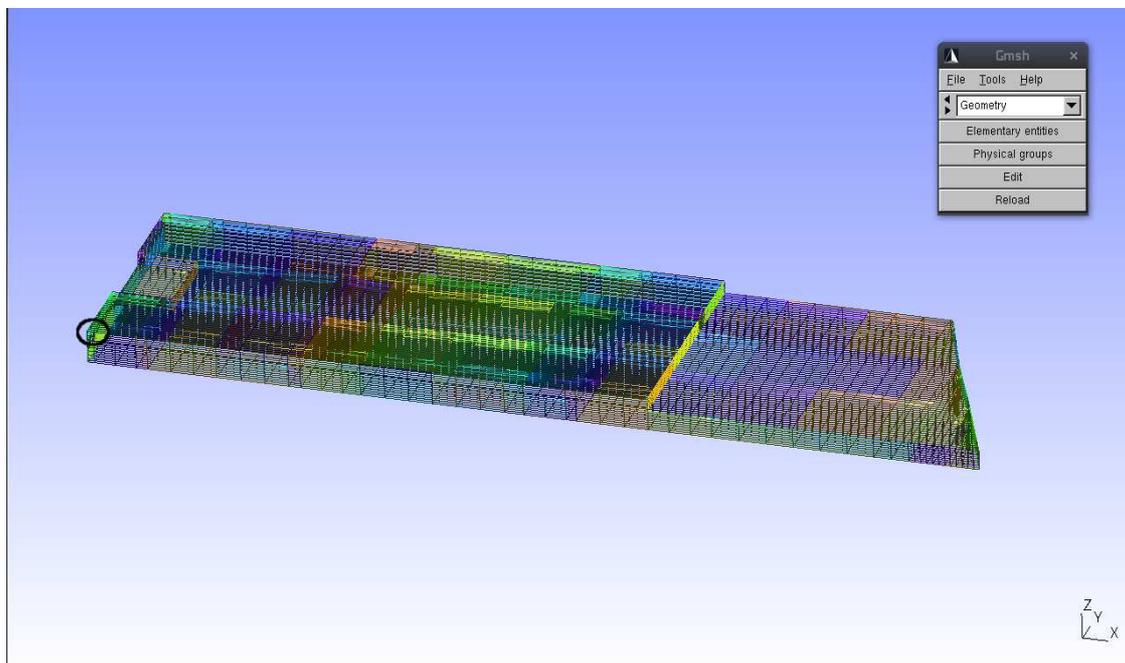
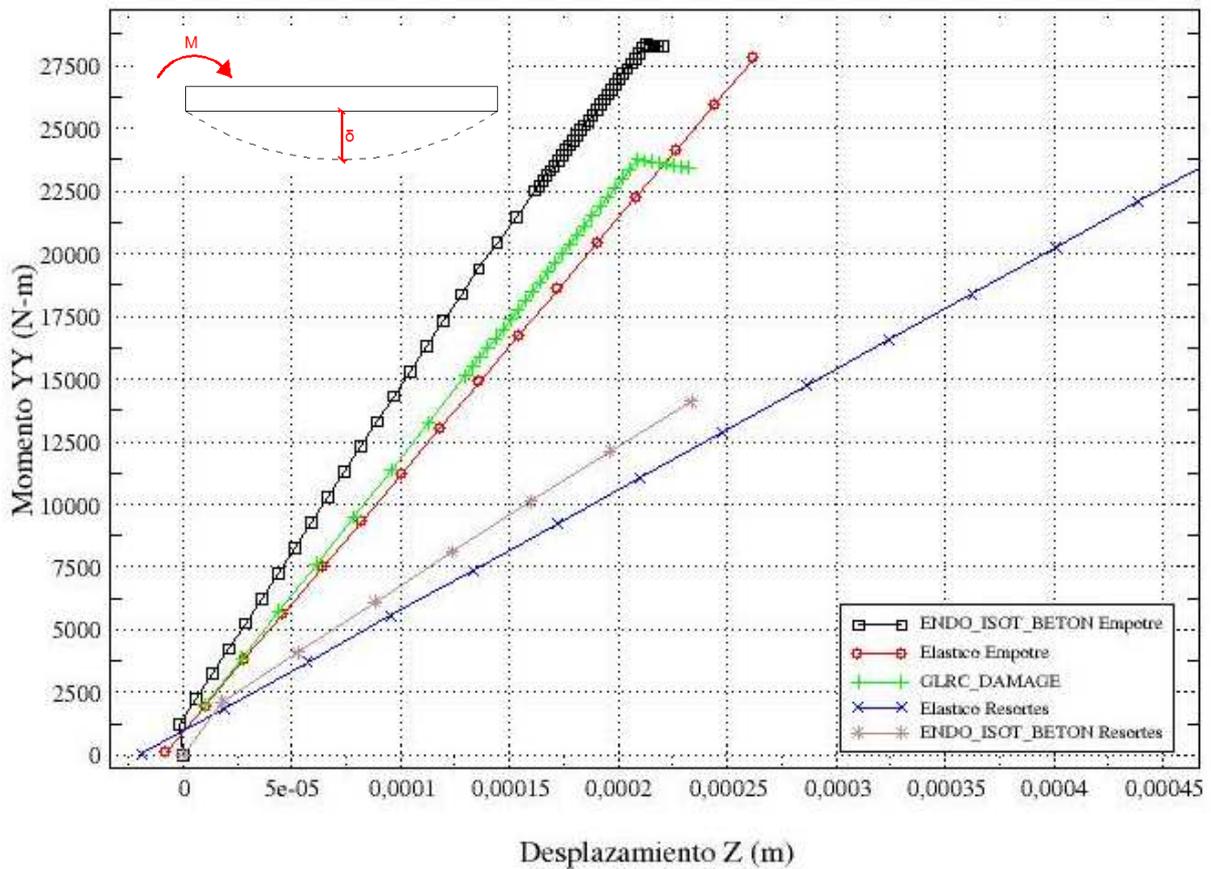


Fig. 4. 36 Nodo 7408 correspondiente a un elemento estructural de la losa tapa CI.

### Curva Momento-Desplazamiento Losa Tapa



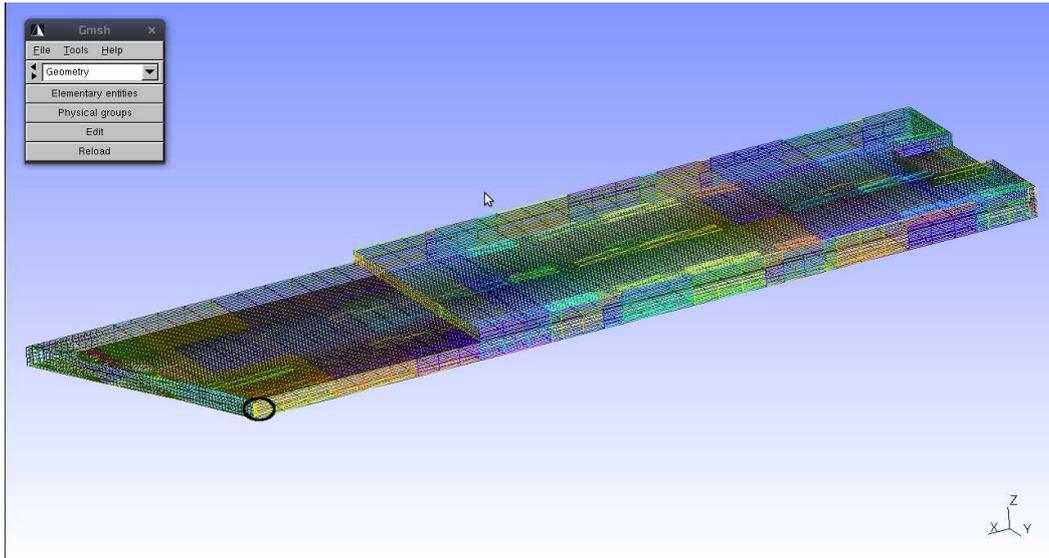
**Gráfica 4. 6 Curva Momento-Desplazamiento en la losa tapa**

En las curvas de comportamiento mostradas en la gráfica 4.6 puede apreciarse que la ley *ENDO\_ISOT\_BETON* es la que desarrolla mayor rigidez lo cual contribuye a que se generen mayores momentos ante los mismos desplazamientos que los otros comportamientos; de igual forma la estructura falla al implementar la ley *GLRC\_DAMAGE* CON C.L. de resortes, sin poder identificar exactamente el elemento que falla, es por eso que no se presenta gráfica de comportamiento para tal condición; y para la ley *ENDO\_ISOT\_BETON* con C.L. de resortes se presenta la falla local al alcanzar apenas un 70% de la carga de diseño, por eso el comportamiento “trunco” mostrado en la gráfica 4.6; sin embargo, esto no quiere decir que el elemento estructural falle, sino que al presentarse la falla local del elemento genera una singularidad en la matriz de rigideces que no permite la convergencia del método numérico.

## Muros

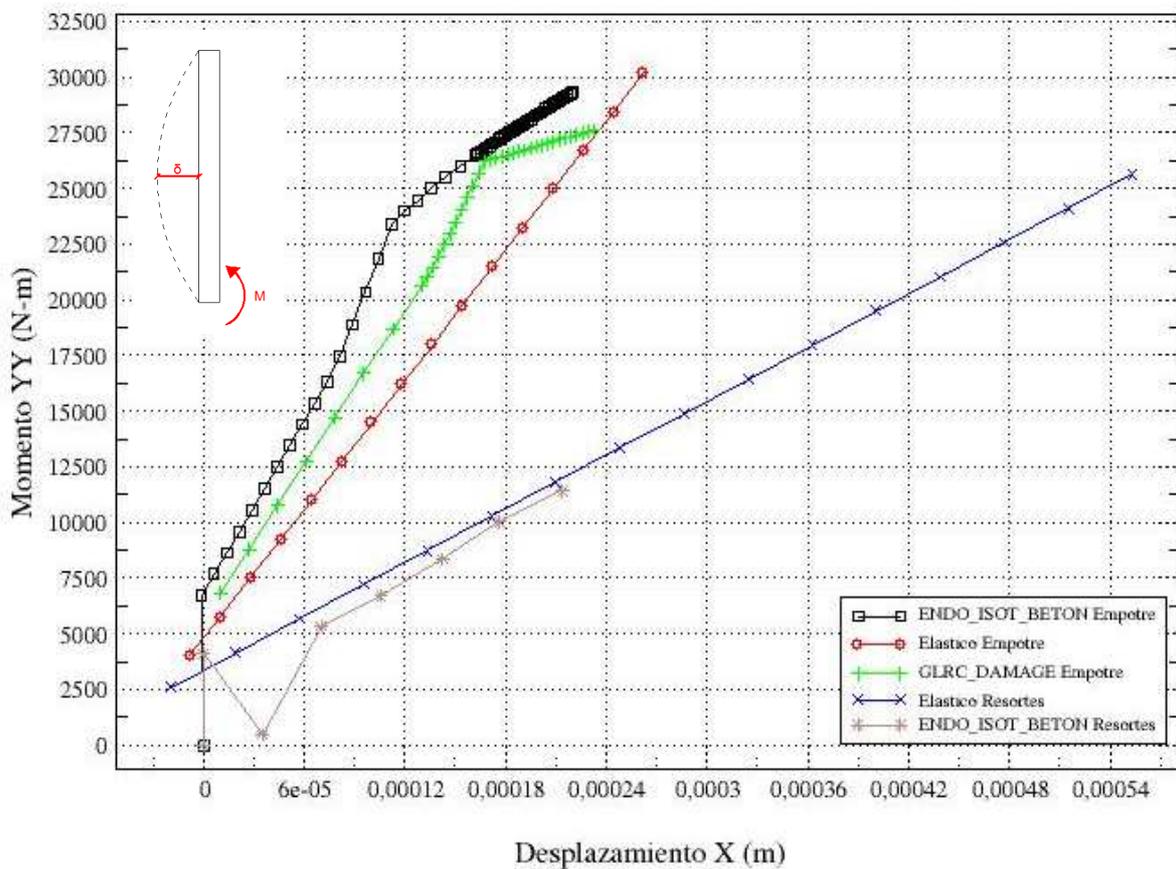
En la gráfica 4.7 se presenta la comparativa del comportamiento de los muros a través de la curva Momento-Desplazamiento, considerando los diversos comportamientos, ya señalados anteriormente.

El nodo de análisis para describir el comportamiento del elemento estructural muro, se presenta en el nodo 6276 el cual es el más dañado y que se señala en la figura 4.17.



**Fig. 4. 47** Nodo 6276 correspondiente a un elemento estructural muro CI.

### Curva Momento-Desplazamiento Muros



**Gráfica 4.7 Curva Momento-Desplazamiento en muros**

El comportamiento abrupto que se presenta en algunas curvas de comportamiento en el instante inicial puede deberse a que las funciones constitutivas se acoplan entre sí en el primer instante, además, debido a la sollicitación del *push-over*, para el instante cero, la única carga aplicada es el peso propio, el cual se ve reflejado hasta el primer instante de tiempo cuándo las cargas transferidas de la superestructura comienzan a actuar sobre el cajón de cimentación. En algunas curvas de comportamiento siguientes puede apreciarse el mismo comportamiento inicial del cajón de cimentación.

En la gráfica 4.7 se puede deducir que el modelo *ENDO\_ISOT\_BETON* aporta mayor rigidez al elemento estructural en comparación con los otros modelos de comportamiento, ya que produce un mayor momento flexionante en los extremos del muro para un mismo desplazamiento horizontal medido al centro del muro. Cuando al mismo modelo se le aplican C.L. de resortes se presenta la falla local al 70% de la carga de diseño, por el mismo fenómeno citado en la gráfica 4.6.

Las variaciones en la pendiente a lo largo del historial del tiempo, indican las cargas antes las cuales la estructura comienza a fluir y aprovechar su condición no lineal, tal como se espera de estas funciones constitutivas.

Teóricamente, el comportamiento elástico debería reflejar elementos mecánicos mayores, sin embargo, en los otros modelos de comportamiento se determinan las características del acero (sección, diámetro, etc.) e incluso en la función *ENDO\_ISOT\_BETON* y *GRILLE\_MEMBRANE* se crea una malla en específico, paralela a los elementos estructurales, que posteriormente es definida como una parrilla de acero, es por esto que las funciones no lineales reportan mayor rigidez y mayores elementos mecánicos.

### IV.3.2 Resultados Caso CII

De la misma manera que para el Caso CI se obtuvieron gráficas de esfuerzo-deformación, y de comportamiento Momento-Desplazamiento o momento-flecha para los elementos estructurales del cajón, sólo que como se describió previamente, el cajón ahora se encuentra sometido a cargas laterales aplicadas en un muro simulando el empuje del suelo, así como carga en la losa fondo representando el efecto de sub-presión.

Al igual que en el Caso CI las cargas transferidas de la superestructura son de tipo incrementales en relación 1:1 con respecto al tiempo, o de tipo *pushover*, mientras que las cargas laterales y la de sub-presión no se consideran incrementales sino como un empuje estático.

#### Curva Esfuerzo-Deformación

Primero se muestra en la gráfica 4.8 la curva de esfuerzo-deformación para el elemento más dañado de la malla, el cual es el nodo 2060 que se muestra en la figura 4.18, correspondiente a un elemento estructural muro, siendo precisamente el mismo nodo de falla que para el Caso CI.

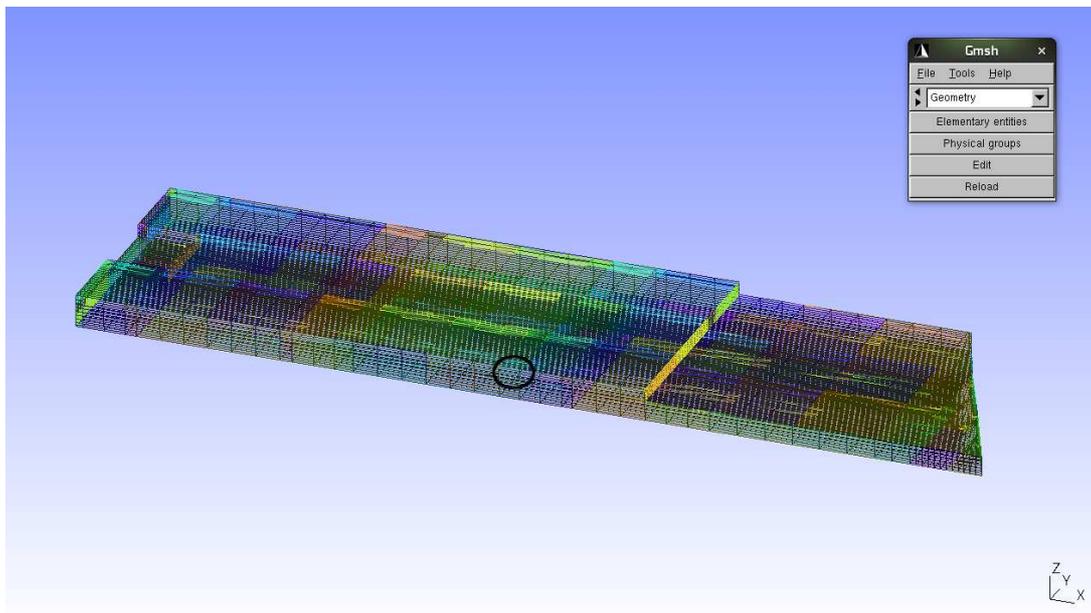
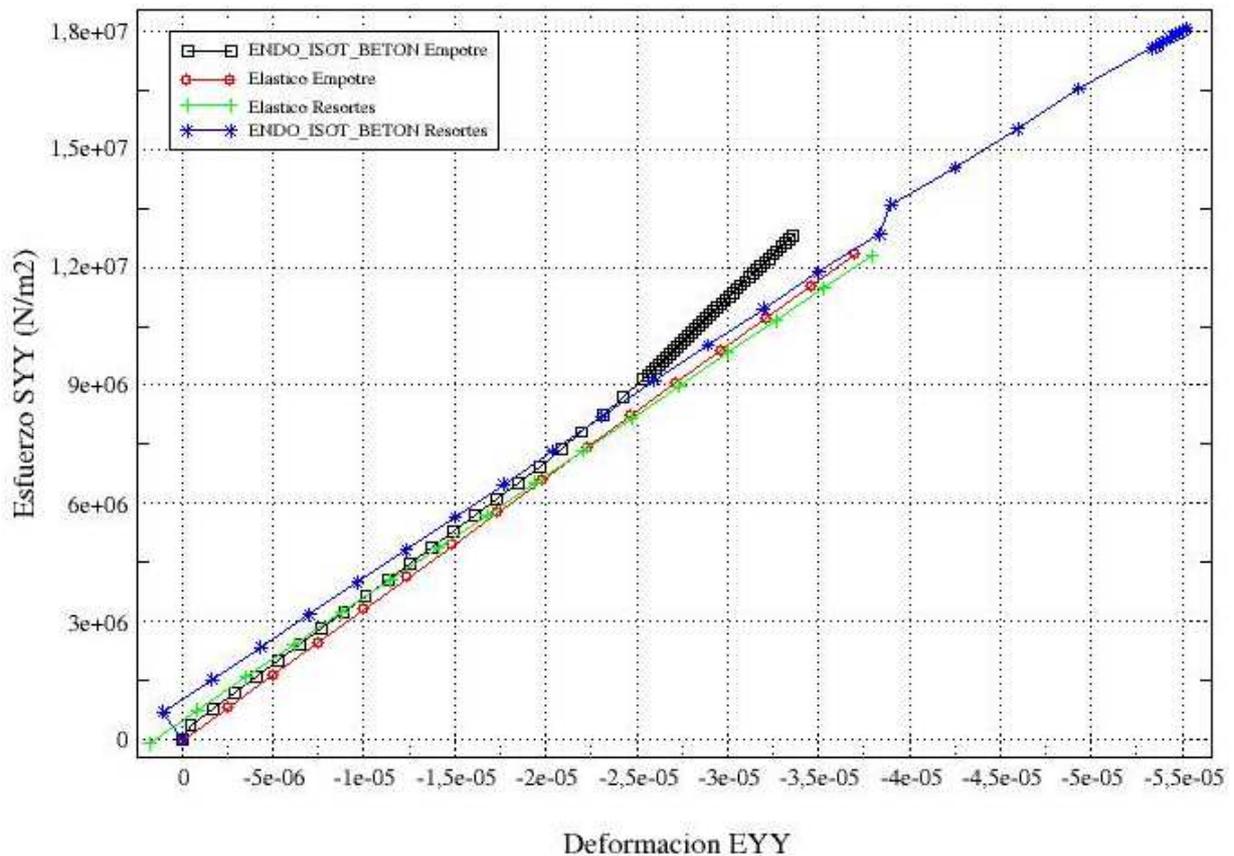


Fig. 4. 58 Nodo 2060 correspondiente a un elemento estructural muro CII.

## Curva Esfuerzo-Deformacion



**Gráfica 4. 8 Curva Esfuerzo-Deformación del elemento más esforzado en el muro**

En la gráfica 4.8 puede observarse que no existe gran variación en comportamiento entre las diferentes leyes de comportamiento, esto puede deberse a algún error numérico que desafortunadamente no fue localizado. Además algo que cabe destacar es que la ley *ENDO\_ISOT\_BETON* combinada con la ley *GRILLE\_MEMBRANE* encuentra la falla local cuando las solicitaciones últimas alcanzan un valor 109% superior a la carga de diseño. Además la función constitutiva *GLRC\_DAMAGE* no fue posible implementarla con ningún tipo de C.L. debido a que presentaba la falla desde el primer instante de aplicación sin poder determinar la causa de ello, ni el elemento estructural o localidad que presenta la falla, es por ello que en ninguna gráfica consecuente se muestran los resultados de dicho análisis.

A continuación se muestra el comportamiento de los elementos estructurales del cajón de cimentación a través de curvas Momento-Desplazamiento. El momento que aquí se presenta se obtuvo en el nodo con mayor participación en la historia del tiempo, de igual forma el desplazamiento, siendo éste un nodo diferente al del momento.

### Losa tapa

Las curvas que se muestran en la gráfica 4.9 corresponden al nodo 7408 de la malla, correspondiente a la losa tapa del cajón, tal como se muestra en la figura 4.19

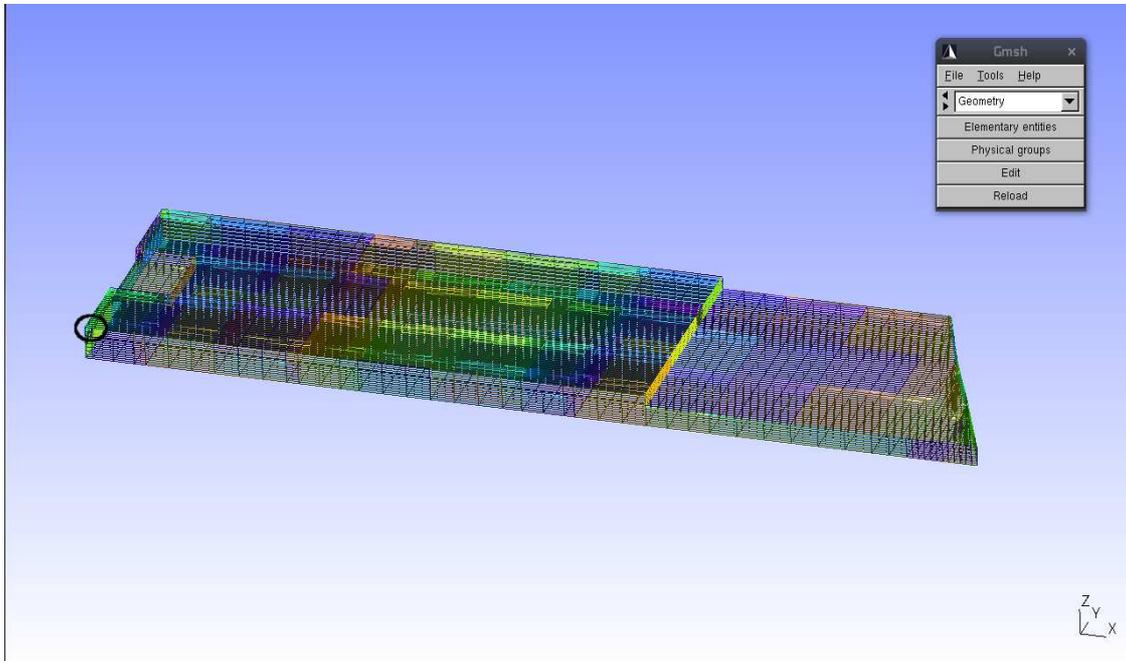
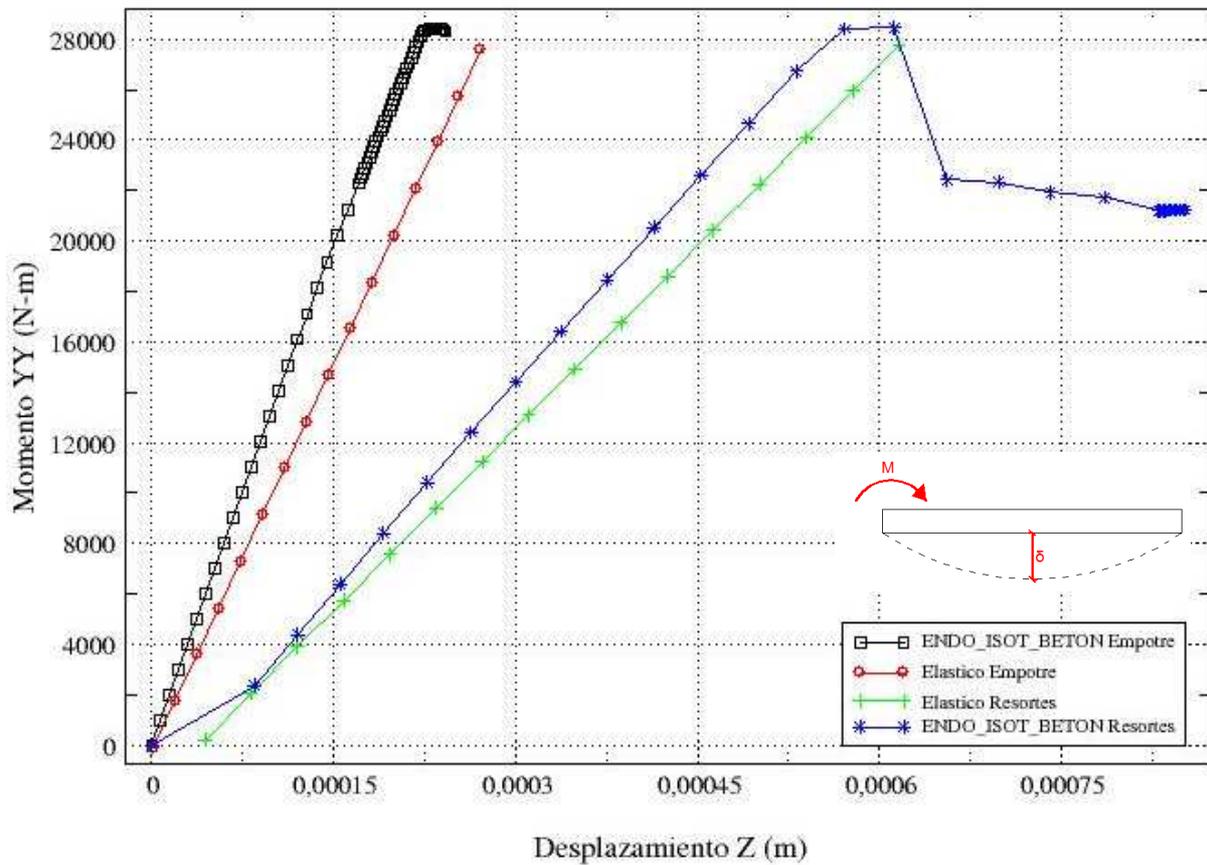


Fig. 4. 69 Nodo 7408 correspondiente a un elemento estructural de la losa tapa CII.

### Curva Momento-Desplazamiento Losa Tapa



**Gráfica 4. 9 Curva Momento-Desplazamiento en la losa tapa**

En la gráfica 4.9 se aprecia que para la ley *ENDO\_ISOT\_BETON* modelo M1, la estructura alcanza a desarrollar una etapa corta de fluencia antes de presentar la falla local, la cual se presenta cuando las solicitaciones últimas alcanzan un valor 10% superior a las cargas de diseño más de la carga para la que fue diseñada; mientras que para la misma ley de comportamiento modelo M2, la estructura soporta hasta un 109% de carga adicional a la de diseño, presentando más marcadamente su etapa de fluencia hasta alcanzar la falla local.

### Muros

En la gráfica 4.10 se presenta la comparativa del comportamiento de los muros a través de la curva Momento-Desplazamiento, considerando los diversos comportamientos ya señalados anteriormente.

El nodo de análisis para describir el comportamiento del elemento estructural muro, que se presenta es el nodo 6276 el cual es el más dañado y que se señala en la figura 4.20.

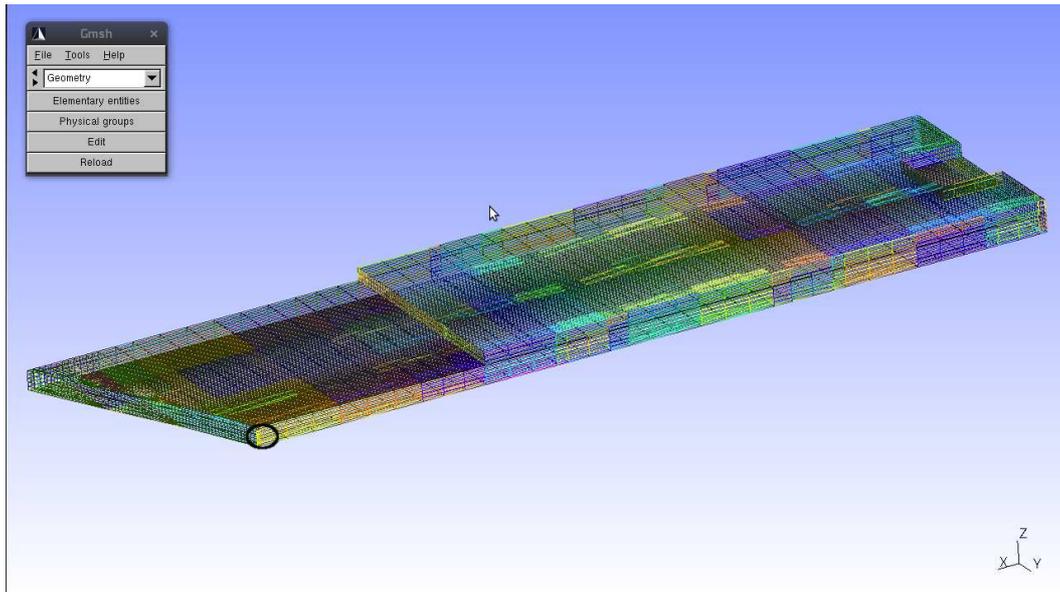
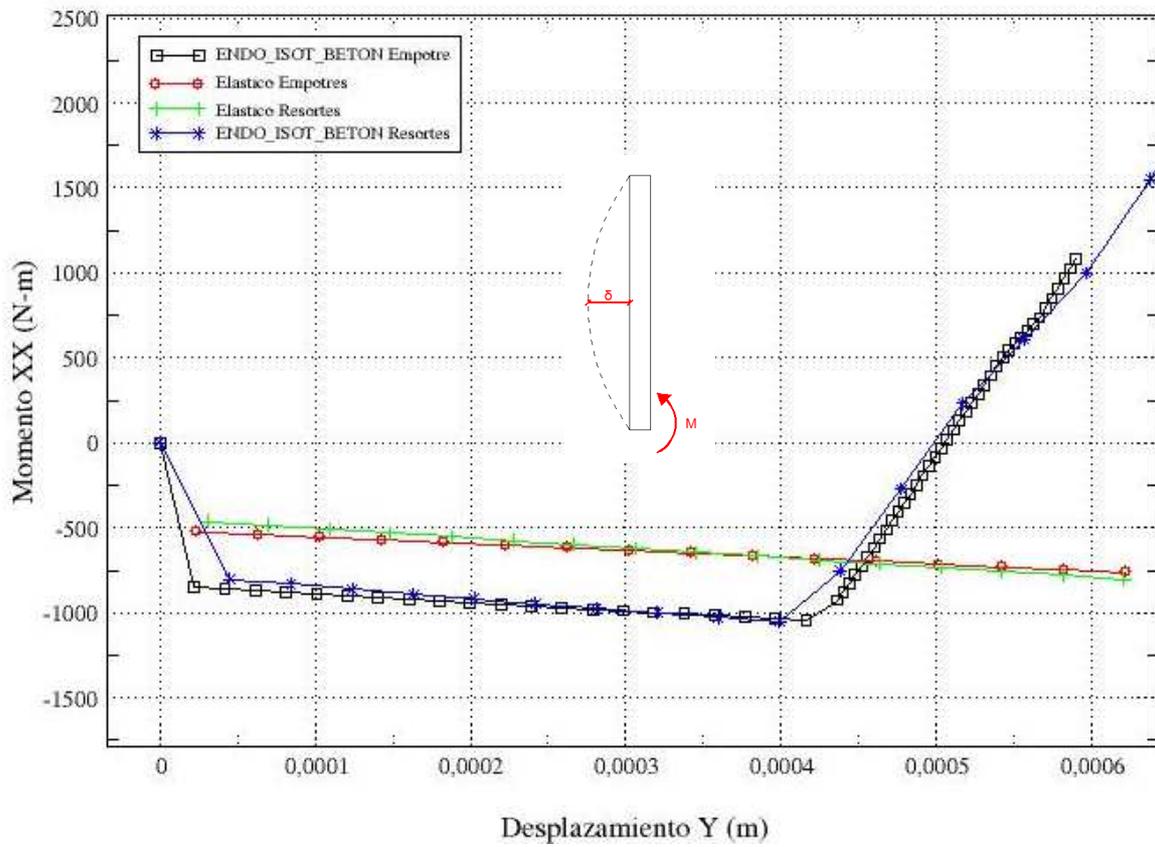


Fig. 4. 20 Nodo 6276 correspondiente a un elemento estructural muro CII.

### Curva Momento-Desplazamiento Muros



Gráfica 4. 10 Curva Momento-Desplazamiento en muros

El comportamiento de reversión de momentos que puede observarse en la gráfica 4.10 para la ley *ENDO\_ISOT\_BETON* ante C.L. de empotramiento y resortes puede deberse a la influencia del efecto de deformabilidad de los resortes en la estructura que en determinado momento (aproximadamente al 80% de la carga de diseño) son tal, que la estructura comienza a presentar un comportamiento reversivo o a que la carga transferida de la superestructura de tipo *push-over* en determinado momento supera al empuje lateral estático y se presenta la reversión de momentos.

Además se observa que los elementos mecánicos son mayores para la función no lineal que para el caso elástico, esto es debido, al igual que en casos anteriores, por la incorporación del acero de refuerzo en la función no lineal.

#### IV.4 Análisis modal del cajón de cimentación

Finalmente, se presenta una comparativa entre los modos de vibrar del cajón de cimentación al considerar la base rígida y con resortes con la misma finalidad de observar la influencia de la deformabilidad en el suelo sobre la estructura. Los modos de vibrar para el cajón con base rígida se presentan en las figuras 4.22 y 4.23, los valores numéricos de 25 modos de vibrar en las figuras 4.24 y 4.25.

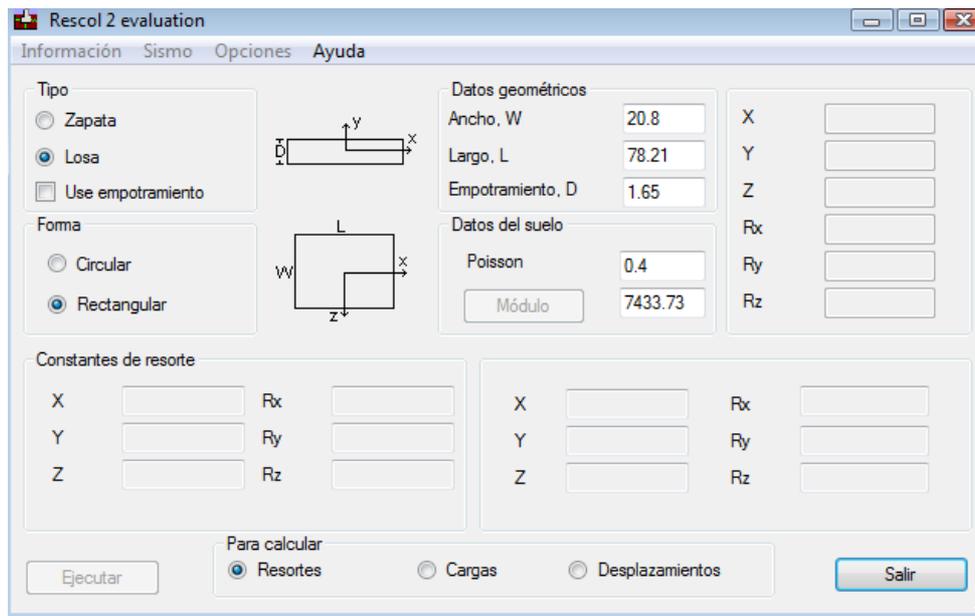
Para el cajón con resortes como C.L. se determinó el valor de las rigideces dinámicas de los resortes, para ello se empleo el programa Rescol 2.1 (figura 4.21), el cual al introducir valores de velocidad de onda de los estratos de suelo y un valor promedio de módulo de cortante del suelo, datos que se extrajeron del estudio de mecánica de suelos, pero únicamente se consideraron como representativos, por la altura del cajón de cimentación, los primeros dos estratos del reporte de mecánica de suelos equivalentes a una profundidad de 20m, además de introducir valores de ancho, largo y profundidad de desplante del cajón de cimentación. Teniendo como resultado el valor de un súper resorte equivalente a toda la masa de suelo en contacto con la losa fondo del cajón, por lo cual posteriormente se discretizó de acuerdo al área de influencia de cada nodo de la malla.

Los valores de los resortes dinámicos obtenidos con la ayuda del programa Rescol, son:

$$\begin{aligned} X &= 8.9312 \text{ E}+05 \text{ t/m}^2 \\ Y &= 9.9982 \text{ E}+05 \text{ t/m}^2 \\ Z &= 1.2847 \text{ E}+06 \text{ t/m}^2 \\ R_x &= 1.7884 \text{ E}+08 \text{ t/m}^2 \\ R_y &= 9,4582 \text{ E}+08 \text{ t/m}^2 \\ R_z &= 9.4582 \text{ E}+09 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Que al discretizarlos en el área tributaria de cada nodo, quedan valores para cada resorte dinámico, sin considerar rotaciones, de:

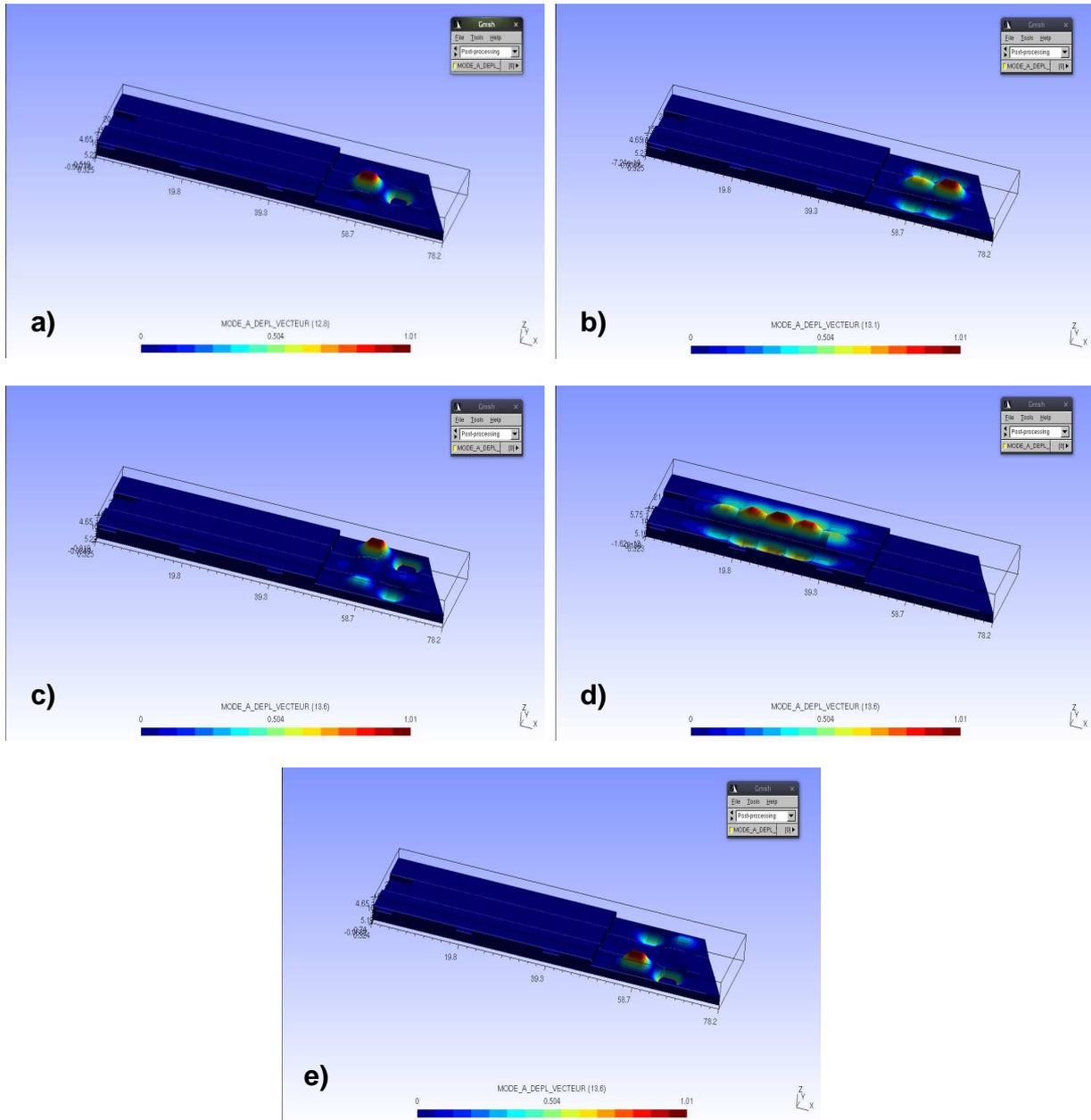
$$X=2.9044 \text{ E}+02 \text{ t/m}^2; Y=4.1779 \text{ E}+02 \text{ t/m}^2; Z=3.2514 \text{ E}+02 \text{ t/m}^2$$



**Fig. 4. 21 Programa Rescol versión 2.1.**

En las figuras 4.22 y 4.23 se puede apreciar visualmente el efecto de deformabilidad del suelo en los modos de vibrar de la estructura.

Posteriormente en las figuras 4.24 y 4.25 se observa que hasta el modo de vibrar 6 del cajón con base flexible es similar al modo de vibrar 1 del cajón con base rígida. Además debido a la flexibilización del suelo, es importante notar que se generan más nodos de vibrar, ya que la estructura se asienta de forma diferencial, provocando n formas modales.



**Fig. 4. 22 Modos de vibrar del cajón con base rígida**  
**a) Modo 1; b) Modo 2; c) Modo 3; d) Modo 4; e) Modo Superior.**

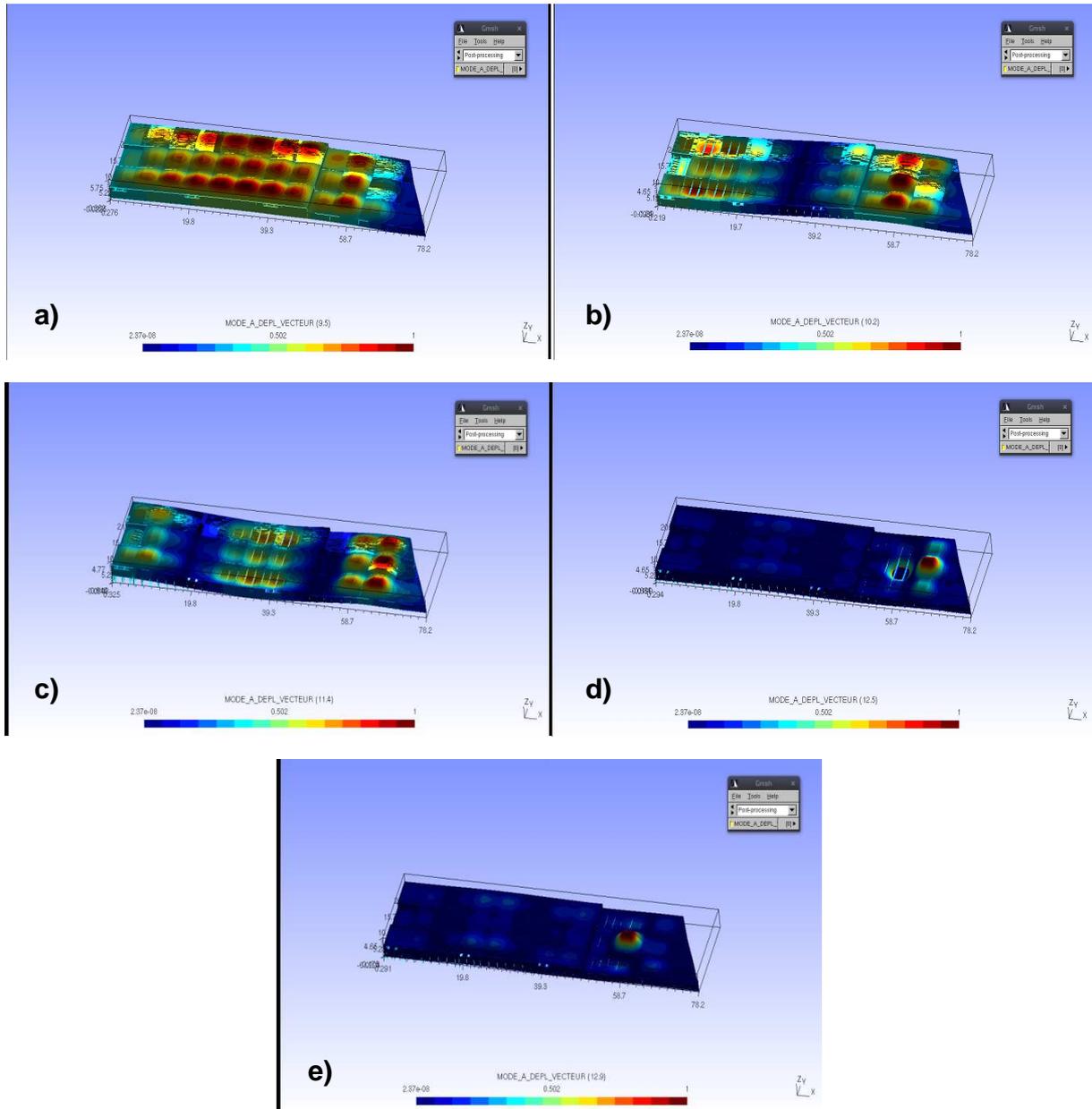


Fig. 4. 23 Modos de vibrar del cajón con resortes  
a) Modo1; b) Modo 2; c) Modo 3; d) Modo 4; e) Modo Superior.

```

-----
CALCUL MODAL:  METHODE D'ITERATION SIMULTANEE
                METHODE DE LANCZOS

NUMERO  FREQUENCE (HZ)  NORME D'ERREUR  ITER_QR
  1      1.28147E+01  2.79510E-12     5
  2      1.31244E+01  4.87029E-12     5
  3      1.35791E+01  3.57537E-12     5
  4      1.35928E+01  5.03826E-12     5
  5      1.36095E+01  3.45303E-12     5
  6      1.37411E+01  6.40767E-12     5
  7      1.39732E+01  5.70269E-12     5
  8      1.40956E+01  3.85849E-12     5
  9      1.42265E+01  5.78671E-12     5
 10      1.42582E+01  5.44950E-12     5
 11      1.44486E+01  3.16964E-12     5
 12      1.47403E+01  3.58784E-12     5
 13      1.48445E+01  7.81274E-12     5
 14      1.49023E+01  4.39981E-12     5
 15      1.49260E+01  4.68087E-12     5
 16      1.49411E+01  4.44067E-12     5
 17      1.50009E+01  4.08547E-12     5
 18      1.50054E+01  6.25563E-12     5
 19      1.53212E+01  6.03474E-12     5
 20      1.54376E+01  5.17873E-12     5
 21      1.55411E+01  6.85884E-12     5
 22      1.57073E+01  6.31003E-12     5
 23      1.58720E+01  9.82818E-12     5
 24      1.60086E+01  3.25241E-12     5
 25      1.61428E+01  4.21903E-12     5
NORME D'ERREUR MOYENNE:  0.50821E-11
-----

```

Fig. 4. 24 Modos de vibrar con base rígida reportados por el Code Aster

```

-----
CALCUL MODAL:  METHODE D'ITERATION SIMULTANEE
                METHODE DE LANCZOS

NUMERO  FREQUENCE (HZ)  NORME D'ERREUR  ITER_QR
  1      5.61267E-01  2.89578E-09     8
  2      3.07002E+00  1.01334E-10     8
  3      6.05895E+00  3.59832E-11     8
  4      9.30069E+00  5.17883E-11     8
  5      1.19796E+01  2.62711E-11     8
  6      1.29130E+01  3.45844E-11     8
  7      1.31208E+01  4.94849E-11     8
  8      1.35709E+01  9.90926E-12     8
  9      1.35897E+01  1.69125E-11     8
 10      1.36391E+01  2.40693E-11     8
 11      1.37739E+01  4.17466E-11     8
 12      1.39305E+01  8.08733E-12     8
 13      1.40303E+01  5.56581E-11     8
 14      1.41849E+01  1.03297E-11     8
 15      1.42162E+01  2.16512E-11     8
 16      1.42608E+01  2.56578E-11     8
 17      1.45389E+01  1.23614E-11     8
 18      1.45976E+01  1.11772E-11     8
 19      1.46465E+01  1.77005E-11     8
 20      1.48227E+01  3.70889E-11     8
 21      1.48445E+01  2.01780E-11     8
 22      1.48791E+01  2.03266E-11     8
 23      1.49014E+01  3.57975E-11     8
 24      1.49565E+01  2.77433E-11     8
 25      1.53328E+01  2.19784E-11     8
NORME D'ERREUR MOYENNE:  0.14454E-09
-----

```

Fig. 4. 25 Modos de vibrar con resortes reportados por el Code Aster

## Conclusiones

El suelo de una amplia región de la ciudad de México está constituido por arcillas altamente compresibles, lo cual dificulta el análisis y diseño de cimentaciones en general, ya que por sus características mecánicas dichas arcillas inducen una amplificación de los efectos sísmicos que inciden directamente en la respuesta estructural de las edificaciones. Aunado a lo anterior, destacan por su complejidad las cimentaciones compensadas tipo cajón, en las cuales un cierto volumen de suelo es sustituido por parte de la estructura embebida en el mismo. En estos casos, es muy común que los métodos de análisis y diseño se enfoquen únicamente a extraer los elementos mecánicos obtenidos en un análisis global, provenientes de las acciones de la superestructura sobre la cimentación, y ésta se apoye sobre soportes fijos o resortes ideales, revisando por separado las presiones de contacto con el suelo. En estos modelos, los efectos de la deformabilidad del suelo sobre la estructura no son tomados en cuenta, situación que puede agravarse en un escenario sísmico, ya que ante las condiciones dinámicas del suelo y su interacción con la superestructura, puede presentarse una redistribución de esfuerzos tal que puede llegar a comprometer la seguridad del sistema estructural completo.

En la presente tesis se llevó a cabo la modelización y análisis de un cajón de cimentación en los programas **Gmsh** y **Code Aster** respectivamente, empleando diferentes condiciones límite, haciendo énfasis en la modelización del suelo y la influencia de la deformabilidad del mismo en la estructura. De igual forma se implementa a través de la función *GLRC\_DAMAGE* y *ENDO\_ISOT\_BETON + GRILLE\_MEMBRANE*, leyes de comportamiento no lineales para el concreto reforzado aplicado a los elementos cascarón (“*shell*”) presentes en el cajón de cimentación (losas y muros), dejando los elementos vigas con comportamiento elástico. Debe señalarse que si bien las funciones previas son similares, la diferencia radica en la dificultad de implementación, ya que para utilizar la combinación *ENDO\_ISOT\_BETON + GRILLE\_MEMBRANE* se requiere la construcción de mallas adicionales que representan las parrillas de acero en los muros y losas.

El modelo con elementos finitos se construyó con 7742 elementos cascarón tipo DKT de interpolación lineal, y 2683 elementos tipo viga Bernoulli, lo que implica la resolución de 59868 ecuaciones o grados de libertad. Además en el caso de resortes se agregaron 3132 elementos de tipo discreto que corresponden a los resortes, y finalmente en los modelos donde se implementó la función *ENDO\_ISOT\_BETON* se agregaron 7742 elementos tipo *GRILLE* correspondientes a las parrillas del acero de refuerzo.

Las cargas fueron de tipo incremental, transferidas de un análisis para la edificación en estudio realizado en SAP, tomadas de la envolvente de combinaciones sísmicas. Dichas cargas se introdujeron como momentos, fuerzas axiales y fuerzas cortantes aplicadas en los cabezales de las columnas.

Los análisis fueron de tipo estático y cuasi-estático, similar al “push-over” y sin efectos cíclicos. El tiempo de cálculo para los análisis estáticos era de 25 minutos, mientras que para el caso que más tiempo tomó, con la función *ENDO\_ISOT\_BETON* con elementos *GRILLE* el tiempo de cálculo era de 90-120 minutos aproximadamente, debido a la cantidad de elementos tomando en cuenta que solo eran pocos instantes de tiempo.

Al realizar una comparativa entre el análisis convencional y un análisis implementando condiciones límite tipo resorte, se observa que los desplazamientos producidos por las cargas aplicadas en el cajón de cimentación son más grandes cuando se encuentra apoyado en una cama de resortes que cuando el suelo es considerado como una base rígida, modificando además la distribución de las deformaciones y los esfuerzos en elementos estructurales de importancia, como son las losas y los muros, lo que muestra la importancia de considerar dichos efectos de deformabilidad del suelo, que repercuten de forma directa en la distribución y magnitud de los elementos mecánicos, amplificándolos incluso en algunas zonas.

La implementación de leyes de comportamiento no lineales permite evaluar con mayor aproximación las sollicitaciones de falla que la estructura podría soportar más allá de aquellas para las que fue diseñada, debido al aprovechamiento de las capacidades de ductilidad y plasticidad de los materiales. En el caso específico del cajón de cimentación se observó que al presentarse una serie de fallas locales en elementos estructurales, principalmente los muros, ocurre una no convergencia numérica que no precisamente significa el colapso de la estructura, sino la generación de una superficie agrietada que induce singularidades en la diagonal principal de la matriz de rigideces que no permiten que ocurra la convergencia en el método numérico.

La falla local antes mencionada se presenta ante diferentes sollicitaciones de carga al aplicar las diferentes leyes de comportamiento y diferentes C.L.

Para el caso CI, implementado la ley *ENDO\_ISOT\_BETON* con el modelo M1, la falla local en algunos de los elementos estructurales se presenta cuando las sollicitaciones máximas alcanzan valores 49% superiores a las acciones de diseño. Mientras que para la misma ley con el modelo M2, la falla local en un muro se presenta al alcanzar solo el 70% del valor de las acciones de diseño. Esto no significa que el elemento estructural falle o se colapse, sino que se presenta la generación de una superficie de agrietamiento que genera singularidades en el sistema impidiendo la convergencia del método numérico.

La falla local se presenta cerca de un hueco de respiradero en un muro, lo cual indica que para fines ingenieriles debe tenerse especial cuidado en el diseño o refuerzo de dichas zonas.

Para la ley *GLRC\_DAMAGE* con el modelo M1, la falla local se presenta con solicitaciones máximas de 25% superiores a las de diseño, mientras que en el modelo M2, se presenta la falla inmediata sin poder localizar la localidad o el elemento estructural, es muy probable la existencia de un error numérico que desafortunadamente no pudo ser localizado.

Para el caso de carga CII, implementando la ley *ENDO\_ISOT\_BETON* con el modelo M1, la falla local en un muro se presenta con cargas máximas 10% superiores a las de diseño y para el modelo M2 la estructura encuentra la falla local con un 109% superior a las cargas de diseño. Esto puede deberse a la redistribución de elementos mecánicos por la deformabilidad del suelo.

La ley *GLRC\_DAMAGE* con el modelo M1 y M2, ante dichas solicitaciones de carga falla inmediatamente. Este fenómeno puede ser producido por la falta de refuerzo local de un elemento que no permite la convergencia del método numérico, desafortunadamente no fue posible localizar dicha localidad o el elemento estructural al que pertenezca.

Para fines ingenieriles, el empleo de leyes no lineales de comportamiento robustas permite evaluar con mayor precisión –y en menor tiempo - las zonas que requerirían mayor reforzamiento en caso de que el elemento estructural incurriera en el rango no lineal, o como en este caso, revisar con una mejor aproximación las zonas que han comenzado o que potencialmente iniciarán un proceso de daño. En un contexto más amplio de diseño, el uso correcto de modelos no lineales puede optimizar el diseño final de los elementos estructurales y a largo plazo generar ahorros en materia de mantenimiento de las estructuras. Sin embargo, poder evaluar con mayor precisión la ductilidad de la estructura no debe ser confundido con emplear un diseño optimizado que deje de lado la seguridad estructural. Como sugerencia, es recomendable que se tenga especial cuidado en la modelación y análisis de las condiciones límite, ya que éstas influyen de forma directa en la respuesta mecánico-estructural de los elementos estructurales, acelerando la falla o incluso favoreciendo la estabilidad estructural.

De forma paralela se estaba implementado modelar la masa de suelo como un medio continuo. La totalidad de la malla cuenta 82290 nodos, sin embargo por razones de tiempo de cálculo y capacidad de memoria computacional no fue posible su implementación; sin embargo, se están buscando alternativas de implementación para dicho modelo, ya que es de gran interés observar el comportamiento del cajón de cimentación ante dichas condiciones límite.

---

## Referencias

- Mendoza López, M. 2007. *Comportamiento y diseño de cimentaciones profundas en la ciudad de México*. pp. 3-8. México, D.F.
- Indrajit Chowdhury and Shambhu P. Dasgupta. Dynamics of structure and Foundation, a unified approach. ISBN-13: 978-0-415-49223-2. CRC Press. pp. 469-480. Abigdon, UK. 2009
- Bowles, J. 1997. *Foundations Analysis and Design*. Editorial: Mc Graw Hill. pp. 395-396. Peoria, Illinois.
- Tomlinson, MJ. 2001. *Foundations Design Construction*. Editorial: Prentice Hall. pp. 38-39. Inglaterra.
- U. S. Army Corps of Engineers, Engineering Division. 1998. *Design of deep foundations*. pp. 1-4, 1-7. E.U.A. ,Washington DC.
- Choi *et al.* 2002. *Nonlinear earthquake response analysis of 2-d underground structures with soil-structure interaction including separation and sliding at interface*. 15th ASCE Engineering Mechanic Conference. pp. 1-8. E.U.A. New York.
- Rodríguez-Castellano *et al.* 2009. *Couple Response for Rigid Foundations*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering © ASCE. ISSN - 1090-0241 / e-ISSN - 1943-5606. pp. 1-6. U.S.A. California.
- Dolarevic e Ibrahimbegovic, 2006. *A modified three-surface elasto-plastic cap model and its numerical implementation*. Computers and Structures. pp. 419–430. Bosnia y Herzegovina, Sarajevo.
- J. Lemaitre, 2002. Introduction to continuum damage mechanics. Elsevier Science Ltd. Cachan, Francia.
- Leonardo Zeevaert, 1974. Foundation engineering for difficult subsoil conditions. VanNostrand Reinhold Company. pp. 1-30. México. D.F.
- C. Geuzaine and J.-F. Remacle. Gmsh: a three-dimensional finite element mesh generator with built-in pre- and post-processing facilities. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Volume 79, Issue 11, pages 1309-1331, 2009".
- Esteva-Flores, 1970. Diseño de cimentaciones sobre terreno compresible, Método numérico y ayudas de diseño, Instituto de Ingeniería. pp 1-11. México D.F.

Joseph E. Bowles et al, 1997. Foundation Analysis and Design. Fifth Edition. The Mac Graw-Hill Companies, Inc. pp. 593-594. U.S.A Illinois.

<http://www.code-aster.org>

## **APÉNDICE A**

# **CÓDIGO DE IMPLEMENTACIÓN DEL CODE ASTER**

---

**Implementación en Code Aster del caso no lineal ENDO\_ISOT\_BETON con GRILLE y resortes**

```
# MODELADO CON ELEMENTOS SHELL, ENDO_ISOT_BETON + GRILLE RESORTES
```

```
# ----->
```

```
DEBUT();
```

```
PRE_GMSH();
```

```
MALLA=LIRE_MALLAGE();
```

```
#SE DEFINEN LOS GRUPOS DE MALLAS
```

```
MALLA=DEFI_GROUP(reuse =MALLA,  
                MALLAGE=MALLA,  
                CREA_GROUP_MA=( _F(NOM='LOSA_A',  
                                    GROUP_MA='GM986',),  
                                _F(NOM='CONT_LF',  
                                    GROUP_MA='GM988',),  
                                _F(NOM='MURO_SI',  
                                    GROUP_MA='GM1327',),  
                                _F(NOM='MURO_SS',  
                                    GROUP_MA='GM1328',),  
                                _F(NOM='MURO_NI',  
                                    GROUP_MA='GM1329',),  
                                _F(NOM='MURO_NS',  
                                    GROUP_MA='GM1330',),  
                                _F(NOM='MURO_O',  
                                    GROUP_MA='GM1211',),  
                                _F(NOM='MURO_E',  
                                    GROUP_MA='GM1212',),  
                                _F(NOM='MURO_N-S',  
                                    GROUP_MA='GM1213',),
```

```

_F(NOM='COLS',
  GROUP_MA='GM1206',),
_F(NOM='LOSA_B',
  GROUP_MA='GM1325',),
_F(NOM='CONT_LT',
  GROUP_MA='GM1326',),,);

```

**# CREA UNA NUEVA MALLA INCLUYENDO PARRILLAS DE ACERO**

```

MALLA2=CREA_MAILLAGE(MAILLAGE=MALLA, #Nueva malla
  CREA_POI1=_F(NOM_GROUP_MA='WRINKLER',
    GROUP_MA='LOSA_A',,));
MALLA3=CREA_MAILLAGE(
  MAILLAGE=MALLA2,
  CREA_GROUP_MA=(
    _F(NOM='parri1',
      GROUP_MA=('LOSA_A',),
      PREF_MAILLE='LT',),
    _F(NOM='parri2',
      GROUP_MA=('LOSA_B',),
      PREF_MAILLE='LF',),
    _F(NOM='parri3',
      GROUP_MA=('MURO_SI',),
      PREF_MAILLE='MC',),
    _F(NOM='parri4',
      GROUP_MA=('MURO_SS',),
      PREF_MAILLE='MC2',),
    _F(NOM='parri5',
      GROUP_MA=('MURO_NI',),
      PREF_MAILLE='MC3',),

```

```

_F(NOM='parri6',
  GROUP_MA=('MURO_NS'),
  PREF_MAILLE='MC4'),
_F(NOM='parri7',
  GROUP_MA=('MURO_O'),
  PREF_MAILLE='MC5'),
_F(NOM='parri8',
  GROUP_MA=('MURO_E'),
  PREF_MAILLE='MC6'),
_F(NOM='parri9',
  GROUP_MA=('MURO_N-S'),
  PREF_MAILLE='MC7',),),);

```

#### #DEFINE GRUPOS DE NODOS

```

MALLA3=DEFI_GROUP(reuse =MALLA3,
  MAILLAGE=MALLA3,
  CREA_GROUP_NO=(
    _F(GROUP_MA='GM988',
      NOM='NTRABES'),
    _F(GROUP_MA='GM986',
      NOM='NLOSA'),
      _F(GROUP_MA='LOSA_B',
        NOM='NLOSAB'),
    _F(GROUP_MA='WRINKLER',
      NOM='NWRINKLE'),
    _F(GROUP_MA='MURO_SI',
      NOM='NMUROS'),
    _F(GROUP_MA='MURO_SS',
      NOM='NMUROSS'),

```

```

_F(GROUP_MA='MURO_NI',
      NOM='NMURONI',),
_F(GROUP_MA='MURO_NS',
      NOM='NMURONS',),
_F(GROUP_MA='MURO_O',
      NOM='NMUROO',),
_F(GROUP_MA='MURO_E',
      NOM='NMUROE',),
_F(GROUP_MA='MURO_N-S',
      NOM='NMURON-S',),,),);

```

#### # DEFINE TIPOS DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

```

MODELO=AFPE_MODELE(MAILLAGE=MALLA3,
  AFPE=(_F(TOUT='OUI',
    PHENOMENE='MECANIQUE',
    MODELISATION='DKT',),
    _F(GROUP_MA=('parri1','parri2','parri3','parri4','parri5','parri6','parri7','parri8','parri9',),
    PHENOMENE='MECANIQUE',
    MODELISATION='GRILLE_EXCENTRE',),
    _F(GROUP_MA='COLS',
    PHENOMENE='MECANIQUE',
    MODELISATION='POU_D_E',),
    _F(GROUP_MA='CONT_LF',
    PHENOMENE='MECANIQUE',
    MODELISATION='POU_D_E',),
    _F(GROUP_MA='CONT_LT',
    PHENOMENE='MECANIQUE',
    MODELISATION='POU_D_E',),
    _F(GROUP_MA='WRINKLER',

```

```
PHENOMENE='MECANIQUE',
MODELISATION='DIS_T',,);
```

### # DEFINE MATERIALES UTILIZADOS

```
masac=2.4e3;      #Kg/m3
ftm=2.5;          #MPa; 1MPa=1.e6 N/m2
fcm=25.0;         #MPa; 1MPa=1.e6 N/m2
Nuc=0.2;
Ecm=4400.0*sqrt(fcm); #MPa
Gcm= 0.5 * Ecm / (1.0 + Nuc);
Nuc=0.2;
mult=1.0E6;
ft=ftm*mult;     #N/m2
fc=fcm*mult;     #N/m2
Ec=Ecm*mult;     #N/m2
Gc=Gcm*mult;     #N/m2
```

### #Concreto elastico

```
concel=DEFI_MATERIAU(ELAS=_F(
    E=Ec,
    NU= Nuc,
    RHO=masac, #kg/m3
));
```

### #Concreto no lineal

```
concnl=DEFI_MATERIAU(ELAS=_F(E=Ec,
    NU=Nuc,
    RHO=masac,
    BETON_ECRO_LINE=_F(D_SIGM_EPSI=(-0.5 * Ec),
    SYT=ft,));
masaa=7.856e3; #Kg/m3
```

fym=420.0; #MPa

Esm=2.1e5; #Mpa

Nus=0.35; #Mpa

Gsm= 0.5 \* Esm / (1.0 + Nus);

fy=fym\*mult; #N/m2

Es=Esm\*mult; #N/m2

Gs=Gsm\*mult; #N/m2

### #Acero elástico

```
acerol=DEFI_MATERIAU(ELAS=_F(E=Es,
                        NU=Nus,
                        RHO=masaa,));
```

### #Acero no lineal

```
acernl=DEFI_MATERIAU(ELAS=_F(E=Es,
                        NU=Nus,
                        RHO=masaa,),
                    ECRO_LINE=_F(D_SIGM_EPSI=0.8*Es,
                        SY=fy,),
                    INFO=1,);
```

```
acero2=DEFI_MATERIAU(ELAS_ORTH=_F(E_L=Es,
                        E_T=Es,
                        NU_LT=Nus,
                        G_LT=Gs,
                        RHO=masaa,));
```

```
MATE=AFFE_MATERIAU(MAILLAGE=MALLA3,
                    AFPE=( _F(TOUT='OUI',
                        MATER=concnl,),
                        _F(GROUP_MA=('parri1','parri2','parri3','parri4','parri5','parri6','parri7','parri8','parri9'),
                        MATER=acernl,),
```

```

COEF_DRZ = 1E-10;
CARAC=AFFE_CARA_ELEM(MODELE=MODELO,
    COQUE=(_F(GROUP_MA=('LOSA_A'),
        EPAIS=0.35, ),
        _F(GROUP_MA=('LOSA_B'),
            EPAIS=0.20,)),
        _F(GROUP_MA=('MURO_SI'),
            EPAIS=0.20,
            ANGL_REP=(0,90,)),),
        _F(GROUP_MA=('MURO_SS'),
            EPAIS=0.20,
            ANGL_REP=(0,90,)),),
        _F(GROUP_MA=('MURO_NI'),
            EPAIS=0.20,
            ANGL_REP=(0,90,)),),
        _F(GROUP_MA=('MURO_NS'),
            EPAIS=0.20,
            ANGL_REP=(0,90,)),),
        _F(GROUP_MA=('MURO_O'),
            EPAIS=0.20,
            ANGL_REP=(0,90,)),),
        _F(GROUP_MA=('MURO_E'),
            EPAIS=0.20,
            ANGL_REP=(0,90,)),),
        _F(GROUP_MA=('MURO_N-S'),
            EPAIS=0.20,
            ANGL_REP=(0,90,))),),
        POUTRE=(_F(GROUP_MA='COLS',

```

```

SECTION='RECTANGLE',
CARA='H',
VALE=0.65,),
_F(GROUP_MA='CONT_LF',
SECTION='RECTANGLE',
CARA=('HZ','HY'),
VALE=(0.70, 0.30)),
_F(GROUP_MA='CONT_LT',
SECTION='RECTANGLE',
CARA=('HZ','HY'),
VALE=(0.70, 0.30))),
GRILLE=(
_F(GROUP_MA=('parri1'),
SECTION=2.85E-2,
ANGL_REP=(0.0,0.0),
EXCENTREMENT=(0.0),
COEF_RIGI_DRZ=COEF_DRZ,
GRILLE_NCOU=1,),
_F(GROUP_MA=('parri2'),
SECTION=2.85E-2,
ANGL_REP=(0.0,0.0),
EXCENTREMENT=(0.0),
COEF_RIGI_DRZ=COEF_DRZ,
GRILLE_NCOU=1,),
_F(GROUP_MA=('parri3'),
SECTION=2.85E-2,
ANGL_REP=(0.0,90.0),
EXCENTREMENT=(0.0),

```

```
COEF_RIGI_DRZ=COEF_DRZ,  
GRILLE_NCOU=1,)),  
_F(GROUP_MA=('parri4'),  
SECTION=2.85E-2,  
ANGL_REP=(0.0,90.0,)),  
EXCENTREMENT=(0.0),  
COEF_RIGI_DRZ=COEF_DRZ,  
GRILLE_NCOU=1,)),  
_F(GROUP_MA=('parri5'),  
SECTION=2.85E-2,  
ANGL_REP=(0.0,90.0,)),  
EXCENTREMENT=(0.0),  
COEF_RIGI_DRZ=COEF_DRZ,  
GRILLE_NCOU=1,)),  
_F(GROUP_MA=('parri6'),  
SECTION=2.85E-2,  
ANGL_REP=(0.0,90.0,)),  
EXCENTREMENT=(0.0),  
COEF_RIGI_DRZ=COEF_DRZ,  
GRILLE_NCOU=1,)),  
_F(GROUP_MA=('parri7'),  
SECTION=2.85E-2,  
ANGL_REP=(0.0,90.0,)),  
EXCENTREMENT=(0.0),  
COEF_RIGI_DRZ=COEF_DRZ,  
GRILLE_NCOU=1,)),  
_F(GROUP_MA=('parri8'),  
SECTION=2.85E-2,
```

```

    ANGL_REP=(0.0,90.0,),
    EXCENTREMENT=(0.0),
    COEF_RIGI_DRZ=COEF_DRZ,
    GRILLE_NCOU=1,),
    _F(GROUP_MA=('parri9'),),
    SECTION=2.85E-2,
    ANGL_REP=(0.0,90.0,),
    EXCENTREMENT=(0.0),
    COEF_RIGI_DRZ=COEF_DRZ,
    GRILLE_NCOU=1,)),

    DISCRET=(_F( GROUP_MA='WRINKLER',
                  REPERE='GLOBAL',
                  CARA='K_T_D_N',
                  VALE=(0.0,0.0,12000.0,,),,));

```

**# DEFINICION DE LAS CONDICIONES LIMITES Y DE ALGUNOS NODOS CON CARGA**

```

APOYOS=AFPE_CHAR_MECA(MODELE=MODELO,

```

```

    DDL_IMPO=(_F(GROUP_MA='WRINKLER',
                  DX=0.0,
                  DY=0.0,
                  #DZ=0.0,
                  DRX=0.0,
                  DRY=0.0,
                  DRZ=0.0,)),);

```

```

CARGA=AFPE_CHAR_MECA(MODELE=MODELO,

```

```

    FORCE_NODALE=(_F(NOEUD='N56',
                    FZ=-31.53e4,
                    FX=-18.50e4,

```

```

        FY=-18.25e4,
        MX=-61.95e4,
        MY=-55.50e4,)),
    _F(NOEUD='N60',
        FZ=-44.19e4,
        FX=-22.55e4,
        FY=-20.64e4,
        MX=-69.63e4,
        MY=-56.43e4,)),,));

g = 9.810; #m/s2
pz = -1.0;
PESO=AFFE_CHAR_MECA(VERI_NORM='OUI',
    MODELE=MODELO,
    PESANTEUR=_F(GRAVITE=g,DIRECTION=(0.0,0.0,pz),),
    INFO=2,);

#
#
# Calculo estático
#
#
#RESU=MECA_STATIQUE(MODELE=MODELO,
#    CHAM_MATER=MATE,
#    CARA_ELEM=CARAC,
#    EXCIT=( _F(CHARGE=APOYOS,),
#        _F(CHARGE=CARGA,),
#        _F(CHARGE=PESO,)),,));

#
# ANALISIS NO LINEAL (QUASI-ESTATICO) ENDO_ISOT_BETON
#
#
fucarga=DEFI_FONCTION(NOM_PARA='INST',

```

```

VALE=(0.0, 0.0,1.0, 1.0),
PROL_DROITE='LINEAIRE',
PROL_GAUCHE='LINEAIRE', );

tf=0.5; #Instante final
n=10.0; #Numero de pasos de tiempo por unidad de tiempo
ndt=tf*n;      #Total de numero de pasos

INST=DEFI_LIST_REEL(DEBUT=0.0,INTERVALLE=(
    _F(JUSQU_A = tf,NOMBRE = ndt),
    _F(JUSQU_A = 0.55,NOMBRE = 5), ,));

RESU=STAT_NON_LINE(MODELE=MODELO,
    CHAM_MATER=MATE,
    CARA_ELEM=CARAC,
    EXCIT=(_F(CHARGE=APOYOS,),
        _F(CHARGE=CARGA,
            FONC_MULT=fucarga,)),
        _F(CHARGE=APOYOS,)),
    COMP_INCR=(_F(
        RELATION = 'ELAS',
        TOUT='OUI',),
        _F(RELATION='ENDO_ISOT_BETON',
            DEFORMATION='PETIT',
            ALGO_C_PLAN='DEBORST',
            ALGO_1D='ANALYTIQUE',
            ITER_MAXI_DEBORST=2,
            RESI_INTE_RELA=1.0E-06,
            ITER_INTE_MAXI=250,

```

```

ITER_INTE_PAS=0,
RESO_INTE='IMPLICITE',
GROUP_MA=('LOSA_A','LOSA_B','MURO_SI','MURO_SS','MURO_NI','MURO_NS','MURO_O','MURO_E','M
URO_N-S',)),
_F(RELATION='GRILLE_ISOT_LINE',
DEFORMATION='PETIT',
ALGO_C_PLAN='ANALYTIQUE',
ALGO_1D='ANALYTIQUE',
RESI_INTE_RELA=1.0E-06,
ITER_INTE_MAXI=250,
ITER_INTE_PAS=0,
RESO_INTE='IMPLICITE',
GROUP_MA=('parri1','parri2','parri3','parri4','parri5','parri6','parri7','parri8','parri9',)),
INCREMENT=_F(LIST_INST=INST,
PRECISION=0.1,),
NEWTON=_F(REAC_INCR=1,
MATRICE='TANGENTE',
PAS_MINI_ELAS=0.0,
REAC_ITER=1,
),
CONVERGENCE=_F(ITER_GLOB_MAXI=250,),
ARCHIVAGE=_F(LIST_INST=INST,
ARCH_ETAT_INIT='OUI',,));

```

#

---

```

RESU=CALC_ELEM(reuse=RESU,
MODELE=MODELO,
CHAM_MATER=MATE,
RESULTAT=RESU,

```

```

#OPTION=('SIGM_ELNO_DEPL','EQUI_ELNO_SIGM'),
    OPTION=('EPSI_ELNO_DEPL','SIEF_ELNO_ELGA','SIGM_ELNO_SIEF','VARI_ELNO_ELGA'),
    EXCIT=(_F(CHARGE=APOYOS),
        _F(CHARGE=CARGA,
            FONC_MULT = fucarga),
        _F(CHARGE=PESO,,),));
RESU=CALC_NO(reuse = RESU,
    OPTION =('REAC_NODA'),
    RESULTAT = RESU,);

#
# EXTRACCIÓN DE REACCIONES
#
reacss=POST_RELEVE_T(ACTION=_F(OPERATION='EXTRACTION',
    INTITULE='Reacciones',
    RESULTAT=RESU,
    NOM_CHAM='REAC_NODA',
    GROUP_NO='NLOSA',
    RESULTANTE=('DX','DY','DZ'), #SÃ³lo la sumatoria de reacciones,));
IMPR_TABLE(TABLE=reacss,
    FILTRE=_F(
        NOM_PARA='DZ',
        CRIT_COMP='ABS_MAXI',));

#-----
# Evaluación de los desplazamientos
#-----
desp1=POST_RELEVE_T(ACTION=_F(OPERATION='EXTRACTION',
    INTITULE='Desplazamientos',
    RESULTAT=RESU,

```

```

        NOM_CHAM='DEPL',
        GROUP_NO='NLOSAB',
        TOUT_CMP='OUI',,));

IMPR_TABLE(TABLE=desp1,
    FILTRE=_F(
        NOM_PARA='DZ',
        CRIT_COMP='ABS_MAXI',,));

#-----
#                               Curva Carga-Desplazamiento
#-----

POST_R1=POST_RELEVE_T(ACTION=( _F(OPERATION='EXTRACTION',
    INTITULE='Uz',
    RESULTAT=RESU,
    NOM_CHAM='DEPL',
    TOUT_ORDRE='OUI',
    NOEUD='N6191',
    NOM_CMP='DZ',),
    _F(OPERATION='EXTRACTION',
    INTITULE='Resultante',
    RESULTAT=RESU,
    NOM_CHAM='REAC_NODA',
    TOUT_ORDRE='OUI',
    GROUP_NO='NLOSA',
    RESULTANTE='DZ',,)),);

#IMPR_TABLE(TABLE=POST_R1,);

```

```
Dz=RECU_FONCTION(TABLE=POST_R1,
  PARA_X='INST',
  PARA_Y='DZ',
  FILTRE=_F(NOM_PARA='INTITULE',
    VALE_K='Uz',,));
```

```
Fz=RECU_FONCTION(TABLE=POST_R1,
  PARA_X='INST',
  PARA_Y='DZ',
  FILTRE=_F(NOM_PARA='INTITULE',
    VALE_K='Resultante',,));
```

```
IMPR_FONCTION(FORMAT='XMGRACE',
  UNITE=25,
  COURBE=_F(FONC_X=Dz,
    FONC_Y=Fz,),
  TITRE='REACCION VS DESPLAZAMIENTO',
  LEGENDE_X='Desplazamiento [m]',
  LEGENDE_Y='Reaccion [N]',,);
```

```
#-----
```

```
#           Curvas Esfuerzo-Deformación
```

```
#-----
```

```
IMPR_RESU(MODELE=MODELO,
  RESU=( _F(RESULTAT=RESU,
    NOM_CHAM='EPSI_ELNO_DEPL',
    VALE_MAX='OUI',
    TOUT_ORDRE='OUI',,
    ),,);
```

```
IMPR_RESU(MODELE=MODELO,
          RESU=(_F(RERESULTAT=RESU,
                  NOM_CHAM='SIGM_ELNO_SIEF',
                  VALE_MAX='OUI',
                  TOUT_ORDRE='OUI',),),),);
```

```
EXX=RECU_FONCTION(RERESULTAT=RESU,
                  NOM_CHAM='EPSI_ELNO_DEPL',
                  NOM_CMP='EPXX',
                  MAILLE='M6740',
                  POINT = 1,
                  TOUT_ORDRE='OUI',);
```

```
SXX=RECU_FONCTION(RERESULTAT=RESU,
                  NOM_CHAM='SIGM_ELNO_SIEF',
                  NOM_CMP='SIXX',
                  MAILLE='M2060',
                  POINT = 1,
                  TOUT_ORDRE='OUI', );
```

```
IMPR_FONCTION(FORMAT='XMGRACE',
              UNITE=26,
              TITRE='Curva Esfuerzo-Deformacion',
              LEGENDE_X='Deformacion EXX',
              LEGENDE_Y='Esfuerzo SXX (N/m2)',
              COURBE=(
                _F(FONC_X=EXX,
                  FONC_Y=SXX,), ),);
```

```
#-----
```

```
#           Curvas Momento-Desplazamiento losa tapa
```

```
#-----
```

```

IMPR_RESU(MODELE=MODELO,
          RESU=(_F(RERESULTAT=RESU,
                  NOM_CHAM='SIEF_ELNO_ELGA',
                  GROUP_MA='LOSA_B',
                  VALE_MAX='OUI',
                  TOUT_ORDRE='OUI',,,),));

IMPR_RESU(MODELE=MODELO,
          RESU=(_F(RERESULTAT=RESU,
                  NOM_CHAM='DEPL',
                  GROUP_NO='NLOSAB',
                  VALE_MAX='OUI',
                  TOUT_ORDRE='OUI',,,),));

MYY=RECU_FONCTION(RERESULTAT=RESU,
                  NOM_CHAM='SIEF_ELNO_ELGA',
                  NOM_CMP='MYY',
                  MAILLE ='M7408',
                  POINT = 1,
                  TOUT_ORDRE='OUI',);

DXX=RECU_FONCTION(RERESULTAT=RESU,
                  NOM_CHAM='DEPL',
                  NOM_CMP='DY',
                  NOEUD='N59',
                  #POINT = 1,
                  TOUT_ORDRE='OUI',);

IMPR_FONCTION(FORMAT='XMGRACE',
              UNITE=27,
              TITRE='Curva Momento-Desplazamiento Losa Tapa',
              LEGENDE_X='Desplazamiento X (m)',

```

```

LEGENDE_Y='Momento YY (N-m)',
COURBE=(
    _F(FONC_X=DXX,
        FONC_Y=MYY,,,,));
#-----
#           Curvas Momento-Desplazamiento losa fondo
#-----
IMPR_RESU(MODELE=MODELO,
    RESU=( _F(RESULTAT=RESU,
        NOM_CHAM='SIEF_ELNO_ELGA',
        GROUP_MA='LOSA_A',
        VALE_MAX='OUI',
        TOUT_ORDRE='OUI',,,,,));

IMPR_RESU(MODELE=MODELO,
    RESU=( _F(RESULTAT=RESU,
        NOM_CHAM='DEPL',
        GROUP_NO='NLOSA',
        VALE_MAX='OUI',
        TOUT_ORDRE='OUI',,,,,));

MXX2=RECU_FONCTION(RESULTAT=RESU,
    NOM_CHAM='SIEF_ELNO_ELGA',
    NOM_CMP='MYY',
    MAILLE ='M5215',
    POINT = 1,
    TOUT_ORDRE='OUI',);

DYY2=RECU_FONCTION(RESULTAT=RESU,
    NOM_CHAM='DEPL',

```

```

    NOM_CMP='DX',
    NOEUD='N3424',
    #POINT = 1,
    TOUT_ORDRE='OUI',);
IMPR_FONCTION(FORMAT='XMGRACE',
    UNITE=28,
    TITRE='Curva Momento-Desplazamiento Losa Fondo',
    LEGENDE_X='Desplazamiento Y (m)',
    LEGENDE_Y='Momento XX (N-m)',
    COURBE=(
        _F(FONC_X=DYY2,
            FONC_Y=MXX2,,),);

```

```

#-----
#           Curvas Momento-Desplazamiento Muros
#-----

```

```

IMPR_RESU(MODELE=MODELO,
    RESU=( _F(RESULTAT=RESU,
        NOM_CHAM='SIEF_ELNO_ELGA',
        GROUP_MA='MURO_SS',
        VALE_MAX='OUI',
        TOUT_ORDRE='OUI',),
        ),);

```

```

IMPR_RESU(MODELE=MODELO,
    RESU=( _F(RESULTAT=RESU,
        NOM_CHAM='DEPL',
        GROUP_NO='NMUROSS',
        VALE_MAX='OUI',
        TOUT_ORDRE='OUI',),),);

```

```

MXX3=RECU_FONCTION(RERESULTAT=RESU,
    NOM_CHAM='SIEF_ELNO_ELGA',
    NOM_CMP='MYY',
    MAILLE ='M6276',
    POINT = 1,
    TOUT_ORDRE='OUI', );

DYY3=RECU_FONCTION(RERESULTAT=RESU,
    NOM_CHAM='DEPL',
    NOM_CMP='DY',
    NOEUD='N175',
    #POINT = 1,
    TOUT_ORDRE='OUI', );

IMPR_FONCTION(FORMAT='XMGRACE',
    UNITE=29,
    TITRE='Curva Momento-Desplazamiento Muros',
    LEGENDE_X='Desplazamiento X (m)',
    LEGENDE_Y='Momento YY (N-m)',
    COURBE=(
        _F(FONC_X=DYY3,
        FONC_Y=MXX3,,,,));

```

#-----

# **Curvas Momento-Flecha losa tapa**

#-----

```

MYLT=RECU_FONCTION(RERESULTAT=RESU,
    NOM_CHAM='SIEF_ELNO_ELGA',
    NOM_CMP='MYY',
    MAILLE ='M7408',
    POINT = 1,

```

```

        TOUT_ORDRE='OUI',);
DXLT=RECU_FONCTION(RESULTAT=RESU,
        NOM_CHAM='DEPL',
        NOM_CMP='DZ',
        NOEUD='N110',
        #POINT = 1,
        TOUT_ORDRE='OUI',);
IMPR_FONCTION(FORMAT='XMGRACE',
        UNITE=30,
        TITRE='Curva Momento-Flecha Losa Tapa',
        LEGENDE_X='Flecha (m)',
        LEGENDE_Y='Momento YY (N-m)',
        COURBE=(
            _F(FONC_X=DXLT,
              FONC_Y=MYLT,,),);
#-----
#           Curvas Momento-Flecha losa fondo
#-----
MYLF=RECU_FONCTION(RESULTAT=RESU,
        NOM_CHAM='SIEF_ELNO_ELGA',
        NOM_CMP='MXX',
        MAILLE ='M5145',
        POINT = 1,
        TOUT_ORDRE='OUI',);
DXLF=RECU_FONCTION(RESULTAT=RESU,
        NOM_CHAM='DEPL',
        NOM_CMP='DZ',
        NOEUD='N15',

```

```

#POINT = 1,
TOUT_ORDRE='OUI', );
IMPR_FONCTION(FORMAT='XMGRACE',
UNITE=31,
TITRE='Curva Momento-Flecha Losa Fondo',
LEGENDE_X='Flecha (m)',
LEGENDE_Y='Momento XX (N-m)',
COURBE=(
    _F(FONC_X=DXLF,
        FONC_Y=MYLF,,),);

```

#-----

# **Curvas Momento-Flecha Muros**

#-----

```

MYM=RECU_FONCTION(RESULTAT=RESU,
NOM_CHAM='SIEF_ELNO_ELGA',
NOM_CMP='MYM',
MAILLE ='M5879',
POINT = 1,
TOUT_ORDRE='OUI',);

```

```

DXM=RECU_FONCTION(RESULTAT=RESU,
NOM_CHAM='DEPL',
NOM_CMP='DY',
NOEUD='N175',
#POINT = 1,
TOUT_ORDRE='OUI', );

```

```

IMPR_FONCTION(FORMAT='XMGRACE',
UNITE=32,
TITRE='Curva Momento-Flecha Muros',

```

```
LEGENDE_X='Flecha (m)',  
LEGENDE_Y='Momento YY (N-m)',  
COURBE=(  
  _F(FONC_X=DXM,  
    FONC_Y=MYM,,),),);  
STANLEY();  
FIN();
```