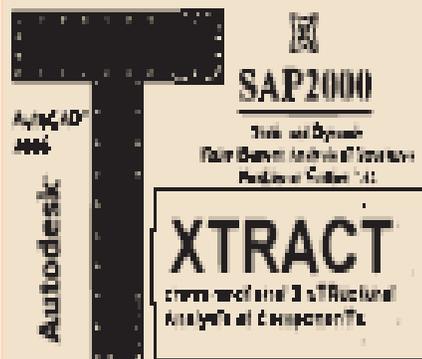
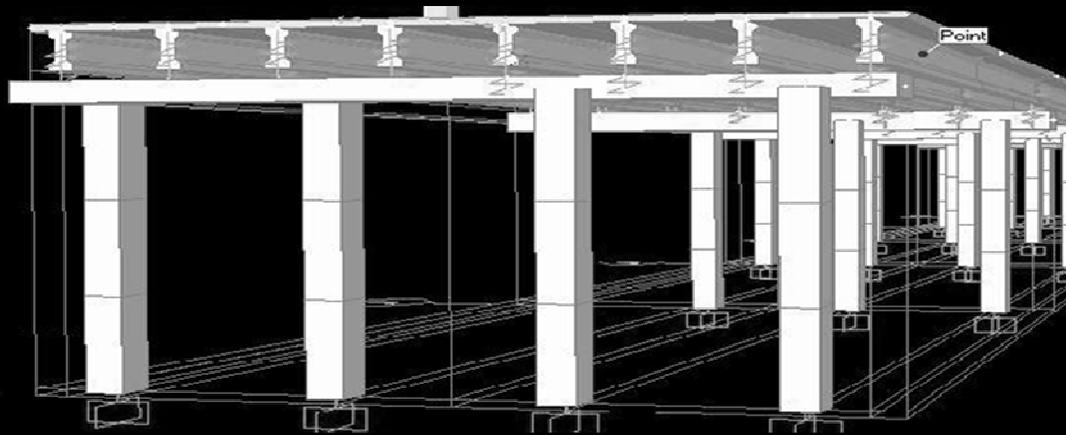




**Universidad de Oriente  
Facultad de Construcciones  
Departamento de Ingeniería Civil**

**Autor: Yordanys Fuerte Suárez**



**Tutores: MsC. Ing. Darío Candebat Sánchez  
Dr. Ing. Guillermo Godínez Melgares**

**Santiago de Cuba, 2014**



*FACULTAD DE CONSTRUCCIONES  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL*

# *Trabajo de Diploma*

*Título: Caracterización del comportamiento de secciones de columnas de pilas prefabricadas de puentes.*

*Autor: Yordanys Fuerte Suárez*

*Tutores: MsC Ing. Darío Candebat Sánchez  
Dr. Ing. Guillermo Godínez Melgares.*

*Santiago de Cuba, 2014  
"Año 56 de la Revolución"*



# Ϙensamiento

## *Eternidad*

*''Lo único que pido de esta vida es que mi legado eternice en el corazón de aquellos que me conocieron, traspase las barreras del tiempo y dure por toda la eternidad en la memoria de los que pretenden olvidar''*



# Dedicatoria

*A la memoria de mi tutor Dr. Ing. Guillermo Godínez Melgares por permitirme el haber compartido con el momentos inolvidables, el haber bebido y consumido de sus conocimientos gracias.*

*Que dios lo acompañe siempre.*

*Dedico este trabajo que representa el máximo de mis logros a la persona más especial de mi vida mi padre:*

*Fernando Fuerte Silva por ser:*

*Mi inspiración, madre, padre, el amigo más intimo y el fiel escudero que ha sabido alzar su voz para indicar la batalla a ganar, en esta larga cruzada que es mi vida.*

*Gracias padre mío por existir.*



# Agradecimientos

*Agradezco a mi tutor **MaC Ing. Darío Candebat Sánchez** por entregarse por completo a la realización de esta investigación, gracias por la paciencia, por los aportes positivos a mi formación y por la confianza que deposito siempre en mí, mil gracias jamás serán suficientes para demostrar mi gratitud*

*A Dios por darme salud y conocimiento.*

*A mi padre por todo su amor y apoyo en mi formación vocacional, por constituir mi patrón de hombre y ejemplo a seguir en la vida*

*A mi sostén, lo más grande y lindo de mi vida mi Abuela (mami)*

*A la flor de mi corazón, mi amor Ana Cecilia*

*A mi abuelo Orestes por cuidarme toda mi vida, que dios lo acompañe siempre*

*A mis amigos Manuel, Noel y Randy por poder contar con su apoyo*

*A mi primo Yordanys por ayudar a mi padre..*

*A mi madre Yaquelin*

*A mi hermano Yasmani por ser un ejemplo de sacrificio.*

*A mis tíos Dori, Eufemio, Alexis y Elia por creer siempre en mí.*

*A mis compañeros, Elizabeth, Yelemnis, Héctor y en especial a Teresa por su cariño.*

*A mis amigos Mario, Jorgito, Ing. Jorge, Ing. Ramiro e Ing. Leandro por ser fieles.*

*A mis primos más pequeños por ser la base de mi familia.*

*A mis suegros Samuel y Ara por sus consejos y apoyo.*

*A Tania que es como una madre para mí.*

*A Livia por su apoyo y afecto.*

*A mi compañero de cuarto Leonardo (El pola), Richard, Karel y Roberto.*

*A mis detractores por obligarme a ser mejor cada día.*

***Yordanys Fuerte Suárez***

*Agradezco a mi tutor **MaC Ing. Darío Candebat Sánchez** por entregarse por completo a la realización de esta investigación, gracias por la paciencia, por los aportes positivos a mi formación y por la confianza que deposito siempre en mí, mil gracias jamás serán suficientes para demostrar mi gratitud*

*A Dios por darme salud y conocimiento.*

*A mi padre por todo su amor y apoyo en mi formación vocacional, por constituir mi patrón de hombre y ejemplo a seguir en la vida*

*A mi sostén, lo más grande y lindo de mi vida mi Abuela (mami)*

*A la flor de mi corazón, mi amor Ana Cecilia*

*A mi abuelo Orestes por cuidarme toda mi vida, que dios lo acompañe siempre*

*A mis amigos Manuel, Noel y Randy por poder contar con su apoyo*

*A mi primo Yordanys por ayudar a mi padre..*

*A mi madre Yaquelin*

*A mi hermano Yasmani por ser un ejemplo de sacrificio.*

*A mis tíos Dori, Eufemio, Alexis y Elia por creer siempre en mí.*

*A mis compañeros, Elizabeth, Yelemnis, Héctor y en especial a Teresa por su cariño.*

*A mis amigos Mario, Jorgito, Ing. Jorge, Ing. Ramiro e Ing. Leandro por ser fieles.*

*A mis primos más pequeños por ser la base de mi familia.*

*A mis suegros Samuel y Ara por sus consejos y apoyo.*

*A Tania que es como una madre para mí.*

*A Livia por su apoyo y afecto.*

*A mi compañero de cuarto Leonardo (El pola), Richard, Karel y Roberto.*

*A mis detractores por obligarme a ser mejor cada día.*

***Yordanys Fuerte Suárez***



# Resumen

**RESUMEN**

En eventos sísmicos de importancia, ocurridos en sitios como California (Estados Unidos) y Kobe (Japón), muchos puentes de carreteras de hormigón armado han colapsado o han resultado seriamente dañados provocando pérdidas materiales y humanas y afectando considerablemente las redes viales y por tanto la transportación. Esta realidad ha demostrado la necesidad de implementar estudios de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras construidas localizando los puntos más críticos para buscar soluciones que permitan incrementar la seguridad de estas obras ingenieriles, imprescindibles en las labores de rescate posteriores a la ocurrencia de sismos destructivos (Candebat, 2010).

En este trabajo se caracteriza el comportamiento de las columnas prefabricadas de pilas y estribos de puentes de hormigón armado, específicamente de la tipología cubano – italiana, identificando los esfuerzos que en cada caso determinan el fallo de estos elementos según sus características geométricas y mecánicas a partir de relaciones momento curvatura y diagramas de interacción de sus secciones transversales. Las solicitaciones necesarias para el análisis se obtuvieron de un análisis dinámico modal de variantes de puentes con columnas de pilas y estribos cuadrada y alturas de 4 m, 8 m y 10 m.

Finalmente se demuestra que las columnas analizadas poseen adecuada ductilidad por curvatura y que en la mayoría predominan esfuerzos de flexión.



# Abstract

**ABSTRACT**

In some important seismic events occurred in places like California (USA) and Kobe (Japan), many reinforced concrete highway bridges have collapsed or have been severely damaged causing human and material losses and significantly affecting the road network and therefore the transportation. This reality has shown the need to implement studies assessing the seismic vulnerability of these structures in order to locating the most critical points and to look for solutions to increase their safety, because they are essentials in the rescue efforts after a destructive earthquake (Candebat, 2010).

The behavior of precast columns of piers and abutments of reinforced concrete bridges, specifically the Cuban - Italian typology is characterized in this research, identifying the efforts in each case determine the failure of these elements according to their geometrical and mechanical characteristics, using moment curvature relationship and interaction diagrams of their cross sections. The stresses required for the analysis were obtained from a modal dynamic analysis of bridges variants with square columns and heights of 4 m, 8 m and 10 m.

Finally is shown that the analyzed columns have adequate curvature ductility and in the most of them tensile stresses prevail.



# Índice

<b>INTRODUCCIÓN</b>	1
<b>CAPITULO I:</b> comportamiento de puentes de hormigón armado en zonas sísmicas. Estado del arte.	9
1.1 Puentes. Clasificación.	9
1.2. Comportamiento de los puentes de hormigón ante acciones sísmicas.	10
1.3. Los puentes de carretera en la Isla de Cuba. Su evolución.	16
1.3.1 Los puentes de las carreteras de Santiago de Cuba. Estado técnico constructivo actual.	16
1.4. Estudio de la peligrosidad sísmica de Santiago de Cuba.	19
1.5 Análisis del comportamiento sísmico de puentes de hormigón armado.	
Metodologías y procedimientos utilizados.	21
1.5.1 Análisis no lineal de puentes.	23
1.6 Consideraciones para el análisis no lineal de puentes de hormigón armado.	24
1.6.1 Propiedades del hormigón.	26
1.6.1.1 Hormigón no confinado.	26
1.6.1.1.1 Esfuerzo de compresión.	27
1.6.1.1.2 Módulo de elasticidad.	27
1.6.1.1.3 Esfuerzo de Tensión.	27
1.6.1.2 Hormigón Confinado.	28
1.6.1.2.1 Efecto del confinamiento del acero de refuerzo.	28
1.6.1.2.2 Relaciones Esfuerzo – Deformación.	30
1.6.1.3 Comportamiento del Acero.	31
1.7 Análisis de las columnas de pilas y estribos.	32
1.7.1 Diagramas de Interacción.	32
1.7.2. Relaciones Momento-Curvatura.	33
Conclusiones parciales	35
<b>CAPITULO II.</b> Procedimiento para el análisis y caracterización de las secciones de columnas prefabricadas de pilas y estribos	36
2.1 Aspectos metodológicos considerados	36

2.1.1 Realización de un modelo físico - matemático de los puentes objeto de estudio utilizando el software de análisis estructural SAP 2000.	37
2.1.2 Análisis de las secciones transversales de las columnas de pilas prefabricadas de hormigón armado utilizando el software XTRACT Versión 3.01.	42
2.1.2.1 Aspectos generales del XTRACT	43
2.1.2.2 Modelos de los materiales que ofrece el XTRACT	44
2.1.2.3 Manejo del Software	44
2.1.3 Análisis de los gráficos de momento – curvatura y diagramas de interacción M – N de las secciones transversales de las columnas prefabricadas de pilas y estribos.	52
2.1.3.1 Relación momento – curvatura.	52
2.1.3.2 Diagrama de interacción.	53
Conclusiones parciales	53
<b>CAPITULO III.</b> Análisis del comportamiento de las columnas de pilas y estribos de puentes de la tipología cubano - italiana.	54
3.1. Los puentes prefabricados en Santiago de Cuba.	55
3.1.1 La tipología cubano – italiana. Caracterización estructural.	56
3.2 Análisis estructural de la tipología cubano – italiana.	60
3.2.1 Características de los materiales.	60
3.2.2 Modelación de las variantes seleccionadas.	61
3.3 Obtención de los gráficos momento – curvatura de las secciones.	68
3.4. Diagramas de interacción. Análisis del comportamiento de las columnas de pilas y estribos.	72
3.4.1 Análisis de los resultados.	73
Conclusiones parciales.	76
<b>CONCLUSIONES GENERALES</b>	77
<b>RECOMENDACIONES</b>	78
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	79
<b>ANEXOS</b>	



# Introducción

### INTRODUCCIÓN

Históricamente, la humanidad ha comprendido la importancia de preservar las estructuras construidas, emprendiendo trabajos para garantizar que perduren en el tiempo con condiciones adecuadas para su funcionamiento.

Conjuntamente con la evolución de las construcciones, la forma en que los fenómenos naturales afectan su estabilidad y seguridad fue formando parte del conocimiento del hombre, el cual se dio a la tarea de lograr diseños cada vez más seguros, encaminados a evitar la ocurrencia de desastres y la pérdida de vidas humanas y recursos materiales.

A su vez, el desarrollo de las ciudades ha estado relacionado con el desarrollo de la infraestructura vial. La historia ha demostrado que los pueblos ubicados en zonas de fácil acceso, cercanos a vías de comunicación, eran favorecidos por el paso de las caravanas y redes de comercio que garantizaban el intercambio y por consiguiente incidían positivamente en el desarrollo económico de sus pobladores.

Como parte esencial de estas rutas y caminos fueron apareciendo obstáculos los cuales eran necesario salvar para garantizar el paso hacia otras ciudades de esta manera surgieron estas maravillosas construcciones: los puentes, que a través del tiempo han ido evolucionando, modificando su tipología y buscando nuevas alternativas en cuanto a materiales para garantizar su permanencia aún ante los embates de las fuerzas de la naturaleza.

Se puede afirmar que los puentes condensan en sí mismos la historia de la civilización humana. El diseño, los materiales y tecnología utilizados en su construcción hablan de los vaivenes del tiempo, sus avances y retrocesos, dejándonos bien claro el constante deseo del hombre de vencer obstáculos, salvar barreras naturales que obstruyen el desenvolvimiento de las actividades de los pueblos (Faustinelli, 2005).

Estas razones fundamentan el hecho de que la conservación del patrimonio vial actualmente constituya una prioridad en la estrategia de gestión del riesgo de desastres en Cuba. Mantener la red vial y sus elementos fundamentales, en

condiciones satisfactorias luego de la ocurrencia de un evento natural significativo es vital para garantizar las tareas de rescate y salvamento en las comunidades afectadas, además de que constituye una herramienta para la preservación de esas construcciones de tanto significado para la arquitectura y la ingeniería de cada región afectadas (Candebat et al, 2011).

A través del tiempo estas construcciones han sido severamente dañadas por eventos naturales de importancia por lo que la consideración de estos peligros en sus proyectos constituye una prioridad de los diseñadores. Una amenaza natural de gran significación la constituyen los eventos sísmicos de moderada y gran intensidad pues la actividad sísmica de las últimas décadas ha puesto de manifiesto que los puentes son altamente vulnerables ante la ocurrencia de estos fenómenos, encaminando a los investigadores de todo el mundo a sistematizar el análisis de los problemas existentes y mejorar las normas para garantizar diseños más seguros.

Su construcción además, debe estar en armonía con el medio ambiente circundante pues las obras que requiere su erección constituyen agentes catalizadores de afectaciones significativas a la naturaleza y al hombre. Son numerosos los casos de colapsos de estas estructuras sobre ríos, provocando graves daños en su ecosistema, y provocando modificaciones al movimiento normal de la corriente y en su cauce. Por otra parte las afectaciones al hombre son considerables, pues el fallo estructural pone en peligro la vida de los que transitan por la vía donde se encuentran ubicados o por debajo de estas (Candebat et al, 2009).

A partir del triunfo de la revolución cubana, se realizaron esfuerzos superiores encaminados a garantizar las estructuras viales adecuadas para la comunicación de todas las zonas del país. En la década de 1970 se manifiesta el mayor crecimiento en esta actividad, construyéndose por consiguiente, numerosos puentes con diversas técnicas constructivas y materiales (González, 1998).

Esta prioridad dio lugar al surgimiento de variadas tipologías a partir de la utilización de la prefabricación, técnica que permite el incremento de la producción a partir de la disminución de los tiempos de ejecución de las estructuras permitiendo la erección de gran cantidad de obras, o sea satisfaciendo finalidades económicas, de trabajo y

de rapidez, mejorando la organización, permitiendo la supresión a veces totalmente de falsas obras y encofrado, garantizando un control más eficaz de la calidad, aumentando la mecanización de las labores y por supuesto incrementando la productividad del trabajo. Sin dudas la prefabricación abrió un camino importante en la construcción de puentes en el país, así surgieron tipologías ampliamente conocidas y utilizadas como la Cubano – soviética y la Cubano – italiana, esta última surgida en 1973 para dar respuesta a las necesidades de construcción de la Autopista Nacional.

Ahora bien, en contraposición con este fenómeno, el desarrollo de la actividad de mantenimiento y conservación de estas estructuras en el país no manifestó similar tendencia y como consecuencia de la crisis económica, determinada por el bloqueo impuesto por el gobierno norteamericano contra Cuba, las estructuras construidas no han sido suficientemente atendidas, lo que conjuntamente con el largo período de explotación ha contribuido a su deterioro (Candebat, 2009).

La provincia Santiago de Cuba no está exenta de esta situación por lo que la mayoría de los puentes de su red vial han carecido de mantenimientos preventivos dando al traste con la aparición de deterioros (Candebat, 2009). Ver fotos



1)



2)



**Fotos 1 y 2.** Carretera Granma. Fallos por socavación. a) Puente sobre río Peladero. b) Puente sobre río Avispero. Fuente: Darío Candebat Sánchez.

**Foto 3.** Fallo por socavación del puente sobre el río San Juan en la Circunvalación. Fuente: Darío Candebat Sánchez.

Otra aspecto de obligado análisis es la alta sismicidad de la zona oriental de Cuba, la cual ha sido azotada por más de 20 terremotos fuertes, de los cuales 7 han sido de

intensidad entre 8.0 y 9.0 grados y 13 de intensidad 7.0 en la Escala MSK (Chuy, 1999).

Además es necesario mencionar que investigaciones precedentes, realizadas por Morejón et al (2006), Candebat et al (2009, 2010) y Candebat (2011, 2012), han demostrado el nivel significativo de vulnerabilidad que poseen las tipologías prefabricadas de puentes construidos en Santiago de Cuba, fundamentado en el hecho de haber sido diseñados en períodos sin desarrollo adecuado de la ingeniería sismorresistente y por tanto con criterios obsoletos que dan a traste con problemas que afectan la ductilidad de sus elementos estructurales, fundamentalmente de las columnas prefabricadas, quedando demostrado por Candebat (2013) que estos elementos poseen muy poca ductilidad y propician la aparición de daños significativos a pequeños desplazamientos.

Esta realidad, asociada al período de explotación, a la falta de trabajos de conservación y además teniendo en cuenta el desarrollo de las normativas vigentes de construcciones sismo resistentes en el país nos permite definir como **problema de investigación** que: *los puentes prefabricados de hormigón de Santiago de Cuba poseen una alta vulnerabilidad sísmica como consecuencia del inadecuado comportamiento de sus columnas de pilas y estribos, situación acrecentada por el estado técnico que poseen*, aspectos que precisan la importancia de las investigaciones encaminadas al conocimiento del estado técnico de los puentes y al análisis de otros factores que influyen de manera determinante en el incremento de su vulnerabilidad, pues en función de este conocimiento será posible adoptar soluciones para mitigar los problemas detectados e incrementar la seguridad de las estructuras, por lo que **objeto de investigación** lo constituye: *la conservación de puentes prefabricados de hormigón en zonas sísmicas*.

En estas estructuras, las fallas de vigas del tablero afectarán solamente a una parte del tablero, pero si falla una columna, el daño a la estructura es más significativo.

Las columnas son los elementos estructurales en los cuales se apoyan los puentes por lo que para su diseño se necesita de un análisis más profundo para soportar las acciones sísmicas, son miembros de sistemas estructurales denominados pórticos y

resisten en parte los momentos en los apoyos de las vigas, debido a estos momentos y excentricidades imprevistas en la construcción de las estructuras es que existe la flexión (Morán, 2009).

Para un mejor diseño de las columnas existen herramientas que ayudan a los ingenieros a prevenir el comportamiento de estos elementos ante un sismo: las relaciones momento – curvatura y los diagramas de interacción.

Los diagramas de interacción son curvas que permiten definir el momento y la carga de falla de la columna en el intervalo completo de excentricidades desde cero hasta el infinito, definiendo de esta manera la carga y el momento de fallo para determinada columna. Para cualquier excentricidad existe un solo par de  $P_n$  y  $M_n$  que producirán un estado inminente de falla y este par de valores puede dibujarse como un punto del diagrama (Morán, 2009).

La importancia de las relaciones momento-curvatura radica en que permiten predecir los valores de sobre resistencia en los niveles de diseño de rotación plástica; es decir que con las curvas Momento-Curvatura se puede hacer una aproximación bilineal que determina la curvatura de fluencia y la curvatura última obteniendo a través de su diferencia la capacidad de curvatura plástica y con su cociente la capacidad de ductilidad del miembro, la misma que nos permite predecir el comportamiento de las columnas de la estructura ante la presencia de sismos.

Teniendo en cuenta la necesidad de utilizar estas herramientas de análisis en la caracterización de las columnas de los puentes prefabricados de las carreteras de interés nacional de Santiago de Cuba, se adoptó como **Objetivo general**:

***Caracterizar el comportamiento de las columnas prefabricadas de pilas y estribos de la tipología de puentes cubano italiana, utilizada en las carreteras de mayor importancia de Santiago de Cuba, a partir de la elaboración y análisis de diagramas de interacción y gráficos de relación de momento – curvatura de sus secciones transversales.***

Como **Campo de investigación** se determina ***la caracterización del comportamiento de columnas prefabricadas de puentes para facilitar la estimación de daños en estos elementos.***

### **Objetivos específicos:**

1. Analizar como ha sido el comportamiento de los puentes de hormigón armado ante acciones sísmicas fuertes en países que ha sido afectados por estos eventos.
2. Analizar los criterios teóricos que fundamentan el análisis del desempeño sísmico de puentes, el análisis no lineal y la elaboración de los diagramas de interacción y relaciones momento curvatura.
3. Obtener diagramas de interacción y relaciones momento - curvatura a partir del análisis de las secciones transversales de las columnas y empleando el software XTRACT versión 3.01.
4. Caracterizar el comportamiento de las columnas prefabricadas de la tipología cubano – italiana de puentes, a partir del análisis de los diagramas de interacción y relación momento – curvatura obtenidos, determinando los esfuerzos que predominan.

**Hipótesis:** la obtención de diagramas de interacción y relaciones momento – curvatura de columnas prefabricadas de hormigón armado de la tipología de puentes cubano – italiana permitirá caracterizar su comportamiento identificando los esfuerzos que predominan y determinan el fallo estructural.

**Aporte práctico:** Gráficos momento – curvatura y diagramas de interacción de columnas prefabricadas de puentes.

**Aporte teórico:** La caracterización del comportamiento sísmico de columnas prefabricadas de puentes.

### **Novedad científica y actualidad:**

Se presentan diagramas de interacción y gráficos momento – curvatura de columnas prefabricadas de puentes que permiten identificar las sollicitaciones que determinan su comportamiento ante acciones sísmicas y propician el fallo estructural.

La investigación realizada se inserta en la estrategia de mitigación de desastres en Cuba, la directiva 1 del Presidente del Consejo de Defensa Nacional y las prioridades

del gobierno como parte de los estudios de Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo sísmico en el país. Forma parte además del programa de medioambiente del CITMA.

### **Tareas de investigación**

1. Evaluar el comportamiento de los puentes prefabricados de hormigón, de vigas, de carreteras ante sismos significativos en el mundo identificando los daños más comunes observados.
2. Identificar los principales deterioros que presentan las estructuras prefabricadas de hormigón, de vigas, ubicadas en las carreteras de interés nacional de Santiago de Cuba.
3. Modelar, utilizando el software SAP 2000 v 14, los puentes a estudiar, para obtener las solicitaciones de Axial necesarias para la obtención de los gráficos y la caracterización del comportamiento de las columnas prefabricadas.
4. Elaborar los gráficos de relación momento – curvatura y los diagramas de interacción.
5. Caracterizar, utilizando los gráficos obtenidos, el comportamiento de las columnas prefabricadas de puentes.

### **Métodos de investigación:**

- Método histórico – lógico.
- Análisis – síntesis.
- Observación y experimentación.
- Métodos estadísticos.
- Método inducción \_ deducción.

**Estructura de la tesis (CAPÍTULOS):** El desarrollo se estructurará en tres capítulos.

En el capítulo I se realiza un análisis de la clasificación actual de los puentes. Se muestra información acerca del comportamiento de los puentes ante eventos sísmicos fuertes ocurridos en el mundo, comentando las causas que han provocado la mayor cantidad de daños en estas estructuras. Se ejecuta, además, una

evaluación del estado técnico de los puentes ubicados en las carreteras de Santiago de Cuba demostrando la necesidad de realizar estudios para mitigar el nivel de vulnerabilidad sísmica estructural que poseen y finalmente se realiza un análisis de las diferentes metodologías utilizadas para la estimación de este parámetro, evaluando las consideraciones que se asumen para la ejecución de estudios detallados del comportamiento no lineal de estas estructuras. Así mismo se analizan los aspectos teóricos que fundamentan la elaboración de diagramas de interacción y relaciones momento curvatura.

En el capítulo II se establece la metodología utilizada para la elaboración de los diagramas de interacción y relaciones momento curvatura y se muestra la forma de emplear el software XTRACT para la obtención de estas gráficas y del SAP 2000 V.14 para el análisis de las solicitaciones en las estructuras.

En el capítulo III se muestran los gráficos obtenidos y se caracteriza el comportamiento de las columnas prefabricadas de puentes de hormigón armado, identificando los esfuerzos que en cada caso determina el fallo de estos elementos según sus características geométricas y mecánicas.



# Capítulo 1

## **CAPITULO I: COMPORTAMIENTO DE PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO EN ZONAS SÍSMICAS. ESTADO DEL ARTE**

En este capítulo se realiza un análisis de la clasificación actual de los puentes. Se muestra información acerca del comportamiento de los puentes ante eventos sísmicos fuertes ocurridos en el mundo, comentando las causas que han provocado la mayor cantidad de daños en estas estructuras. Se ejecuta, además, una evaluación del estado técnico de los puentes ubicados en las carreteras de Santiago de Cuba demostrando la necesidad de realizar estudios para mitigar el nivel de vulnerabilidad sísmica estructural que poseen y finalmente se realiza un análisis de las diferentes metodologías utilizadas para la estimación de este parámetro, evaluando las consideraciones que se asumen para la ejecución de estudios detallados del comportamiento no lineal de estas estructuras.

### **1.1 Puentes. Clasificación**

En la construcción de una vía, ya sea carretera o ferrocarril, se presentan ciertos obstáculos que han de ser salvados, siendo sustituido el terraplén por una estructura: el puente.

Los puentes en general no son más que obras de fábrica concebidas con el objetivo fundamental de sustentar un camino, una carretera o una vía férrea, pero que también pueden ser diseñados para servir de apoyo a sistemas de tuberías y líneas de distribución de energía.

A través de la historia la construcción de estas obras de la ingeniería ha ido evolucionando, dando lugar a construcciones muy sencillas con materiales locales de fácil adquisición pero también a mega estructuras que han constituido maravillas de la ingeniería civil del mundo moderno.

Estas obras de ingeniería son clasificadas según los siguientes parámetros.

- Atendiendo a su utilización.
- Atendiendo a los materiales.
- Atendiendo a la tecnología constructiva empleada.

- Atendiendo a las características del obstáculo a salvar.

Pero, estas no son las únicas clasificaciones que existen ya que también se valoran aspectos como su geometría y tipos de elementos estructurales utilizados entre otros.

## **1.2. Comportamiento de los puentes de hormigón ante acciones sísmicas**

El fallo de los sistemas de transportes en países afectados por sismos destructivos, ha sido ocasionado, generalmente, por el colapso de puentes de hormigón armado, diseñados por códigos obsoletos; por lo tanto, es necesario evaluar el comportamiento de los sistemas existentes, que pudieran tener una capacidad descarga sísmica reducida, para definir futuros programas de rehabilitación (Gómez et al, 2002).

El análisis de los daños ocasionados por eventos sísmicos de gran intensidad, ha mostrado los puntos más susceptibles de este tipo de estructuras. Candebat (2012) comenta en su tesis doctoral que, según el análisis realizado por Priestley et al (1996) y Kawashima (1990), las fallas más comunes han sido:

- Fallos de tramos como consecuencia de movimientos relativos a la dirección longitudinal, que exceden las longitudes de apoyo.
- Hundimiento del estribo debido a la incompleta consolidación del terraplén o relleno del estribo.
- Fallos de pilas provocadas por la existencia de elementos con inadecuado o no confiable resistencia a la flexión, imperfecta ductilidad a la misma y terminación prematura del refuerzo de la pila.
- Fallo en cabezal a partir de considerar poca capacidad al cortante y terminación prematura del refuerzo negativo del cabezal.
- Fallas en nudos, debido al inadecuado refuerzo que se ha utilizado así como la falla en los cimientos como resultado de la omisión del refuerzo superior (malla de refuerzo).

- Poca capacidad al cortante en la zona inmediata de la pila, la cual está sometida a grandes esfuerzos de cortantes, anclaje inapropiado e incorrecta conexión entre las pilas y el cimiento.

Según Aguiar, (2010), una de las causas de los serios daños observados en Chile durante el sismo del 27 de febrero de 2010, fue la no existencia de vigas transversales (diafragma) que les permitiera soportar de forma adecuada la fuerza actuante en la dirección transversal del puente y sobre todo que garantizara mantener la geometría del tablero con una rigidez apropiada. También se manifestaron daños como consecuencia de la inadecuada colocación de las barras de anclaje vertical para propiciar la unión entre las vigas del tablero y las pilas de las estructuras.

Otros problemas analizados por este autor fueron:

- Incorrecta colocación de los apoyos de neopreno.
- Fenómeno de la socavación.
- Falta de las trabas sísmicas para evitar el movimiento transversal de las vigas del tablero y por tanto evitar su caída.
- Pequeña longitud de apoyo de las vigas sobre los cabezales de pilas.

Esta situación ha puesto de manifiesto la alta vulnerabilidad que presentan los puentes de hormigón ante acciones generadas por eventos sísmicos fuertes y la necesidad de tomar medidas para su rehabilitación. En las imágenes a continuación se observan algunos de los daños descritos.

En eventos sísmicos de importancia, ocurridos en ciudades como California y Alaska (Estados Unidos), Kobe (Japón), Costa Rica, Colombia y Chile, muchos puentes de carreteras de hormigón armado, diseñados a partir de códigos relativamente modernos, han colapsado o han resultado seriamente dañados provocando pérdidas materiales y humanas y afectando considerablemente los sistemas de transporte. El terremoto de Costa Rica del 22 de abril de 1993 brinda un ejemplo al respecto. El evento que registró una magnitud de 7.2, afectó severamente la infraestructura de transportes del país debido al colapso de gran cantidad de estructuras

En el sismo de Northridge del 1 de enero de 1994, se reportaron una sexta parte de puentes dañados y se tuvieron 7 colapsos totales o parciales, todos clasificados como tramos o viaductos elevados. Además, la mayoría de los puentes restaurados, tuvieron un comportamiento adecuado, lo cual revelo la aceptación de lecciones aprendidas. **(Foto 1)**

En el sismo de Kobe del 17 de enero de 1995, se experimentaron fuertes daños y colapsos, sobre tramos elevados de importantes vías de transporte masivo. **(Fotos 2 a y b)**. Lo mismo ocurrió en el Terremoto de Chi-Chi 1999. Taiwán. **(Fotos 3)**

En Alaska se detectaron fallas de puentes durante los sismos pasados como en el terremoto del 27 de marzo del 64 que derrumbo aproximadamente 9 estructuras y ocasionó daños graves en otros 26; durante el fuerte sismo de Niigata (Japón) del 16 de junio del mismo año, se experimentaron grandes movimientos de las pilas de los puentes Banyo y Showa; el sismo de San Fernando (California) del día 9 de febrero del 71, afectó 62 puentes con un 25% de daños muy severos o ruina total **(Fotos 4 a y b y Foto 5)**; e igualmente se tuvieron daños muy graves en puentes durante los terremotos de Guatemala (1976); Friuli en Italia (1976); Miyagi-Ken-Okii, Japón 1978 (Priestley et al,1996).

Numerosos puentes han sufrido colapsos debido a la falla de la subestructura y de la fundación. En muchos casos, las pilas han desaparecido bajo el nivel del agua debido a la licuefacción y a la pérdida de capacidad portante del suelo subyacente, como ocurrió durante el terremoto del centro de Chile en 1985

Los suelos pluviales blandos y saturados son propensos al fenómeno de licuefacción durante sismos y tienden a amplificar la señal sísmica, lo cual conlleva mayores desplazamientos laterales. El asentamiento y volteo de las pilas es también una característica de la falla de la cimentación de puentes.

Una investigación post-sísmica, realizada por investigadores colombianos, sobre 4157 tramos, 3396 pilas y 5741 líneas de apoyo, reveló serios daños en las pilas de acero (14%) y concreto (13%), manifestándose mayormente los daños en las pilas construidas antes de 1964, con graves fallas de apoyo de un (28%) y movimientos de

fundaciones, donde el mayor énfasis, lo tuvo la gran magnitud de la fuerza sísmica, que supero los requerimientos normativos. Un efecto sísmico importante, fue el movimiento longitudinal no sincrónico de tramos largos y elevados, causando por los desplazamientos fuera de fase, con resultados catastróficos. Además se detectaron en las pilas de hormigón armado, diversos problemas como:

- Por flexión en las bases, debido al inadecuado refuerzo de confinamiento transversal; por flexión en secciones intermedias, por falta de solape del acero longitudinal; por cortes en las pilas y vigas del cabecero y por colocación inadecuada del refuerzo transversal y rupturas de barras soldadas y falta de anclaje de estribos sin ganchos o soldaduras.

A partir de este análisis y mejorando la ductilidad en las columnas de pilas y estribos abiertos, se estableció en el código de 1980, añadir a la longitud de las barras longitudinales de estos elementos, su dimensión más 20 veces el diámetro, con resultados favorables durante los sismos.



**Foto 1.** Falla por flexión y corte en la mitad de la altura de la pila, debido a la terminación prematura del refuerzo longitudinal durante el Terremoto de Kobe. (Tomada de Priestle y, Seible y Calvi, 1996)



a)



b)

**Fotos 2 a y b.** Falla de pila por cortante .Kobe 1995



a)



b)

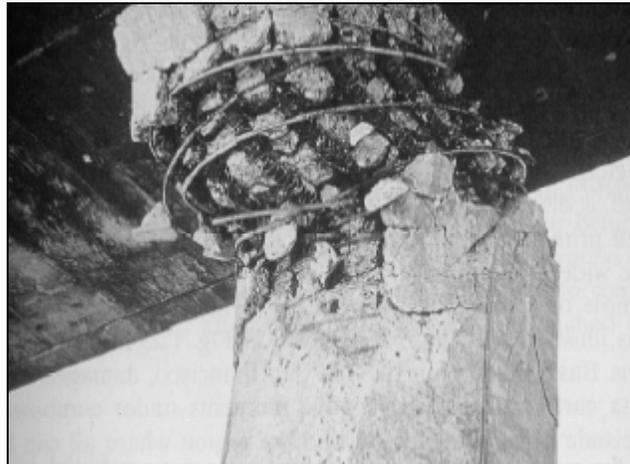
**Fotos 3 a y b.** Falla frágil por cortante en pila como consecuencia de inadecuado refuerzo. Terremoto de Chi-Chi 1999. Taiwán



a)

b)

**Fotos 4 a y b:** Ejemplos de fallas por cortante en el terremoto de Northridge. (Tomada de Priestley, Seible y Calvi, 1996 ).



**Foto 5:** Falla por cortante dentro de la región de la articulación plástica en el terremoto de San Fernando. (Tomada de Priestley, Seible y Calvi, 1996).

Esta realidad ha demostrado la necesidad de implementar estudios de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de este tipo de estructuras localizando los puntos más críticos para buscar soluciones que permitan incrementar la seguridad de estas obras ingenieriles, imprescindibles en las labores de rescate posteriores a la ocurrencia de sismos destructivos (Candebat, 2012).

Los conocimientos adquiridos a partir de las experiencias vividas y de los daños observados en todo el mundo han precisado a los profesionales de la ingeniería

sísmica a realizar estudios para determinar el comportamiento de los puentes. Investigadores y profesionales de todo el mundo han propuesto metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes carreteros construidos, teniendo en cuenta sus características, ubicación, año de construcción y otros aspectos que determinan el comportamiento de estas estructuras ante sismos de moderada y gran intensidad.

### **1.3. Los puentes de carretera en la Isla de Cuba. Su evolución**

El desarrollo de la construcción de puentes en Cuba comienza desde el período de la dominación española, por lo que en sus carreteras se observan estructuras de diversas tipologías y materiales como madera, ladrillo, piedra, hierro, acero, hormigón armado y hormigón pretensado.

Entre 1927 y 1931 se construye la Carretera Central, vía de extraordinaria importancia para la economía y la sociedad cubana, ejecutándose gran cantidad de puentes, fundamentalmente construidos de hormigón armado y/o acero, posteriormente, como parte del desarrollo de la infraestructura vial, a finales de la década del 40, aparecen nuevas técnicas como el prefabricado y se comienza a utilizar el hormigón pretensado, dando lugar a la construcción de estructuras que en su momento constituyeron logros de la ingeniería civil cubana e incluso se ubicaron entre las mayores de su tipo en el mundo (Candebat et al, 2011)

A partir del triunfo de la revolución se acomete la construcción de numerosas vías con el objetivo de garantizar la comunicación entre todas las comunidades de la isla y motivado por el desarrollo de nuevos planes agrícolas e industriales que exigían una red vial renovada y más completa, evidenciándose, sobre todo a partir de 1970, un desarrollo notable del prefabricado, el hormigón pretensado y sobre todo de la tipificación (González, 1999 y Taylor y Valdés, 1990).

#### **1.3.1 Los puentes de las carreteras de Santiago de Cuba. Estado técnico constructivo actual.**

La realidad de la falta de una buena política de mantenimiento y conservación del patrimonio vial de la provincia se manifiesta en los puentes, estructura esencial para la comunicación de la región Sur Oriental con el resto de País. Esta realidad junto el

bloqueo económico impuesto a nuestro país limita la conservación de los puentes y en específico la tipología cubano- italiana utilizada por más de cuatro décadas en carreteras de mayor importancia para el territorio, como la Autopista Nacional y la Carretera Granma, diseñada para este tipo de carretera y se generaliza el empleo del hormigón pretensado, la cual se caracteriza por el uso de elementos prefabricados en la superestructura y subestructura, salvo, en este último caso, cuando las columnas de pilas y estribos son mayores de 14 metros que entonces son construidas hormigonadas in situ (Candebat et al, 2011).

En las vías antes mencionadas, que por ser consideradas de importancia vital para el desarrollo económico, social y político del territorio, atraen la atención de especialistas e investigadores que durante varios años han acometido el estudio de sus obras de fábrica, se observan estructuras con un estado técnico de regular a malo, caracterizados por los problemas que se mencionan a continuación (Candebat, 2012).

1. Socavación local avanzada al pie de pilas y estribos (**Fotos 6 a, b y c**)
2. Fallos en las losas del tablero, agrietamiento y acero expuesto.
3. Fallos en el aproche como consecuencia de la socavación y la erosión del material.
4. Falta de recubrimiento y acero expuesto y oxidado en elementos del pretil.
5. Longitud de apoyo inadecuada, menor que la establecida por la norma cubana vigente, principalmente en puentes en esviaje y en curvas y fundamentalmente en las zonas de apoyo en las pilas (**Fotos 7 a y b**).
6. Juntas entre tramos isostáticos en muy mal estado (**Fotos 8 a, b, c y d**).

Es importante destacar que en la provincia no ha ocurrido en evento sísmico de gran magnitud que someta los elementos componentes de los puentes a la acción destructiva de la naturaleza por lo que los daños existentes son debido a los años de explotación, problemas constructivos ya mencionados, las crecidas de los ríos y la falta de mantenimiento. El elemento esencial de cualquier puente son las pilas o

columnas por lo cual se le dará un tratamiento especial de sus daños en Santiago de Cuba.



a)

b)

c)

**Fotos 6 a, b y c** . Socavación al pie de pilas en puentes. a) Puente sobre río Bagua, Autopista Nacional. b) Puente sobre río La República. Autopista Nacional. c) Puente sobre río Peladero. Carretera Granma. Fuente: Fuente: Darío Candebat Sánchez.



a)

b)

**Fotos 7 a y b**. Longitudes de apoyo menores que las establecidas por la NC 46:1999. a) Puente sobre río La República. Autopista Nacional. b) Puente sobre río San Juan. Carretera Santiago de Cuba - Siboney. Fuente: Darío Candebat Sánchez.



a)

b)

c)

d)

**Fotos 8 a, b , c y d**. Juntas entre tramos isostáticos en muy mal estado. a) Puente sobre río Bagua. Autopista Nacional. b) Puente sobre río Guamá I. Carretera Granma. c) Puente sobre río Cauto. Autopista Nacional. Puente sobre río Guamá II. Carretera Granma. Fuente: Fuente: Darío Candebat Sánchez.

#### **1.4. Estudio de la peligrosidad sísmica de Santiago de Cuba.**

La ocurrencia de terremotos en Cuba data del siglo XVI, pero no es hasta 1855 que Andrés Poey muestra con su Catálogo de Sismos Históricos que el Archipiélago Cubano está sometido a un peligro sísmico potencial. A partir de este momento son muchas las investigaciones sismológicas que se han realizado, teniendo como principal objetivo establecer los diferentes niveles de peligro sísmico en el país. La actividad sísmica de Cuba está determinada por dos formas de origen: de interior de placa y de entre placas, lo que hace que su estudio sea muy complejo en algunas áreas.

En el primer tipo se destaca la Región Suroriental por la frecuencia con que históricamente ocurren terremotos de alta magnitud, lo que implica que sea considerada como la de mayor peligrosidad sísmica del país y se corresponde con la Zona Sismogénica de Bartlett-Caimán, donde se han reportado 22 terremotos fuertes, de ellos 20 en la provincia de Santiago de Cuba y los dos más recientes en la provincia de Granma (Chuy, 1999).

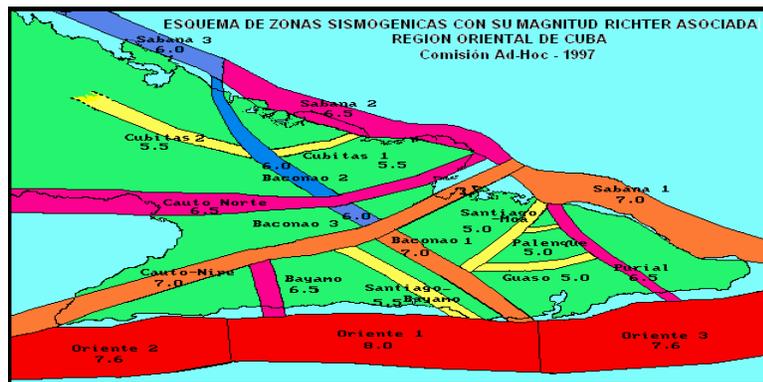
Nos referiremos específicamente a la sismicidad de la región de Santiago de Cuba por ser el área de estudio. De los 961 sismos perceptibles del país (Chuy, 1999), 537 tuvieron epicentro en la provincia de Santiago de Cuba; esta ciudad desde su fundación en 1514 hasta nuestros días ha sido total o parcialmente afectada por terremotos fuertes.

Es bueno significar que de estos sismos fuertes con origen en la estructura señalada, cercanos a la ciudad de Santiago, 2 de ellos produjeron intensidad (I) de 9.0 MSK en 1766 con magnitud  $M = 7.6$  Richter y en 1852 con magnitud  $M$  respectivamente (Chuy, 1999). Se reportaron daños considerables en toda la región oriental y en el caso de la ciudad de Santiago de Cuba se produjeron varias afectaciones; por ejemplo el terremoto del 20 de Agosto de 1852, el más fuerte reportado durante el siglo XIX en nuestro país, provocó el deslizamiento general de grandes piedras en la zona de la Sierra Maestra, el secado de arroyos y manantiales, así como largas y anchas grietas en terrenos secos y húmedos. Cabe señalar que las mayores

destrucciones descritas en edificaciones fueron principalmente en las iglesias y locales de la administración pública. (Chuy, 1999).

Otros terremotos que recientemente han afectado a esta ciudad, pero con menor fuerza se reportan en 1932 (M= 6.75; I = 8.0) y en 1947 (= 6.75; I = 7.0), (Chuy, 1999). En el primero fueron afectadas el 80% de las edificaciones de la ciudad y sus alrededores; además se reportaron alteraciones batimétricas frente a la costa, tanto de emersión al Este de la bahía de Santiago de Cuba, como de inmersión oeste de la bahía.

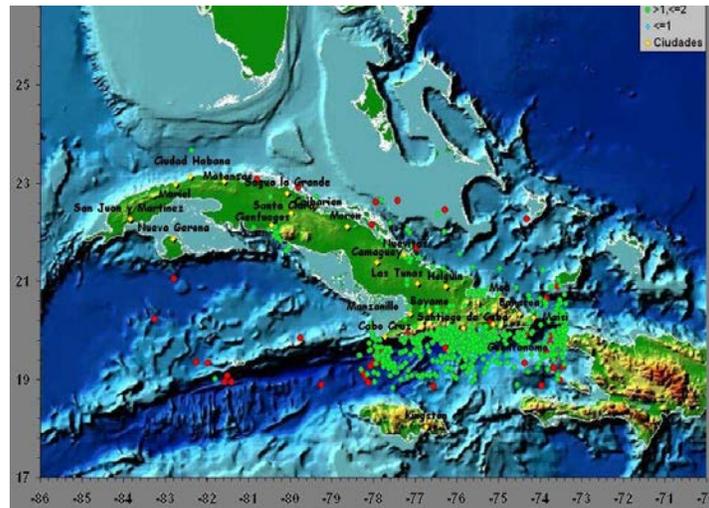
La **Figura 1** representa las Zonas de Origen de Terremotos (ZOT) para la Región Oriental (Comisión Ad-hoc, 1997), las cuales influyen directamente en la ocurrencia de terremotos en la región. A cada zona se le asocia una magnitud determinada. Al Sur tenemos la zona Bartlett – Caimán (Oriente 1,2 y 3); la zona Cauto-Nipe y Baconao, y Cauto Norte, Bayamo y Purial.



**Figura 1.** Esquema de Zonas Sismogénicas de la región Oriental de Cuba. La zona de fallas Oriente se observa en color rojo en la parte baja de la figura. Tomado de Chuy et al, 1997

La región Suroriental de Cuba se encuentra en la zona de influencia de la falla Oriente, conocida también como Bartlett – Caimán, la cual constituye un límite de placas significativo en la región del Caribe. Esta falla es la zona sismogénica más activa del territorio cubano, con un movimiento diferencial de alrededor de 20mm/año.

En relación con la actividad reciente manifestada en esa región del archipiélago cubano (Año 2013), en la **Figura 2** se muestra la distribución espacial de los terremotos reportados por la Red de estaciones sismológicas del Servicio Sismológico Nacional de Cuba (SSNC), en este período.



**Figura 2.** Actividad sísmica registrada en el 2013 en Cuba. Fuente: Fuente: SSNC (2013).

### **1.5 Análisis del comportamiento sísmico de puentes de hormigón armado. Metodologías y procedimientos utilizados.**

Los métodos de inspección para detectar puentes de carreteras vulnerables a la acción de eventos sísmicos han sido desarrollados y modificados en muchas ocasiones y reflejan el progreso alcanzado en la ingeniería sísmica y las lecciones aprendidas de daños provocados por sismos en el pasado.

La vulnerabilidad interviene de forma determinante en el riesgo sísmico que posea la estructura analizada por tanto su evaluación y posterior mitigación constituye la mejor manera de disminuir el riesgo y garantizar la seguridad de las obras y la vida de las personas teniendo en cuenta la imposibilidad de intervenir en la reducción de la amenaza natural existente en la zona de emplazamiento de las obras de ingeniería (Candebat, 2012).

La vulnerabilidad no es más que el grado de predisposición de estructuras u obras a ser afectadas por determinado fenómeno peligroso, natural o antrópico, de una magnitud dada, en este caso la vulnerabilidad sísmica se refiere a la susceptibilidad de los puentes y edificaciones a sufrir daños y/o colapsos debido a la actuación de eventos sísmicos significativos.

Existen diferentes procedimientos para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural de puentes de hormigón. Estos se clasifican en dos métodos principales.

- Métodos Subjetivos
- Métodos Analíticos.

Los **métodos subjetivos** deben su clasificación a la manera de obtener los resultados de la evaluación, pues en su aplicación tiene significativa importancia la observación de daños ocurridos a estructuras similares ante eventos sísmicos fuertes en el mundo y además interviene de forma decisiva la opinión de los llamados expertos, especialistas de gran experiencia en el tema que pueden llegar a definir la importancia de cada una de las características de la estructura en su probable comportamiento ante estos eventos.

Una de las metodologías incluidas en esta clasificación es la elaborada por Kawashima (1990), el cual, a partir de la observación de los daños sufridos por más de 100 puentes propone los parámetros que en su consideración decidieron el desempeño manifestado por estas estructuras. La vulnerabilidad sísmica Kawashima (1990) la define en tres rangos o categorías en función de la probabilidad de daños y categoría del grado de daño probable a ocurrir.

Los **métodos analíticos** por su parte se basan en los mismos principios utilizados para el diseño de construcciones. Esto quiere decir que las estructuras poco dúctiles pueden ser evaluadas bajo cargas estáticas y en el rango elástico debido a que dichas estructuras no tienen la capacidad de experimentar grandes deformaciones plásticas sin antes fallar. Por el contrario cuando un pórtico de hormigón armado se somete a movimientos sísmicos fuertes, algunas de sus vigas y columnas pueden llegar a tener deformaciones muy importantes en el rango plástico y, por lo tanto, un análisis dinámico inelástico llega a ser un requisito indispensable para una

evaluación confiable de su vulnerabilidad. La literatura disponible para la evaluación de estructuras existentes por métodos analíticos se concentra, primordialmente, en la modelización (Calderín y Ruiz, 2009).

Se han propuesto y validado metodologías que se han empleado en países muy afectados por estos fenómenos como Chile, Japón y EE.UU., además de propuestas que han realizado profesores de la Universidad de Oriente. Algunas de estas metodologías se exponen a continuación como:

- La metodología Chilena basada en el método de Pushover (Piña, 2004).
- La metodología sobre la vulnerabilidad (Godínez y Muñoz, 2001).
- Metodología de puentes carreteros de Kawashima (Kawashima, 1990).
- Metodología desarrollada por HAZUS (1999).

Este autor considera como una de las más prácticas la propuesta por Piña (2004) y comentada por Candebat (2012) en su tesis doctoral, la cual proporciona un procedimiento para el análisis de la capacidad y la demanda, según el Método CSM (Método de capacidad espectral).

Unos de los objetivos que persigue el método es determinar respuestas inelásticas de una estructura frente a un sismo. Por lo cual el procedimiento consiste en definir el desplazamiento demandado a la estructura mediante la intercepción de curvas de demanda y capacidad como se especificó anteriormente.

Esta metodología brinda un resultado detallado del comportamiento de la estructura analizada, constituye una herramienta de suma importancia pues a partir del resultado da la posibilidad al ingeniero diseñador o evaluador de tomar decisiones que garanticen minimizar la vulnerabilidad de la construcción, mostrando los puntos de más riesgo a sufrir daños. Así como la realización de un análisis no lineal que permita la revisión de los de los elementos y la estructura en general.

### **1.5.1 Análisis no lineal de puentes**

En años recientes el análisis no lineal de puentes ha ganado importancia debido a la necesidad de analizar el comportamiento inelástico de las estructuras bajo cargas sísmicas, ya que puentes diseñados a partir de los métodos de diseño sísmico

comunes han sufrido de determinado grado de daño aún sin colapsar, demostrando que se requieren análisis post - elásticos no lineales para el control y evaluación de los daños (Akkari y Duan, 2003).

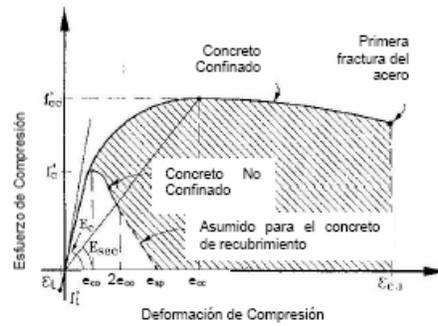
Muchos factores contribuyen al comportamiento no – lineal de un puente. Estos incluyen aspectos como la inelasticidad del material, la no linealidad de la geometría, efectos de segundo orden, interacción no lineal entre la estructura y el suelo de cimentación, apertura y cierre de aberturas en la ubicación de articulaciones y estribos, además de efectos dependientes del tiempo debido a la fluencia y retracción del hormigón (Akkari y Duan, 2003).

Los procesos de la naturaleza no son todos lineales y la no consideración de este comportamiento en las estructuras puede traer aparejada la ocurrencia de daños significativos además de exigir mayor gasto material y financiero en la construcción de las obras dada la consideración de una correspondencia lineal entre la carga actuante y las deformaciones obtenidas (Candebat, 2013).

### **1.6 Consideraciones para el análisis no lineal de puentes de hormigón armado.**

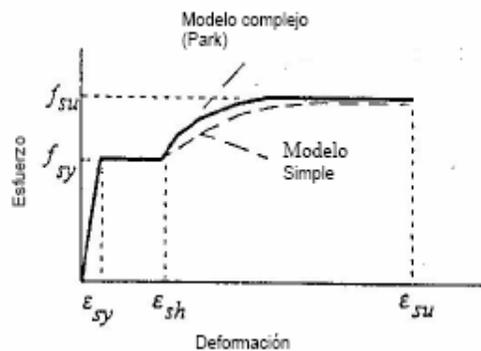
En su tesis doctoral, Candebat (2012) evalúa los criterios y aspectos a tener en cuenta en el análisis no lineal de los puentes de hormigón armado, considerando la influencia de los factores descritos en los epígrafes anteriores. A continuación de muestran las consideraciones valoradas.

- Análisis del comportamiento no lineal de los materiales (Hormigón confinado, no confinado y el acero). Se incorpora la no linealidad del hormigón utilizando una relación no lineal tensión – deformación a través del modelo de Mander para el hormigón confinado y no confinado. **(Figura 3).**



**Figura 3.** Modelo de Mander. Curvas tensión - deformación. Fuente: Mander et al (1988).

- La no linealidad del acero de refuerzo (no pretensado) se tiene en cuenta con el modelo bilineal del acero con endurecimiento parabólico (**Figura 4**).



**Figura 4.** Curva tensión – deformación idealizada para el acero de refuerzo. Fuente: Chen y Duan (2003)

- Comportamiento no lineal de las secciones transversales de los elementos estructurales a partir de los modelos de los materiales, la geometría de dicha sección y del refuerzo longitudinal y transversal, obteniendo la relación momento – curvatura y los diagramas de interacción momento – fuerza axial. El análisis se realiza sobre la base de las siguientes suposiciones (Chen y Duan,2003):
  - Las secciones planas antes de la curvatura o flexión permanecen planas luego de la flexión;
  - El cortante y las deformaciones por torsión son insignificantes.

- Se introduce la relación tensión – deformación del hormigón y el acero;
  - Para el hormigón armado, existe adhesión perfecta entre el hormigón y las barras de acero.
- Análisis no lineal de los elementos estructurales, declarando los puntos de posible aparición de articulaciones plásticas para la disipación de energía, teniendo en cuenta que en el caso de los puentes no deben ocurrir disipaciones de energía en los elementos del tablero, sino en las columnas de pilas y estribos abiertos para facilitar la reparación post terremoto.

### **1.6.1 Propiedades del hormigón**

El hormigón armado en la actualidad sigue siendo uno de los materiales más usados en la construcción de obras de Ingeniería Civil debido a su versatilidad y economía, es por eso que desde hace más de tres décadas los ingenieros han desarrollado una serie de investigaciones con el objetivo de lograr que el hormigón armado presente un buen comportamiento ante sismos.

El hormigón armado está compuesto por el hormigón simple y el acero de refuerzo. El primero, es un material heterogéneo producto de la mezcla del cemento, agregados y agua que resiste los esfuerzos de compresión y el segundo, está conformado por varillas longitudinales y transversales que le dan a los elementos la resistencia a la tensión que el hormigón simple no puede soportar. El hormigón armado posee un comportamiento complejo que ha sido analizado en gran parte por medio de la experimentación en laboratorios y para comprender mejor este comportamiento se estudiarán a continuación las propiedades mecánicas de sus componentes por separado.

#### **1.6.1.1 Hormigón no confinado**

El hormigón simple tiene como característica principal ser resistente a la compresión, esto lo hace apropiado para construir elementos sometidos principalmente a este tipo de esfuerzos, tales como columnas o arcos; sin embargo, es un material relativamente frágil, con una baja resistencia a la tensión en comparación con la resistencia a compresión.

#### **1.6.1.1.1 Esfuerzo de compresión**

La resistencia a la compresión es casi universalmente definida por la resistencia que alcanzan los cilindros ensayados en los laboratorios a los 28 días la cual depende del contenido y tipo de cemento, de la relación agua cemento de la mezcla de diseño, gradación, resistencia y forma del agregado y por último de la edad del hormigón . Para los puentes no es muy común el uso de hormigones de alta resistencia debido al incremento de la fragilidad.

Los ensayos realizados en núcleos de hormigón, tomados de puentes en California y construidos en los 50's y 60's, han revelado entre 1.5 y 2.7 veces la resistencia especificada. Esto puede ser considerablemente importante en la evaluación sísmica de puentes más viejos y podría ser utilizado en el diseño de nuevos puentes. (Morán, 2009)

Además continúa ganando resistencia con la edad, por lo tanto, la resistencia real del hormigón cuando el sismo ocurre probablemente excederá de manera considerable la resistencia especificada. Esto es un factor que debe ser comprobado a la hora de realizar una revisión del comportamiento anti sísmico de los puentes ya construido, el cual puede ser conocido a través de la realización de ensayos no invasivos

#### **1.6.1.1.2 Módulo de elasticidad**

El módulo de elasticidad,  $E_c$ , usado para el diseño, generalmente está basado en la medición secante bajo una carga de compresión lentamente aplicada hasta alcanzar un esfuerzo máximo de  $0.5f'_c$ .

#### **1.6.1.1.3 Esfuerzo de Tensión**

La contribución de la resistencia a tensión del hormigón a la resistencia confiable de los miembros bajo acción sísmica es ignorada por su naturaleza variable y la posible influencia de la contracción o movimiento inducido por el agrietamiento. Sin embargo; es necesario estimar la tensión del miembro o su comportamiento a flexión en el comienzo del agrietamiento para asegurar en ciertos casos que la capacidad de la sección reforzada no sea excedida.

Debido a la complejidad para lograr la tensión axial, que por lo general es 20% de la resistencia a la compresión o menos; en lugar de la prueba de tensión directa, los especímenes se someten a la prueba brasileña.

La resistencia a la tensión también puede calcularse a través de pruebas de flexión realizadas en vigas de hormigón simple. Por lo general, la resistencia a tensión de cilindro obtenida en la prueba brasileña es de 50 a 75% del módulo de rotura. La diferencia entre estos dos métodos se debe primordialmente a que la distribución de esfuerzos en el hormigón del miembro a flexión no es lineal cuando la falla es inminente

El modelo se basa (como en el hormigón confinado) en una ecuación y parámetros dados por Mander (**Foto 3**) para valores entre cero y la deformación al aplastamiento. Después que la deformación al aplastamiento se alcanza, la degradación de la resistencia se asume como una línea recta hasta la máxima resistencia al aplastamiento.

### **1.6.1.2 Hormigón Confinado**

Como se ha explicado en las secciones anteriores, el hormigón es un material muy resistente a la compresión y muy poco resistente a la tensión. De hecho, generalmente se desprecia el hormigón a tensión en los cálculos de resistencia de los miembros de una estructura. Por esta razón es que en la práctica se puede confinar el hormigón mediante el uso de refuerzo transversal en forma de hélices o aros de acero espaciados a una cierta distancia.

#### **1.6.1.2.1 Efecto del confinamiento del acero de refuerzo**

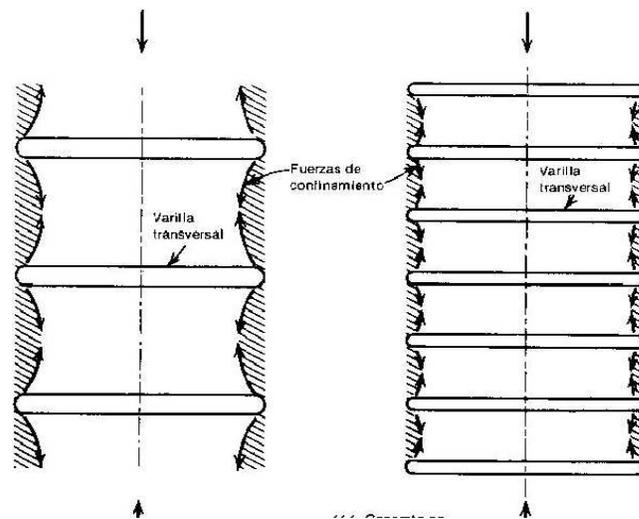
En el diseño de puentes, la ductilidad es normalmente provista por las rótulas plásticas de las columnas. El efecto de la compresión axial en estos miembros es iniciar el desprendimiento del recubrimiento en lugar de pequeños desplazamientos plásticos. A menos que se proporcione un correcto y apropiado refuerzo transversal para confinar el hormigón comprimido dentro del núcleo y para prevenir el pandeo del refuerzo longitudinal, la falla probablemente ocurrirá. En conjunto con el refuerzo longitudinal el refuerzo transversal poco espaciado, que restringe la expansión lateral del hormigón que acompaña al comienzo del aplastamiento, mantiene la integridad

del núcleo, permite esfuerzos de compresión más altos y lo más importante, la zona a compresión soportará mayores deformaciones por compresión antes de que ocurra la falla.

▪ **Confinamiento por espirales o aros**

Debido a su forma, los espirales o aros son sometidos a tensión axial cuando el hormigón se expande, por lo tanto, proveen una presión de confinamiento radial y uniforme alrededor de la circunferencia.

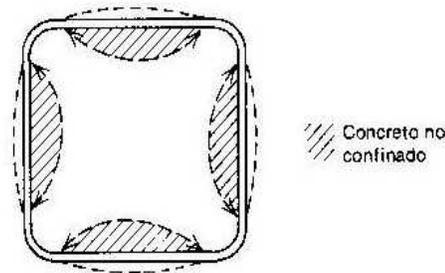
El espaciamiento del acero transversal es un punto que se debe tomar en cuenta, ya que mientras menor sea este habrá un confinamiento más efectivo, como se presenta en la **Figura 5**. El confinamiento está definido por el arqueado del hormigón entre las varillas transversales y si el espaciado es grande no puede confinarse un gran volumen de hormigón, por lo que éste podría desprenderse. La cuantía y tamaño del refuerzo longitudinal también tienen influencia en el confinamiento ya que las varillas longitudinales generalmente tienen diámetro grande, por lo tanto también pueden confinar el hormigón.



**Figura 5:** Efecto del espaciamiento del acero transversal en la eficiencia del confinamiento. (Tomado de Park y Paulay, 1997)

▪ **Confinamiento por estribos rectangulares**

Los estribos rectangulares solo pueden aplicar reacciones de confinamiento cerca de las esquinas, debido a que la presión del hormigón contra sus lados tiende a flexionarlos hacia afuera como muestra la **Figura 6** con líneas punteadas. Como consecuencia, una parte considerable de la sección transversal del hormigón puede no estar confinada. Debido al arqueado interno, el hormigón está confinado efectivamente solo en las esquinas y en la región central de la sección. Se puede concluir que los aros o espirales son más eficientes en el confinamiento del hormigón; sin embargo, los estribos cuadrados producen un aumento significativo en la ductilidad y muchos investigadores han observado cierto aumento en la resistencia



**Figura 6.** Confinamiento por estribos rectangulares. (Tomado de Park y Paulay, 1997).

El confinamiento provisto por los estribos cuadrados o rectangulares puede aumentarse significativamente por medio del uso de vinchas, estribos superpuestos y estribos interiores. La presencia de varillas longitudinales bien distribuidas alrededor del perímetro de la sección, amarradas mediante alambres al refuerzo transversal, también ayuda al confinamiento. El hormigón ejerce la fuerza contra la varilla longitudinal y el refuerzo transversal proporciona las reacciones de equilibrio en las varillas longitudinales (Morán, 2009).

**1.6.1.2.2 Relaciones Esfuerzo – Deformación**

El objetivo del confinamiento es incrementar la resistencia a la compresión y la deformación última del hormigón. Se han desarrollado muchas relaciones esfuerzo-

deformación para el hormigón confinado y la mayoría de ellas son aplicables a un rango restringido de condiciones, por ejemplo para secciones circulares o rectangulares. El modelo de Mander se publicó en 1988 y es aplicable para todas las formas de secciones y todos los niveles de confinamiento. **(Figura 3)**

Inicialmente, el Modelo de Mander fue desarrollado para estudiar miembros de hormigón con refuerzo transversal en espiral. Este modelo se basa en el desarrollo de un nivel de confinamiento constante debido a la fluencia en el acero de refuerzo. Se asume que cuando la deformación al aplastamiento se alcanza, la sección falla y termina el análisis.

### **1.6.1.3 Comportamiento del Acero**

La resistencia útil tanto a tensión como a compresión de los aceros comunes; es decir la resistencia a la fluencia, es aproximadamente quince veces la resistencia a la compresión del concreto estructural común y más de 100 veces su resistencia a la tensión. El acero es un material mucho más caro que el hormigón, por lo cual se los utiliza en combinación para que el acero resista los esfuerzos de tensión y el hormigón los de compresión. El refuerzo también se utiliza para resistir esfuerzos de compresión, especialmente cuando se desea reducir la sección transversal de elementos a compresión.

Aunque no fuera necesario reducir las secciones, es esencial colocar una cuantía mínima de acero para prevenir y soportar esfuerzos de tensión inesperados y producidos por pequeños momentos flectores accidentales que pueden agrietar y producir inclusive la falla del elemento no reforzado. Para lograr una acción efectiva del acero de refuerzo es necesaria una adherencia fuerte entre los elementos para que éstos se deformen de forma conjunta y evitar movimientos relativos entre las varillas y el concreto circundante. La ductilidad de los elementos estructurales de hormigón reforzado depende de la capacidad del acero de refuerzo para soportar repetidos ciclos de carga a elevados niveles de deformación plástica sin reducción significativa de los esfuerzos

Para el diseño es muy importante definir la curva esfuerzo deformación del acero, el modelo bilineal se usa para describir el comportamiento Tensión –Deformación del

acero longitudinal a tracción pura o compresión. Este modelo se basa en un comportamiento elástico, perfectamente plástico y con tensión de endurecimiento parabólico. En la **(Figura 4)** se muestra el modelo de comportamiento Tensión – Deformación del acero.

Para el análisis de las columnas de pilas se utilizan varios instrumentos como la elaboración de diagramas e interacción y gráficos de relación momento curvatura, los cuales son obtenidos a partir de los diagramas Tensión –Deformación de los materiales, las propiedades de los mismos y los modelos constitutivos de los materiales los mismos ya están introducidos en los software como el **SAP 2000** y el **XTRACT** en los cuales es posible la realización de un análisis estático no lineal y la obtención de la curva de capacidad de la estructura

## **1.7 Análisis de las columnas de pilas y estribos.**

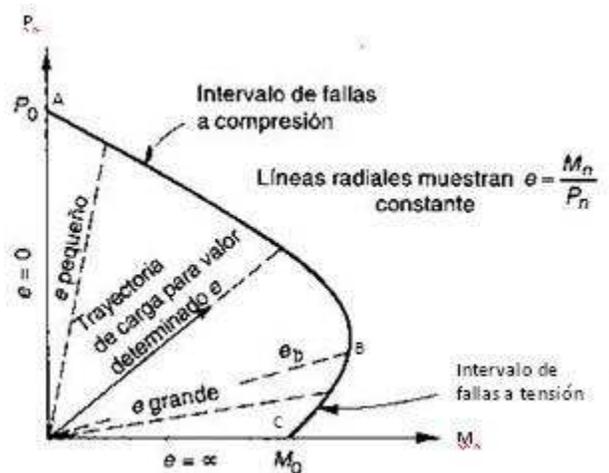
### **1.7.1 Diagramas de Interacción**

Los diagramas de interacción son la mejor forma de ilustrar el comportamiento de las columnas de acuerdo a las combinaciones de  $P_n$  y  $M_n$  en el intervalo completo de excentricidades desde cero hasta el infinito, definiendo de esta manera la carga y el momento de falla para determinada columna. Para cualquier excentricidad existe un solo par de  $P_n$  y  $M_n$  que producirán un estado inminente de falla y este par de valores puede dibujarse como un punto del diagrama, los demás puntos de la curva pueden ser calculados como el anterior partiendo de una serie de fórmulas que siguen un proceso y que se encuentran en cualquier texto de diseño de estructuras de hormigón. En este diagrama, cualquier línea radial representa una excentricidad particular  $e=M/P$ , como se muestra en la **Figura 7**, el eje vertical corresponde a  $e = 0$  y  $P_o$  es la capacidad de la columna para carga concéntrica. El eje horizontal corresponde a un valor infinito de  $e$ , es decir, flexión pura con una capacidad a momento de  $M_o$ . Las excentricidades pequeñas producirán falla regida por compresión del hormigón, mientras que las grandes llevarán a una falla iniciada por la fluencia del acero a tensión.

A diferencia de las vigas, no es posible establecer si las columnas fallarán por la fluencia del acero en lugar de una falla por aplastamiento del hormigón. La falla de

las columnas depende de la excentricidad que se define por el análisis de carga de la estructura.

Es importante tener en cuenta de acuerdo a la **Figura 7** que, para la zona de falla a compresión, en cuanto mayor sea la carga axial, menor será el momento que la sección es capaz de resistir antes de la falla. Sin embargo, en la zona de falla a tensión ocurre lo contrario, cuanto mayor sea la carga axial, mayor será la capacidad simultánea a momento.



**Figura 7.** Diagrama de interacción para la resistencia nominal de una columna sometida a flexión y carga axial combinadas. (Tomado de Nilson, 1999).

### 1.7.2. Relaciones Momento-Curvatura

La curvatura de un elemento es la rotación que se presenta por longitud unitaria de un miembro. También puede expresarse como el cambio de ángulo por unidad de longitud a lo largo del eje del elemento sometido a carga de flexión. La curvatura varía físicamente a lo largo del miembro debido al incremento del momento y la variación del bloques de esfuerzo, ya sea a tracción o compresión si se miden las deformaciones unitaria a partir del incremento del momento flector desde el estado sin carga hasta la falla, se puede obtener el diagrama momento-curvatura.

El comportamiento de elementos de hormigón reforzado sometidos a flexión puede comprenderse de manera más clara mediante el uso de las gráficas que relacionan el momento flexionante resistente en una sección con la curvatura correspondiente.

La relación momento-curvatura depende principalmente del momento último, en el cual aparte de en la fluencia, se analizan las características de carga y deformación de los miembros a flexión. La relación momento-curvatura de una sección de hormigón armado se obtiene a partir de los modelos del hormigón y del acero, además depende de la geometría y refuerzo longitudinal y transversal. Este diagrama es la base para definir un modelo histerético para el análisis no lineal.

La relación momento-curvatura será usada para predecir los valores de sobrerresistencia a niveles de rotación plástica de diseño. Cuando se utiliza este análisis, la resistencia a flexión de diseño corresponde a las condiciones en las cuales la deformación en la fibra extrema a compresión alcanza el valor de 0.004 o cuando la deformación por tensión en el refuerzo a máxima tensión alcanza el valor de 0.015, cualquiera que ocurra primero. La relación esfuerzo-deformación del acero debe incluir la fase de endurecimiento por deformación..

Las relaciones momento-curvatura pueden idealizarse de dos maneras distintas, la primera opción es la relación trilineal donde la primera etapa representa al agrietamiento, la segunda a la fluencia del acero y la tercera al límite de deformación útil en el hormigón,

La bilineal también es una buena opción para idealizar la relación momento-curvatura, la primera curva representa el comportamiento a la primera carga, una vez que se desarrollan las grietas, como es el caso de la mayoría de las vigas, la relación  $M-\phi$  es casi lineal desde la carga cero hasta el inicio de la fluencia. Por lo tanto, las curvas bilineales son buenas aproximaciones para elementos inicialmente agrietados.

Una vez realizada la corrida de una sección en **XTRACT**, ya sea de una viga, columna o vaso, como resultados del análisis se obtiene un reporte de la sección donde se pueden ver sus características geométricas, el refuerzo dispuesto y los materiales; se obtiene para los momentos curvaturas el mecanismo de fallo del sistema, la sección no deformada y la deformada, un reporte del análisis que incluye material que falla, deformación de fallo, primera curvatura, curvatura a la primera fluencia, curvatura última, momento a la primera fluencia, momento último, capacidad

de rotación de la articulación plástica, factor de sobrerresistencia, la ductilidad por curvatura, entre otros parámetros. A partir de este resultado es posible determinar el comportamiento de las columnas o continuar con un análisis más profundo

### **CONCLUSIONES PARCIALES**

1. El colapso y los daños observados en países que han sido afectados por eventos sísmicos significativos han demostrado que los puentes en general son estructuras vulnerables ante la ocurrencia de estos eventos. En los cuales las columnas de pila diseñada por códigos obsoletos han indicado su escasa resistencia al cortante generado por el sismo.
2. Aunque en Cuba no se reportan daños significativos en puentes como consecuencia de eventos sísmicos importantes, se hace necesario realizar investigaciones sobre su desempeño sísmico estructural en zonas de alta peligrosidad, siendo la región de Santiago de Cuba, la zona de más importancia para la el estudio de la vulnerabilidad de los puentes y en específico la tipología cubano – italiana.
3. El desempeño manifestado por estas estructuras ante acciones sísmicas valida la necesidad de realizar análisis no lineales teniendo en cuenta los parámetros que provocan este comportamiento como la no linealidad del material y de la geometría entre otros.



# Capítulo 2

## **CAPITULO II. PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS Y CARACTERIZACIÓN DE LAS SECCIONES DE COLUMNAS PREFABRICADAS DE PILAS Y ESTRIBOS.**

En este capítulo se muestran los criterios considerados en el análisis de las secciones transversales de las columnas de pilas y estribos de los puentes construidos con la tipología cubano italiana en Santiago de Cuba. Se presenta un procedimiento que permite obtener las solicitaciones en estos elementos y la elaboración de los diagramas de interacción y los gráficos de momento curvatura, herramientas que permiten caracterizar el comportamiento de dichas secciones y determinar los esfuerzos que determinan su falla estructural.

### **2.1 Aspectos metodológicos considerados.**

Como se ha explicado en el capítulo anterior, los diagramas de interacción y los gráficos de momento curvatura permiten al diseñador realizar análisis adecuados acerca del comportamiento de las estructuras, prediciendo su desempeño ante acciones sísmicas.

Para la elaboración de estos gráficos es necesario contar con la información de proyecto que permita determinar las características de las secciones transversales de los elementos estructurales y determinar las solicitaciones actuantes.

En el estudio realizado se ejecutaron tres tareas fundamentales:

1. Realización de un modelo físico matemático de los puentes objeto de estudio utilizando el software de análisis estructural SAP 2000 versión 14.
2. Análisis de las secciones transversales de las columnas de pilas prefabricadas de hormigón armado utilizando el software XTRACT versión 3.01.
3. Análisis de los gráficos de momento – curvatura y diagramas de interacción M – N de las secciones transversales de las columnas de pilas prefabricadas.

**2.1.1 Realización de un modelo físico - matemático de los puentes objeto de estudio utilizando el software de análisis estructural SAP 2000 versión 14.**

- Se modelaron los elementos del pórtico de pilas y estribos como elementos espaciales unidireccionales (barras), considerando las uniones entre cabezales y columnas articulados.
- Las columnas de pilas empotradas en la base.
- Las losas del tablero de la estructura se modelaron como elementos bidimensionales (shell).
- Vigas del tablero simplemente apoyadas sobre cabezales de pilas y estribos (un apoyo móvil y un apoyo fijo).
- Combinaciones utilizadas:
  - PP + ER + QS para el estado límite de utilización.

**- Utilización del asistente para el análisis de puentes.**Pasos:

1. Definir las unidades de medidas a emplear, (KN-m)
2. Definir el modelo a utilizar. (**Figura 1**)
3. Definir los ejes horizontales y verticales del puente (**Figura 2**)

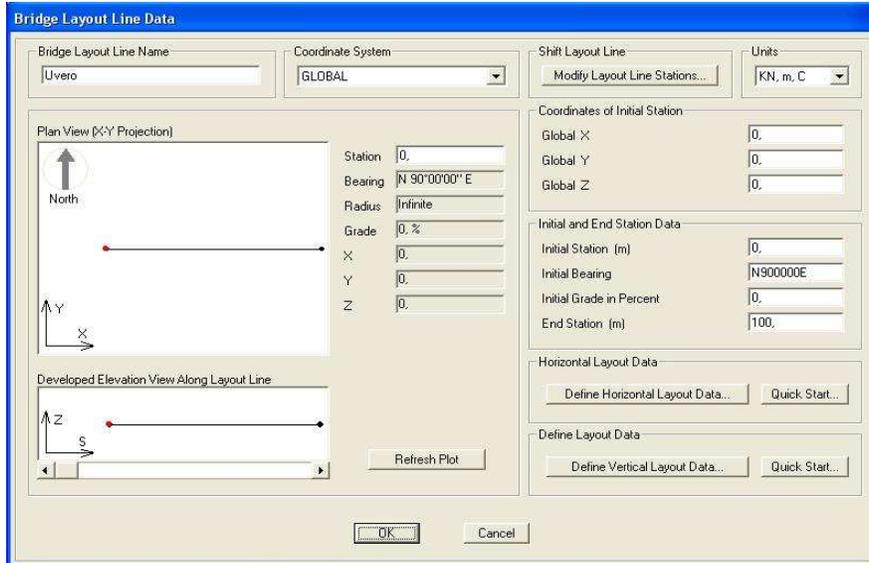


Figura 2. Definir los ejes horizontales y verticales del puente.

- Definir las características de los materiales utilizados en la construcción de la estructura analizada, teniendo en cuenta sus propiedades mecánicas (masa por unidad de volumen, peso, modulo de elasticidad y coeficiente de Poisson (Figura 3).

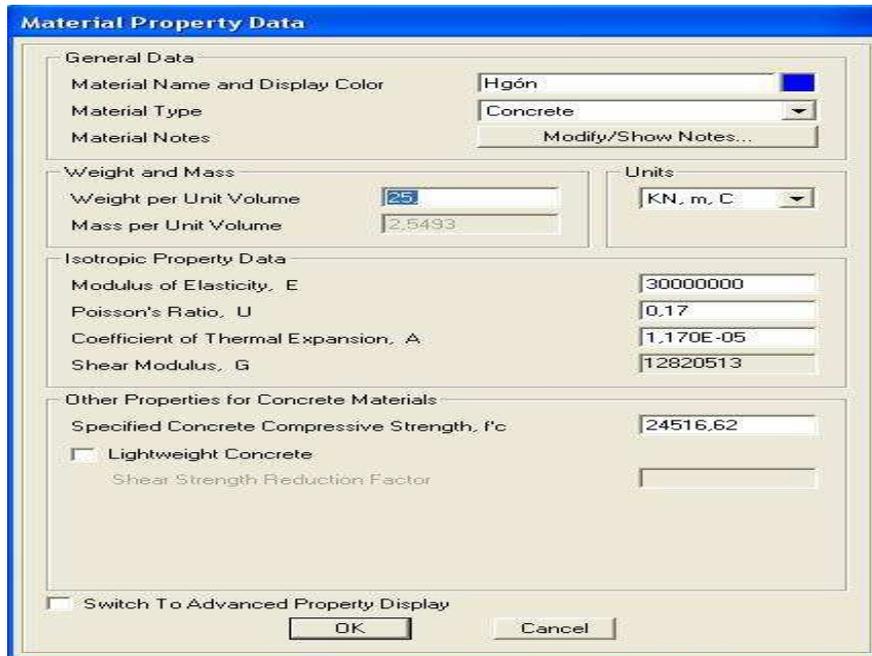
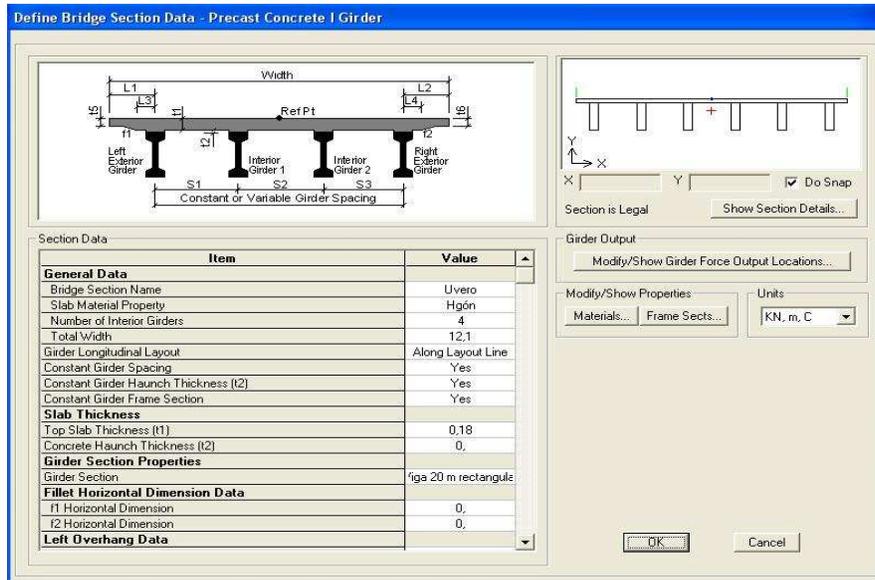


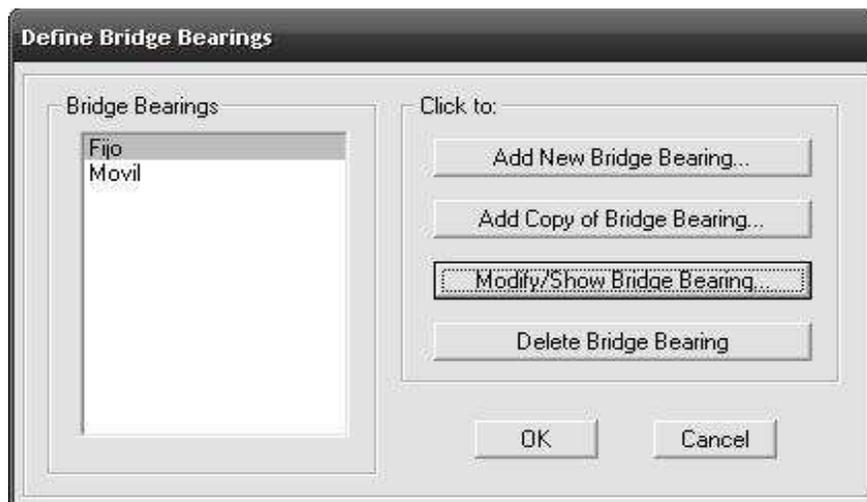
Figura 3. Definición de las propiedades físico mecánicas del material.

6. Definir las secciones transversales de los elementos que componen la estructura y dimensiones de los mismos (vigas, columnas de pilas, estribos cerrados, cabezales de pilas y estribos) asignando el material que le corresponde a cada elemento.
7. Definir las secciones que componen la superestructura del puente (tablero), **(Figura 4)**.



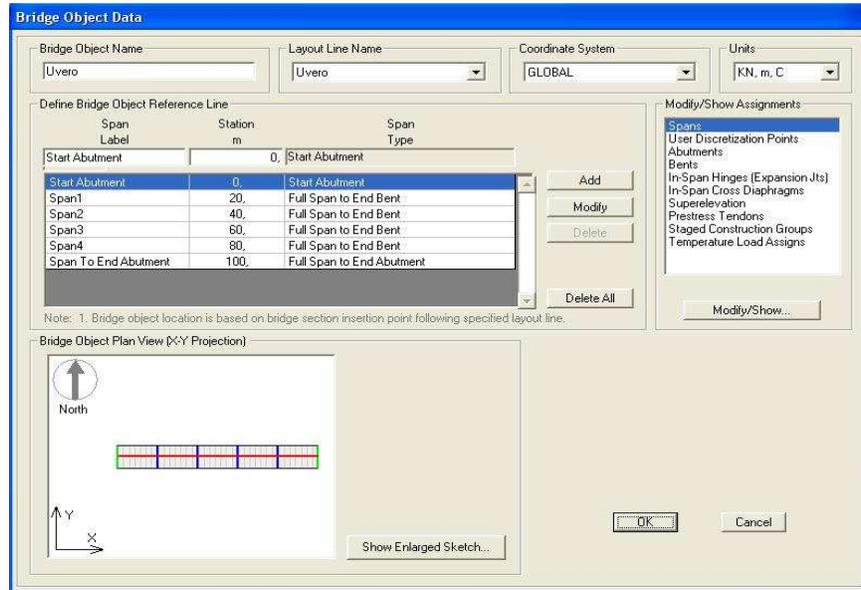
**Figura 4.** Definir las secciones que componen la superestructura. Losa y vigas.

8. Definir las características de los aparatos de apoyo. **(Figura 5)**.



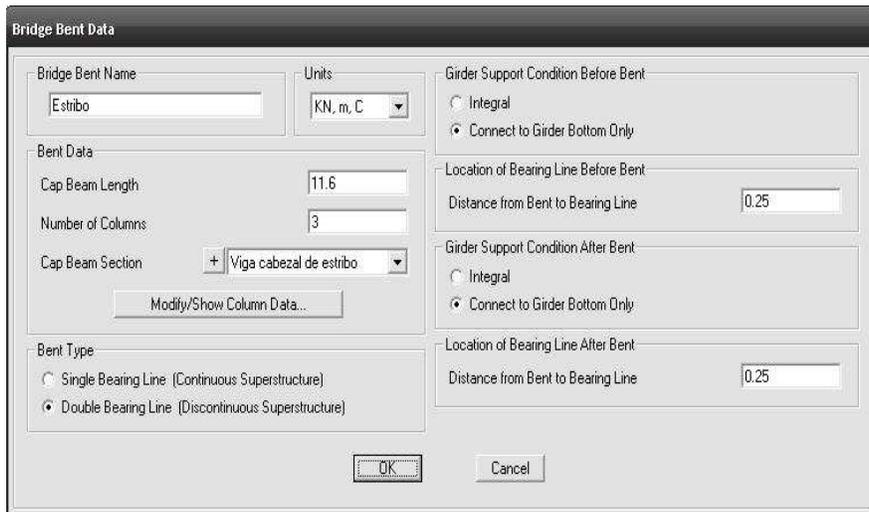
**Figura 5.** Definir aparato de apoyo.

- Definir las luces del puente que cuenta con 5 luces de 20m cada una teniendo el mismo una longitud total de 100m. (**Figura 6**).



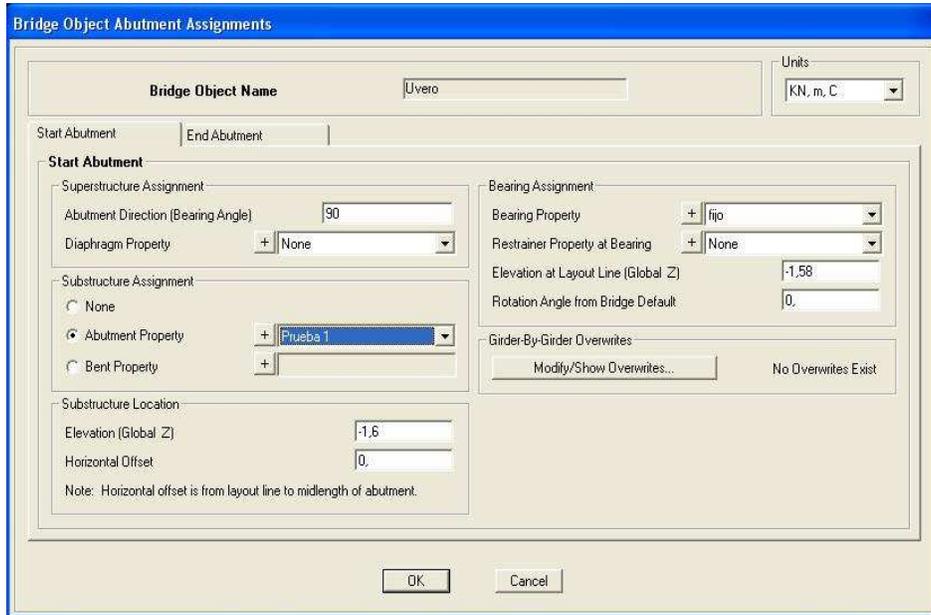
**Figura 6.** Definir las luces del puente

- Definir los estribos del puente tipo pila así como las características de los elementos que lo componen (viga cabezal y columnas), **Figura 7**.



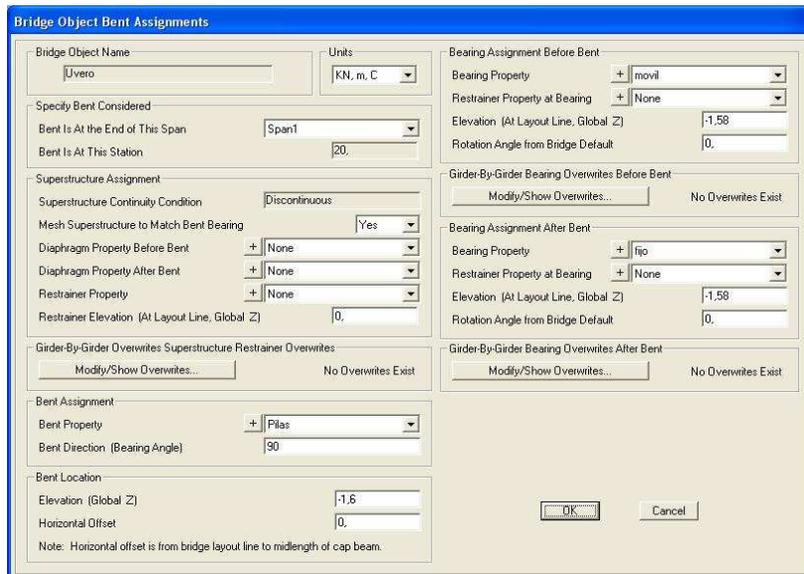
**Figura 7.** Definir las características de las pilas del puente así como las características de los elementos que lo componen.

11. Definir las características de los estribos y asignación de los aparatos de apoyo tanto en el estribo inicial (Fijo) como en el estribo final (Móvil), **Figura 8.**



**Figura 8.** Definir los aparatos de apoyo en los estribos.

12. Asignar los aparatos de apoyo en las pilas teniendo en cuenta el del estribo inicial, **Figura 9.**



**Figura 9.** Definir los aparatos de apoyo en las pilas.

13. Definir la ubicación de las columnas de pilas, su altura y condiciones de apoyo.  
(Figura 10).

Column	Section	Distance	Height	Angle	Base Support
1	Col de pila	1.65	6.	0.	Fixed
2	Col de pila	5.85	6.	0.	Fixed
3	Col de pila	10.05	6.	0.	Fixed

**Notes:**

1. The distance is measured from the left end of the cap beam to the center of the column.
2. The column height is measured from the midheight of the cap beam to the bottom of the column.
3. The column angle is measured in degrees counterclockwise from a line parallel to the bent to the column local 2 axis.

Column	R1 Release	R2 Release	R3 Release	R1 Stiffness	R2 Stiffness	R3 Stiffness
1	Fixed	Fixed	Fixed			
2	Fixed	Fixed	Fixed			
3	Fixed	Fixed	Fixed			

**Figura 10.** Definir las distancias desde el borde del cabezal hasta el centro de cada columna

14. Definición de las dimensiones y ubicación de los carriles del puente, cargas móviles a considerar en el análisis.
15. Definir los casos de carga a considerar en el análisis: estáticas lineales, casos de espectros de respuesta, estáticas no lineales.
16. Actualización del modelo.

### **2.1.2 Análisis de las secciones transversales de las columnas de pilas prefabricadas de hormigón armado utilizando el software XTRACT versión 3.01.**

El programa UCFyber fue creado originalmente en la Universidad de California en Berkeley por el Dr. Charles Chadwell. En el 2001 Imbsen Software Systems adquirió el UCFyber y este fue renombrado como XTRACT. Desde el inicio del XTRACT, Imbsen Software Systems ha estado y sigue trabajando actualmente con la colaboración con el Dr. Charles Chadwell (Morán, 2009).

El **XTRACT** es un software para el análisis no lineal de secciones transversales de elementos de hormigón armado, acero, pretensado y secciones transversales estructuralmente compuestas, que permite obtener el comportamiento de dichas secciones, expresadas mediante gráficos de Momento–Curvatura, superficies de interacción Momento–Fuerza Axial y diagrama Momento–Momento. Estas herramientas son usadas por la opción de análisis estático no lineal creada por Piña (**Pushover**) ya comentadas en el capítulo 1 mediante el uso del software **SAP2000NL** para analizar edificios y puentes con el fin de estimar el tipo de respuesta de una estructura ante la ocurrencia de un evento sísmico.

### 2.1.2.1 Aspectos generales del XTRACT

El XTRACT es en general un programa de análisis de secciones transversales de cualquier forma geométrica y material sujetas a cualquier tipo de carga. Las funciones de análisis disponibles que posee son:

- Análisis Momento – Curvatura
- Análisis de Interacción Fuerza Axial – Momento
- Análisis de Interacción Momento – Momento

El programa permite asignar cualquier sección transversal (incluso con huecos), constituida de cualquier material, partiendo de los modelos no lineales de materiales disponibles. Ofrece la versatilidad de incluir muchas secciones Transversales y ubicación del acero con un solo click del mouse y análisis dentro de un solo proyecto para estudios comparativos. Además realiza la discretización por fibras de las secciones transversales, de tal forma que la sección queda conformada por una malla triangular, esto depende del tamaño de la malla, el hormigón de recubrimiento y el hormigón confinado. Permite visualizar (numérica y gráficamente) todos los datos de los materiales y los resultados del análisis de las secciones. **XTRACT** puede mostrar las tensiones y deformaciones de cualquier sección en cualquier punto y muestra cómo se deforma el hormigón y cómo va fluyendo el acero esto mediante una gama de colores que serán mostrados y comentados más adelante.

### 2.1.2.2 Modelos de los materiales que ofrece el XTRACT

- a. Modelo de Mander para hormigón confinado.
- b. Modelo de Mander para hormigón no confinado.
- c. Modelo bilineal del acero.
- d. Modelo bilineal del acero con deformación de endurecimiento parabólico.
- e. Menegotto Pinto para el acero.
- f. Un modelo que puede ser definido por el usuario para acero.

En el presente trabajo se utilizaron los modelos **a**, **b** y **d**. En el caso de **a** fue utilizado para el hormigón del núcleo, el modelo **b** para el recubrimiento y **d** para el acero. Con el modelo de sección transversal creado, el análisis puede correrse, modificarse y ser visto en la interfase. La clave que facilita el manejo del software es el *Project Manager* que permite la organización de toda la información producida por el programa. Cada análisis ofrece al usuario un resumen de una página, denominado *Análisis Report*. Además, se puede revisar un archivo de salida detallado desde el *Interactive Output* y por último el XTRACT también posee una serie de características para la impresión de resultados.

### 2.1.2.3 Manejo del Software

Se selecciona New Project en el *Menú File*. Al abrir el asistente, se requiere como única información el nombre del nuevo proyecto.

Una vez que se haya ingresado el nombre del nuevo proyecto en el recuadro que aparece a continuación se selecciona la forma como iniciar el proyecto, las unidades en la que se va a trabajar y el material si la aplicación está disponible.

El siguiente paso será seleccionar uno de los tipos de secciones básicas que suelen ser usados comúnmente en el diseño. Entre los tipos de secciones están: columnas circulares, rectangulares, vigas rectangulares, Te, etc.

En la parte inferior se muestran otras propiedades calculadas automáticamente por el programa, estas son: el área bruta, el área del núcleo confinado, área del

refuerzo longitudinal y la relación en porcentaje del refuerzo respecto al área del concreto.

El icono Menú *View* permite ver las propiedades de la sección o las múltiples secciones que se hayan creado y además las diferentes opciones para modificarlas, Dentro de este menú se encuentra el *Project Manager*, el mismo que es una parte importante del XTRACT que organiza toda la información. **Acero transversal**

La siguiente ventana permitirá el ingreso de los datos referentes a la geometría: diámetro, si es el caso de una sección circular también se ingresan el recubrimiento, número de varillas longitudinales y su medida.

▪ ***Definición de características no lineales de los materiales.***

El siguiente paso es definir los materiales, el primero es el *Cover Concrete* (hormigón no confinado), el siguiente el *Column Core Concrete* (hormigón confinado) y el último el *Longitudinal Steel* (Acero longitudinal). Se abre una ventana extra que permite ingresar manualmente o calcular automáticamente la información correspondiente al modelo, lo cual es realizado por el mismo programa. Para lograr definir las propiedades de los materiales se da click en (*Menú Materials*) que conformarán la sección, este menú presenta los diferentes modelos del hormigón, el acero y en su defecto el programa también permite ingresar un modelo definido por el usuario. Para este trabajo de tesis se utilizaron el Modelo de (Mander) para el hormigón confinado y no confinado y el modelo bilineal con endurecimiento parabólico para el acero.

Las propiedades de los materiales son las de proyecto y corroboradas por los ensayos no destructivos realizados a las columnas de pilas de los puentes en estudio

**Fundamentos de los modelos utilizados.**

**Modelo de Mander para el hormigón no confinado.**

El Modelo de Mander para el hormigón no confinado está basado en la ecuación y los parámetros dados por Mander (1988) para valores desde cero hasta la

deformación última, después de que la deformación última es alcanzada, el modelo asume una disminución lineal de la resistencia hasta llegar a cero donde se produce el desprendimiento

Los parámetros del Modelo son:

- Resistencia a la compresión del hormigón en la probeta cilíndrica a los 28 días (*28 – Day Compressive Strength ( $f'_c$ )*): Resistencia de un cilindro de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura sometido a compresión de acuerdo a las normas ASTM.
- Resistencia a la tracción del hormigón (*Tension strength ( $f_t$ )*): el valor preestablecido es 0. El usuario puede establecer cualquier valor.
- Deformación a la fluencia (*Yield Strain ( $e_{cy}$ )*): la deformación de fluencia usualmente no es usada en el diseño; sin embargo, debido a que el estado límite del “Momento de Fluencia” es controlado por la primera fluencia de cualquier material, el XTRACT requiere este parámetro. Un valor razonable es el 70% de la deformación en el esfuerzo máximo en el pico de la curva. Debido a que la deformación en el esfuerzo máximo para el concreto no confinado es tomada como 0.002, el valor predeterminado para este parámetro es 0.0014.
- Deformación por aplastamiento del hormigón (*Crushing Strain ( $e_{cu}$ )*): la deformación última predeterminada es 0.004. Este valor se correlaciona bien para las fallas por flexión siendo conservadores. El valor que toma el ACI es de 0.003.
- Deformación a la pérdida del recubrimiento (*Spalling Strain ( $e_{sp}$ )*): deformación que se produce al desprenderse completamente el recubrimiento del núcleo de concreto. El valor predeterminado es 0.006.
- Resistencia después del aplastamiento (*Post Crushing Strength ( $f_{cp}$ )*): resistencia del hormigón no confinado después del desprendimiento. El valor predeterminado es el cero.
- Deformación al fallo (*Failure Strain*) debido a que en el análisis del comportamiento no lineal de una sección confinada de hormigón, el núcleo tendrá una capacidad de deformación por compresión mucho mayor que la del hormigón

del recubrimiento, este valor puede ser diferente que el de la deformación última. Este parámetro es el que da por terminado el análisis Momento - Curvatura; por lo tanto, para una sección no confinada el valor correspondiente será de 0.004 que es igual al *Crushing Strain*, pero si la sección es confinada obviamente no se querrá que el análisis termine por la falla del hormigón no confinado (que es mucho menor), así que se adoptará un valor mayor a la deformación última, que bien puede ser 1.

- Módulo de deformación (*Concrete Elastic Modulus ( $E_c$ )*): luego de que el usuario ingrese la resistencia a los 28 días, el módulo elástico será calculado automáticamente.

### **Modelo de Mander para el hormigón confinado.**

Al igual que el Modelo no confinado de Mander, éste está basado en la ecuación y parámetros dados por Mander con valores desde cero hasta la deformación última (*crushing strain*), la diferencia es que cuando se alcanza la deformación última se asume que la sección falla y el análisis se detiene. Para calcular la resistencia del hormigón confinado y la deformación última el usuario también puede optar por el calculador automático de estos parámetros y para acceder a ellos solo se da click en el símbolo igual

Los parámetros del Modelo son:

- Resistencia a la compresión del hormigón en la probeta cilíndrica a los 28 días (*28 – Day Comprensión Strength ( $f'_c$ )*): Resistencia de un cilindro de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura sometido a compresión de acuerdo a las normas ASTM.
- Resistencia a la tracción del hormigón (*Tension strength ( $f_t$ )*): el valor preestablecido es cero. El usuario puede establecer cualquier valor.
- Resistencia del hormigón confinado (*Confined Concrete Strength ( $f'_{cc}$ )*): este valor está determinado por el confinamiento efectivo de la sección. Si la sección fue creada para satisfacer los requerimientos del Capítulo 21 del ACI 318-95, una

buena aproximación sería asumir que  $f'_{cc}$  es igual a 1.3 veces la resistencia del concreto a los 28 días.

- Deformación a la fluencia (*Yield Strain*), el programa XTRACT utiliza el 70% de la deformación para tensión pico, que es 0.002, por tanto la deformación a la fluencia es 0.0014.
- Deformación al aplastamiento (*Crushing Strain,  $(e_{cu})$* ): esta deformación está asociada a aquella que ocurre en el mismo momento cuando el refuerzo transversal se fractura. Si la sección fue creada para satisfacer los requerimientos del Capítulo 21 del ACI 318-95, la deformación última puede ser asumida como 0.015. Si se requiere de un cálculo más exacto aquí también se puede usar un calculador del programa. *Concrete Elastic Modulus ( $E_c$ )*: luego de que el usuario ingrese la resistencia a los 28 días, el módulo elástico será calculado automáticamente.

Así como para el hormigón, el XTRACT posee modelos que pueden ser escogidos para definir las características del acero.

- El modelo bilinear.
- El bilinear con endurecimiento por deformación.
- Acero presforzado son los modelos predefinidos por el programa.

El modelo escogido para el análisis fue el **bilinear con endurecimiento parabólico**.

Los parámetros a ingresar se obtuvieron del ensayo a tracción del acero A-28, utilizado en la construcción de los puentes objeto de estudio.

- Calidad del acero (*Steel standard and grade ( $\sigma_{pt}$ )*): dentro de esta opción se pueden seleccionar los grados de acero que ya están estandarizados por la ASTM y los demás valores se ingresarán automáticamente en cada una de celdas de texto o ingresarlos manualmente.
- Tensión de fluencia (*Yield Stress ( $f_y$ )*): si no se escogió ninguno de los aceros de la ASTM, se tendrán que ingresar manualmente cada uno de los valores. El

esfuerzo de fluencia está asociado con la fluencia o con el comienzo del comportamiento no lineal del acero.

- Tensión de fallo (*Fracture Stress* ( $f_{su}$ ): este esfuerzo está asociado a la fractura del material.
  - Deformación por endurecimiento (*Strain at onset of strainhardening* ( $e_{sh}$ ): es la deformación en el comienzo de la rama parabólica del endurecimiento por deformación.
  - Deformación al fallo (*Failure strain* ( $e_{su}$ ): esta es la deformación que corresponde a la fractura del material y es la que da por terminado el análisis (el último estado límite).
  - Módulo de elasticidad (*Steel elastic Modulus*): es la pendiente de la curva esfuerzo deformación cuando el acero está en el rango elástico.
- **Obtención de diagramas y gráficos.**

Una vez que se hayan definido cada una de las características de la sección que deseamos crear, la última ventana que presenta el asistente contiene dos celdas, en la primera se puede cambiar el nombre de la sección y en la segunda se ingresa el *meshsize*. Para finalizar se da click en *Create section*.

Luego de haber creado las secciones, es el momento de establecer las cargas y los análisis correspondientes que se aplicarán a la sección esto es posible con el icono Menú *Loading*. El XTRACT ofrece tres diferentes tipos de carga que pueden ser aplicadas: *Moment Curvatur* (Momento Curvatura), *PM Interaction* (Interacción Carga Axial - Momento) y *Capacity Orbit* (Interacción Momento – Momento o Contornos de Carga). Para este proyecto se elaboraron Diagramas de Interacción y Relaciones Momento-Curvatura ingresando los datos respectivos de deformaciones límites y el ángulo del eje alrededor del cual la carga será aplicada en el caso de la Interacción carga-Momento y para el análisis Momento-Curvatura se ingresa el valor de carga axial determinado.

Es importante destacar la función especial de la herramienta *Project Manager* que permite el acceso a las especificaciones del proyecto en el que se está trabajando,

sean las secciones, cargas, materiales, gráficos, reportes, todos pueden ser vistos dando doble click en el ítem deseado. Otra manera de entrar al *Project Manager* es haciendo click en la barra de herramientas al icono y éste aparecerá en la esquina superior derecha

Ya realizados todos los pasos en los cuales la sección haya sido creada y se definido sus cargas es el momento de hacer click en Menú *Process* el cual es el último para dar paso a correr al análisis y a la creación de los gráficos para mostrar los el resultados que se hayan generado.

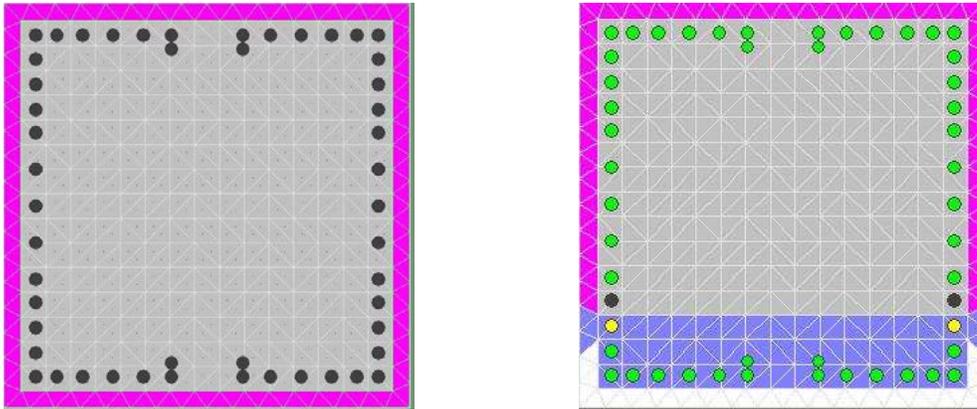
#### ▪ **Análisis de la Sección Transversal**

Para analizar la sección después de haber establecido las cargas se escoge proceso (*Process*) de la barra de menús y la opción correr análisis (*Run Analysis*).

En ese momento se abrirán ventanas de animación donde se mostrará el proceso de cada análisis y cuando éste termine se observaran las ventanas de cada uno en la pantalla con los colores que identifican el proceso. El conocimiento del significado y la interpretación de los colores que van surgiendo durante la corrida del software le permite al usuario realizar una breve interpretación del objeto de estudio ver **tabla 1**

El color que presentan las secciones representa el estado en el que se encuentran los materiales paso a paso en el análisis. El azul oscuro representa la compresión en el hormigón, el blanco la fractura; las varillas en amarillo representan la plataforma de fluencia, las verdes muestran el refuerzo longitudinal en el rango de endurecimiento por deformación y los colores fucsia y gris indican deformaciones nulas o por tensión y el negro el estado inicial.

En las **Figura 11a y b** se muestra una sección introducida en el programa de análisis XTRACT versión 3.01, antes y después del análisis.



**Figura 11.** Sección columna 0.80 x 0.80 m, altura 12.00 metros. Análisis programa XTRACT. Versión 3.05. a) Antes del análisis. b) Comportamiento de la sección.

**Tabla 1.** Significado de colores para la interpretación de los resultados.

Material	Estado	Color
<b>Hormigón Confinado</b>	El estado inicial	
	La compresión antes de la deformación por aplastamiento	
<b>Hormigón No Confinado</b>	El estado inicial	
	La compresión antes de la deformación por aplastamiento	
	La compresión antes de la pérdida del recubrimiento	
	La compresión después de la pérdida del recubrimiento	
<b>Acero Bilineal</b>	La fuerza de tracción después de la fluencia.	
	El estado inicial	

	La fuerza de compresión después de la fluencia.	
	Barras que fluyeron después de la deformación por endurecimiento.	

Fuente: Daylín y Céspedes, 2007.

### 2.1.3 Análisis de los gráficos de momento – curvatura y diagramas de interacción M – N de las secciones transversales de las columnas prefabricadas de pilas y estribos.

#### 2.1.3.1 Relación momento – curvatura.

Como se comentó en el capítulo anterior, el comportamiento de elementos de hormigón reforzado sometidos a flexión puede comprenderse de manera más clara mediante el uso de las gráficas que relacionan el momento flexionante resistente en una sección con la curvatura correspondiente. La relación momento-curvatura depende principalmente del momento último, en el cual aparte de en la fluencia, se analizan las características de carga y deformación de los miembros a flexión. La representación bilineal de la relación momento – curvatura permite realizar un análisis adecuado del comportamiento de la sección: la primera curva representa el comportamiento a la primera carga, una vez que se desarrollan las grietas, la relación  $M-\phi$  es casi lineal desde la carga cero hasta el inicio de la fluencia. Por lo tanto, las curvas bilineales son buenas aproximaciones para elementos inicialmente agrietados.

Los valores de curvatura obtenidos en este análisis permiten establecer los momentos de aparición de determinados daños en el elemento. El punto de fluencia, por ejemplo, limita el comienzo de la aparición de grietas que no afectan considerablemente el comportamiento de la estructura pero que indican la pérdida de rigidez. La curvatura última, por su parte, la ocurrencia de daños significativos en la sección transversal, indicando entonces la ocurrencia de daños en la estructura.

### 2.1.3.2 Diagrama de interacción.

Por otra parte, los diagramas de interacción son la mejor forma de ilustrar el comportamiento de las columnas de acuerdo a las combinaciones de  **$P_n$**  y  **$M_n$**  en el intervalo completo de excentricidades desde cero hasta el infinito, definiendo de esta manera la carga y el momento de falla para determinada columna. Para cualquier excentricidad existe un solo par de  **$P_n$**  y  **$M_n$**  que producirán un estado inminente de falla y este par de valores puede dibujarse como un punto del diagrama, los demás puntos de la curva pueden ser calculados como el anterior partiendo de una serie de fórmulas que siguen un proceso y que se encuentran en cualquier texto de diseño de estructuras de hormigón. En este diagrama, cualquier línea radial representa una excentricidad particular  **$e=M/P$** .

En función de determinar la sollicitación que determina el mecanismo de falla en las secciones analizadas, se representaron en los diagramas elaborados de cada una de las secciones transversales, los valores de fuerza axial y momento flector obtenidos del análisis dinámico lineal realizado a cada estructura, evaluando su ubicación y por tanto caracterizando el comportamiento de las columnas de pilas, de manera que esto permitió identificar ante que sollicitación falla cada uno de estos elementos, según sus características geométricas, mecánicas y distribución del refuerzo longitudinal y transversal.

### CONCLUSIONES PARCIALES

1. El procedimiento presentado permite realizar un análisis espectral modal de las estructuras analizadas y obtener los gráficos de momento – curvatura y diagramas de interacción para la caracterización de las secciones transversales de las pilas prefabricadas de puentes cubanos – italianos.
2. Los diagramas momento curvatura y los diagramas de interacción momento – fuerza axial, constituyen herramientas importantes para el diseño sismorresistente de la sección y para la determinación de las características que definen la ductilidad de los elementos estructurales, permitiendo definir además las características de las articulaciones plásticas.



# Capítulo 3

### **CAPITULO III. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LAS COLUMNAS DE PILAS Y ESTRIBOS DE PUENTES DE LA TIPOLOGÍA CUBANO - ITALIANA.**

En este capítulo se muestran los resultados del análisis espectral multimodal realizado y que permitió obtener las sollicitaciones en los elementos analizados. Se exponen además los gráficos obtenidos y se caracteriza el comportamiento de las columnas prefabricadas de puentes de hormigón armado, identificando los esfuerzos que predominan en cada caso y que por tanto determinan el fallo de estos elementos según sus características geométricas y mecánicas.

#### **3.1. Los puentes prefabricados en Santiago de Cuba.**

En las carreteras de mayor envergadura de Santiago de Cuba, clasificadas como de interés nacional, se construyeron obras de fábricas mayores de diversas tipologías, predominando, en las etapas posteriores a la década del 70, las estructuras prefabricadas, técnica que por sus ventajas, se volvió muy popular en este período.

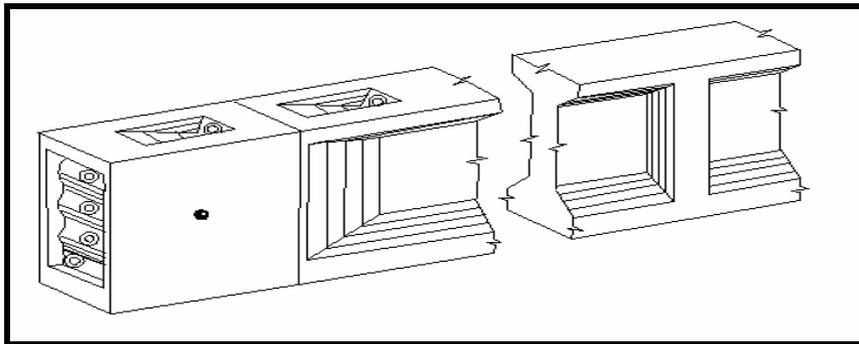
Dentro de las tipologías prefabricadas destacan dos, utilizadas para las obras más importantes, por sus características, que permiten salvar luces moderadas y grandes y garantizar alturas significativas, hasta los 12 metros.

- **Puentes de vigas de hormigón armado contruidos con la tipología cubano – soviética:** Formada por vigas de hormigón armado o postesadas de 10, 12, 14, 16, 20 y 25 metros, espaciadas a 1.20 metros. El tablero se conforma con losas prefabricadas. La subestructura es igualmente prefabricada: cabezales, columnas y cimientos. El esquema estructural es isostático, aunque con esta tipología también se logran soluciones continuas.
- **Puentes de vigas de hormigón armado y pretensado contruidos con la tipología cubano – italiana:** Formada por vigas de hormigón armado o postesadas de 10, 12, 14, 16, 20, 25, 30 y 35 metros, espaciadas a 2.10 metros. El tablero se conforma con losas prefabricadas. La subestructura es igualmente prefabricada: cabezales, columnas y cimientos. El esquema estructural es isostático, aunque con esta tipología también se logran soluciones continuas.

Esta investigación muestra el análisis realizado a la tipología cubano – italiana, que como fue explicado en el capítulo 1, constituye la de más envergadura, pues los puentes con ella construidos son los de mayor longitud y altura, además fue concebida para su utilización en zonas sísmicas.

### 3.1.1 La tipología cubano – italiana. Caracterización estructural.

Candebat et al (2012) realiza una caracterización de esta tipología, la cual, como se mencionó anteriormente, posee variantes de luces conformadas por vigas de hormigón prefabricado de longitudes variables desde 10 a 35 metros y que a partir de los 24 metros comienzan a ser reforzadas con cables de alto límite elásticos postensados (**Figura 1**).



**Figura 1.** Viga postensada de hormigón armado prefabricado. Fuente: Proyecto típico (1973).

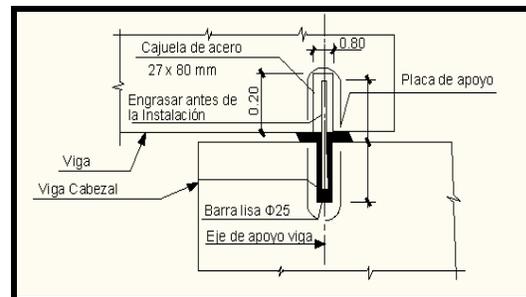
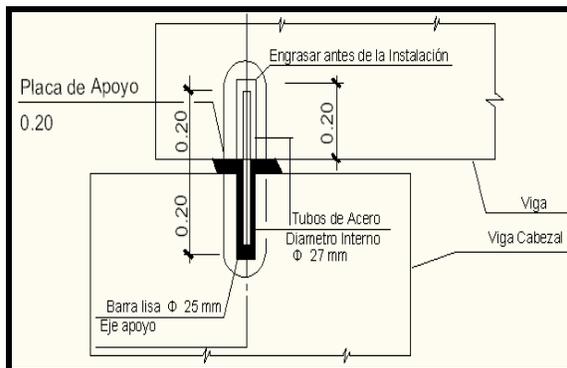
La colocación de las vigas sobre los cabezales de pilas y estribos se realiza a partir de la colocación en dicho cabezal de un tubo de acero de 27 mm, soldado al acero de refuerzo del elemento, se coloca posteriormente el aparato de apoyo que según las dimensiones de las luces de la estructura, puede ser una placa de plomo de 3 cm de espesor o una combinación de planchas de neopreno de 12 mm de espesor con un intermedio de acero. Existen dos variantes de apoyo en esta tipología:

- Apoyo fijo, para el cual se coloca en la viga un tubo, también de 27 mm, que recibe una barra de acero liso de 25 mm de diámetro colocado ya en la cavidad

del cabezal y que permite la colocación adecuada de dicha viga, esta solución no permite el movimiento de este elemento (ver **Figura 2**).

- Apoyo móvil, que se garantiza colocando una cajuela de acero rectangular de 27 mm x 80 mm, correspondiendo la mayor dimensión al sentido longitudinal, permitiendo, que al recibir la barra de acero lisa de 25 mm de diámetro que ya ha sido colocada en el cabezal, exista la posibilidad de movimiento en esta dirección (ver **Figura 3**).

El tablero se conforma con losas prefabricadas permitiendo la obtención de anchos variables para facilitar diferentes tipos de vías según la categoría y el esviaje de las estructuras.



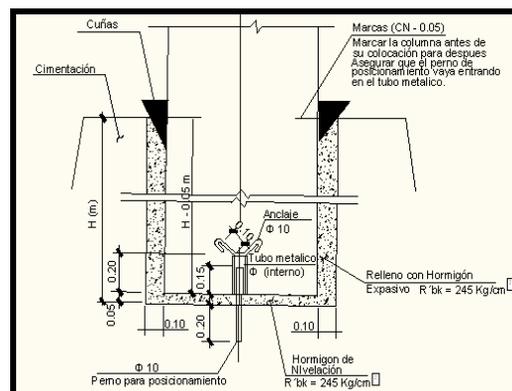
**Figura 2.** Detalle de unión Viga – Cabezal. Sección de apoyo fijo. Fuente: Proyecto típico (1973). **Figura 3.** Detalle de unión Viga – Cabezal. Sección de apoyo móvil. Fuente: Proyecto típico (1973).

En la dirección transversal estos elementos se unen con las vigas conformando una junta húmeda, utilizando barras de acero y hormigón de calidad suficiente para garantizar la resistencia, logrando en esta dirección una gran rigidez y manteniendo el puente un comportamiento hiperestático. En la dirección longitudinal se utiliza la misma solución pero hasta llegar al eje de los dispositivos de apoyo, donde al igual que entre las vigas se forma una junta que permite los movimientos de retracción y expansión por cambios de temperatura y comportamiento estructural de los elementos del puente. Esta junta debe ser cubierta con soluciones que no impidan

estos movimientos y garanticen la continuidad de la capa de rodamiento para satisfacer los requisitos de confort de la red vial. En esta dirección la estructura manifiesta un comportamiento isostático.

En la subestructura se utilizan también elementos prefabricados: cabezales y columnas de pilas, teniendo en cuenta la altura del puente, pues a partir de los 14 metros se comienzan a utilizar soluciones fundidas in situ, contempladas en la tipificación. La cimentación está constituida por vasos y platos de hormigón armado, generalmente combinados, en el caso de las soluciones de columnas hormigonadas en el lugar la cimentación también se construye de forma aislada siempre que lo permitan las condiciones del suelo. En algunos casos, por problemas de capacidad soportante de este, fue necesaria la utilización de cimentaciones indirectas, colocando pilotes.

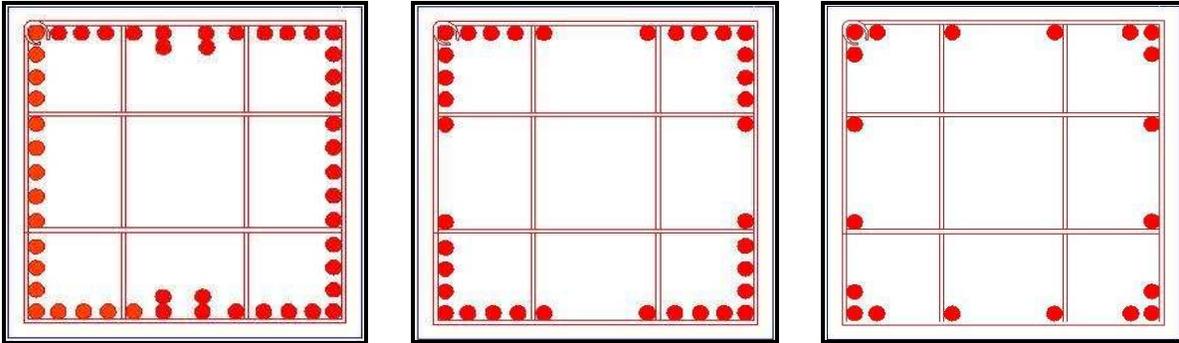
La unión columna prefabricada – vaso fundido in situ, se construye a partir de la colocación en el fondo del vaso de una barra de acero liso de 25 mm de diámetro, la cual permite la colocación posterior de la columna prefabricada, que posee un tubo de acero de 27 mm empotrado, garantizando así la colocación de este elemento en la posición adecuada. Luego de sitúan cuñas de madera entre ambos elementos al nivel de unión para asegurar la verticalidad y se coloca en el espacio entre ellos hormigón expansivo (ver **Figura 4**).



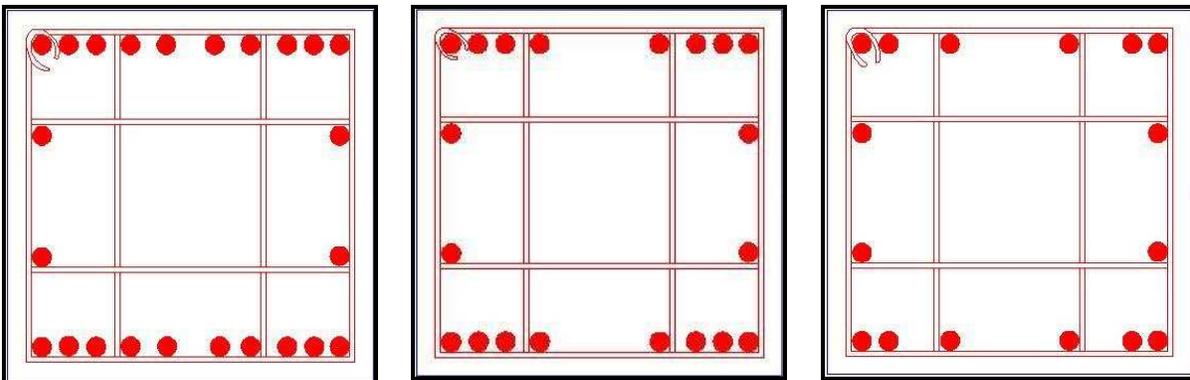
**Figura 4.** Detalle de colocación de columnas prefabricadas en vasos hormigonados in situ. Fuente: Proyecto típico (1973).

Los estribos por su parte, están conformados por cabezales y columnas, prefabricados o fundidos in situ, según los criterios abordados anteriormente, esta solución es de estribos abiertos. Como otra solución se utilizaron los estribos cerrados que garantizan la contención total del material del aproche.

En las **figuras 5 - 6** se muestran detalles de las columnas de pilas y estribos.



**Figura 5 a, b y c.** Sección transversal columna de pila 0.80 m x 0.80 m, altura 12.00 m. a) Base, b) Centro. c) Superior.



**Figura 6.** Sección transversal columna de estribo 0.70 m x 0.70 m, altura 10m a) Base, b) Centro. c) Superior.

Aspecto importante referido a esta tipología, lo constituye el hecho de que los cabezales, al ser prefabricados, son construidos en piezas independientes, que al ser colocadas no garantizan continuidad del refuerzo entre ellos, ni una correcta colocación de las columnas que quedan articuladas en su parte superior. Esto

constituye uno de los problemas que induce vulnerabilidad estructural ante acciones sísmicas asociado al diseño.

### 3.2 Análisis estructural de la tipología cubano – italiana.

Para cumplimentar los objetivos de esta investigación se realizó un levantamiento de las estructuras construidas con esta tipología, ubicadas en su mayoría en la Autopista Nacional (tramo Santiago de Cuba – Palma Soriano) y la Carretera Granma, determinando las dimensiones de los elementos estructurales de cada puente y seleccionando así las variantes a analizar. En la **tabla 1** se muestran las variantes seleccionadas, las cuales se caracterizan por ser estructuras regulares (rectas, sin esviaje y con pilas y estribos de igual altura), poseer luces de 20 metros en todos los casos y cada una con secciones de columnas de pilas y estribos de 0.70 m x 0.70 m.

**Tabla 1.** Variantes analizadas.

Variantes	No. de luces (U)	Alturas (m)	Sección de pilas y estribos (m)	Suelo
1, 2, 3	3	4, 8, 10	0.70 X 0.70	S <sub>2</sub>
4. 5, 6	5	4, 8, 10	0.70 X 0.70	S <sub>2</sub>

#### 3.2.1 Características de los materiales.

En la **tabla 2** se describen las características de los materiales utilizados en la construcción de los puentes estudiados.

**Tabla 2.** Características de los materiales.

Material	Resistencia	Módulo de elasticidad
Hormigón	24.5 Mpa	24 000.0 Mpa
Acero A-28	280.0 Mpa	2 x 10 <sup>5</sup> Mpa

La calidad del hormigón fue verificada con la ejecución de ensayos no destructivos (ultrasonido y esclerómetro) que permitieron determinar si los elementos estructurales mantienen una adecuada resistencia (**Fotos 1 a y b**).



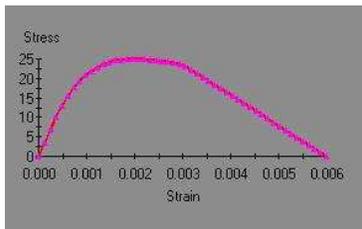
a)



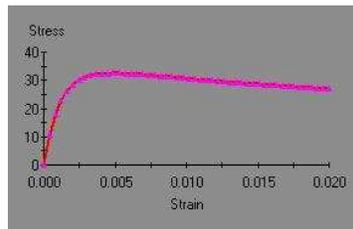
b)

**Fotos 1 a y b.** Ejecución de ensayos no destructivos en puentes prefabricados de la tipología cubano – italiana. a) Esclerómetro. b) Ultrasonido.

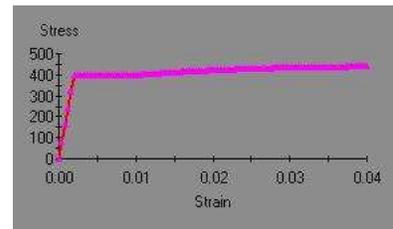
En las **figuras 7 a, b y c** se muestran las relaciones tensión deformación de los materiales utilizadas en el análisis de las secciones transversales para la obtención de los diagramas de interacción y los gráficos momento – curvatura.



a)



b)



c)

**Figura 7.** Relaciones tensión – deformación de los materiales. a) Hormigón de recubrimiento. b) Hormigón del núcleo. c) Acero de refuerzo.

### 3.2.2 modelación de las variantes seleccionadas.

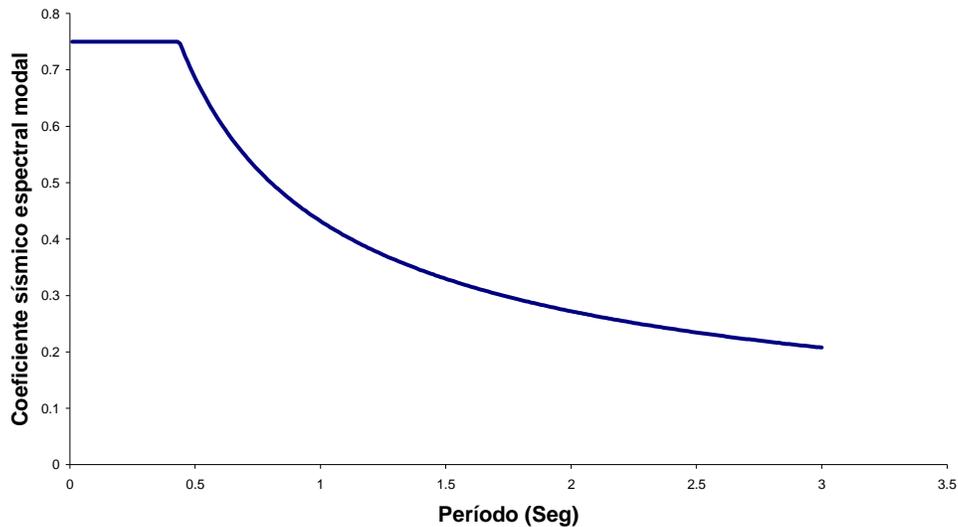
Utilizando los criterios adoptados y explicados en el capítulo 2 se realizaron los modelos estructurales utilizando el programa SAP 2000 versión 14.1 al cual se le introdujeron las siguientes cargas (tabla 3).

Tabla 3. Cargas consideradas en el análisis espectral multimodo realizado.

Tipo de carga	Descripción	Valor
Permanente (CP)	Peso del asfalto sobre el tablero.	23 kN/m <sup>3</sup> .
	Peso propio de los elementos de hormigón armado prefabricado.	25 kN/m <sup>3</sup> .
	Peso del pretil de hormigón armado.	1.5 kN/m.
Empujes (ER)	Empuje de tierra sobre estribos abiertos (Se tiene en cuenta el empuje dinámico debido a la carga sísmica).	Variable en función de las características del material que soportan los estribos y su altura.

Se realizó un análisis de espectro de respuesta modal teniendo en cuenta las siguientes consideraciones.

- ✚ Tipo de suelo: **S<sub>2</sub>**.
- ✚ Aceleración del terreno: **0.30 % g**.
- ✚ Coeficiente de sitio para suelo S<sub>2</sub>: **1.20**.
- ✚ Coeficiente de reducción por ductilidad: **1.5**. Para puentes con subestructura de pórticos de columnas múltiples prefabricadas sin probado comportamiento dúctil.
- ✚ Espectro de respuesta elástica para suelo S<sub>2</sub> (**Figura 8**).



**Figura 8.** Espectro de respuesta elástica para suelo S<sub>2</sub>.

En la **figura 9 a y b** se muestran el modelo de la variante de 5 luces de 20.00 m, altura 8 m, sección de columnas 0.70 m x 0.70 m.



**Figura 9.** Modelo físico – matemático de la variante de 5 luces de 20.00 m, altura 8.0 m. Sección de columnas 0.70 m x 0.70 m

Las combinaciones utilizadas corresponden a las establecidas por la norma cubana NC – 733 (2009):

$$\text{CP} + \text{ER} + \text{CSx} + 0.3 \text{CSy}$$

$$\text{CP} + \text{ER} + \text{CSy} + 0.3 \text{CSx}$$

Del análisis espectral multimodo realizado se obtuvieron las solicitaciones (momento – fuerza axial) en cada columna de las variantes analizadas y que posteriormente fueron insertadas en los diagramas de interacción obtenidos de la aplicación del

programa XTRACT versión 3.01. En las **tablas 4 – 7** se muestran los resultados de las variantes de altura 4.00 m con tres luces y 8.00 m cinco luces.

**Tabla 4.** Relación de participación de las masas modales. H = 4.0 m, 3 luces.

Caso	Tipo	Dirección	% Estático	% Dinámico
Modal	Aceleración	UX	99.67	96.75
Modal	Aceleración	UY	99.92	98.45

Los modos considerados garantizan la participación de más del 90 % de las masas de la estructura.

**Tabla 5.** Solicitaciones sobre columnas. H = 4.0 m, 3 luces.

Columnas de	Designación	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
Estribos	466	376.47	2031.66	234.49
	466	641.75	984.06	771.94
	467	552.12	1946.59	235.83
	468	552.11	1946.59	234.50
	468	545.62	708.57	783.04
	469	376.47	2031.66	230.44
	469	641.74	984.06	775.99
Pilas	471	991.93	2081.11	594.51
	471	1482.28	652.56	1968.14
	472	1170.95	2074.00	597.18
	472	1244.34	631.43	1988.64
	473	1170.96	2074.00	595.54
	473	1244.35	631.43	1987.00
	474	991.93	2081.11	588.35
	474	1482.28	652.56	1974.29
	476	1280.66	2093.85	604.06
	476	1529.29	1036.02	2020.31
	477	1032.17	2003.77	611.41
	477	1246.07	735.76	2041.51
	478	1032.17	2003.77	613.05
	478	1246.07	735.76	2039.87
	479	1280.66	2093.85	610.21
479	1529.29	1036.02	2026.45	
Estribos	481	321.20	0.64	796.94
	481	639.33	0.51	792.82

Columnas de	Designación	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
	482	410.97	0.52	804.30
	482	541.44	0.64	805.66
	483	410.97	0.52	805.66
	483	541.44	0.64	804.30
	484	321.20	0.64	792.82
	484	639.33	0.51	796.94

**Tabla 6.** Relación de participación de las masas modales. H =8.0 m, 5 luces.

Caso	Tipo	Dirección	% Estático	% Dinámico
Modal	Aceleración	UX	99.99	99.99
Modal	Aceleración	UY	99.99	99.96

También, los modos considerados garantizan la participación de más del 90 % de las masas de la estructura.

**Tabla 7.** Solicitaciones sobre columnas. H = 8.0 m, 5 luces.

Columnas de	Designación	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
Estribos	666	470.33	1940.89	260.35
	666	572.34	1940.53	259.46
	666	447.98	973.01	848.26
	666	594.68	972.65	847.37
	667	486.57	1858.41	260.15
	667	562.90	1859.06	260.45
	667	493.34	691.48	848.87
	667	556.13	692.13	849.17
	668	481.22	1858.24	260.50
	668	557.88	1858.81	260.09
	668	487.52	682.73	849.24
	668	551.58	683.29	848.82
	669	482.56	1946.53	259.30
	669	584.80	1945.68	260.61
	669	459.80	966.26	847.15
	669	607.56	965.41	848.47
Pilas	671	1137.57	1965.05	540.18
	671	1248.41	1964.98	538.27
	671	1046.46	851.96	1762.45

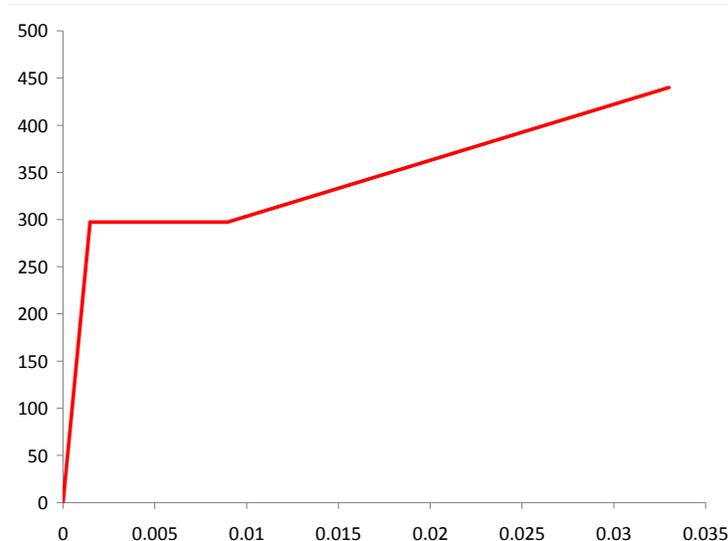
Columnas de	Designación	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
	671	1339.52	851.89	1760.55
	672	1148.19	1905.38	539.61
	672	1196.42	1905.50	540.06
	672	1126.23	658.36	1763.23
	672	1218.38	658.49	1763.68
	673	1150.24	1904.69	540.06
	673	1199.13	1904.80	539.60
	673	1128.78	660.89	1763.69
	673	1220.59	661.01	1763.22
	674	1132.14	1961.16	538.41
	674	1238.94	1960.99	540.08
	674	1039.62	853.54	1760.68
	674	1331.45	853.37	1762.35
	676	1009.67	1880.46	639.89
	676	1127.14	1880.50	638.31
	676	887.05	591.43	2113.40
	676	1249.76	591.46	2111.81
	677	1034.21	1873.98	639.60
	677	1073.08	1873.93	640.04
	677	1002.11	571.31	2114.77
	677	1105.18	571.26	2115.21
	678	1036.46	1873.64	640.01
	678	1075.05	1873.60	639.63
	678	1004.58	571.51	2115.17
	678	1106.93	571.47	2114.80
	679	1002.81	1879.19	638.38
	679	1120.28	1879.24	639.82
	679	880.62	591.34	2111.89
	679	1242.47	591.40	2113.34
	681	1001.62	1964.72	629.45
	681	1136.45	1964.60	627.87
	681	887.14	873.56	2083.72
	681	1250.94	873.44	2082.14
	682	1025.23	1901.60	629.14
	682	1083.16	1901.64	629.58
	682	1000.60	664.61	2085.05
	682	1107.78	664.64	2085.49
	683	1027.51	1902.08	629.54
	683	1085.10	1902.16	629.17

Columnas de	Designación	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
	683	1003.10	667.33	2085.45
	683	1109.51	667.41	2085.08
	684	994.53	1964.39	627.92
	684	1129.82	1964.40	629.37
	684	880.61	875.99	2082.20
	684	1243.74	875.99	2083.66
	686	1128.40	1362.09	506.80
	686	1255.87	1446.83	504.70
	686	1046.17	690.93	1670.99
	686	1338.09	775.67	1668.89
	687	1138.64	1294.70	506.18
	687	1204.66	1379.00	506.43
	687	1125.43	462.39	1671.67
	687	1217.86	546.69	1671.93
	688	1141.14	1296.65	506.64
	688	1206.89	1380.98	505.98
	688	1128.05	465.51	1672.13
	688	1219.99	549.84	1671.47
	689	1121.03	1366.15	505.00
	689	1248.41	1451.08	506.47
	689	1038.89	694.58	1669.21
	689	1330.55	779.51	1670.68
	691	478.65	1407.65	262.87
	691	564.56	1322.50	262.19
	691	446.12	757.53	856.37
	691	597.09	672.38	855.69
	692	496.58	1342.61	262.69
	692	553.50	1256.37	263.19
	692	495.94	535.99	857.05
	692	554.14	449.75	857.55
Estribos	693	491.15	1342.96	263.05
	693	548.59	1256.70	262.83
	693	490.10	533.71	857.42
	693	549.64	447.46	857.20
	694	490.98	1410.34	261.81
	694	576.87	1325.39	263.33
	694	457.82	755.99	855.26
	694	610.04	671.04	856.78

### 3.3 Obtención de los gráficos momento – curvatura de las secciones.

Para cumplimentar esta parte de la investigación se utilizó, como fue descrito en el capítulo 2, el programa XTRACT versión 3.01, el cuál permite realizar el análisis de secciones transversales a partir de la consideración de sus características geométricas y mecánicas. Se incluyen además el análisis de las relaciones tensión deformación de los materiales (acero cubano, hormigón de recubrimiento y hormigón del núcleo)

En el caso del acero de refuerzo se utilizaron los valores obtenidos de los ensayos de tracción realizados a una muestra de barras de acero de calidad A-28, utilizadas en la construcción de estos puentes en la década de los años 70. la gráfica resultante de dichos ensayos se muestra en la **figura 10**.



**Figura 10.** Relación esfuerzo – deformación para el acero A – 28. Fuente: Darío Candebat Sánchez.

En las **fotos 2 – 4** se muestran las barras ensayadas y el equipamiento utilizado.



Foto 2. Muestra ensayada.



Foto 3. Máquina para ensayo a deformación manifestada por la barra ensayada.

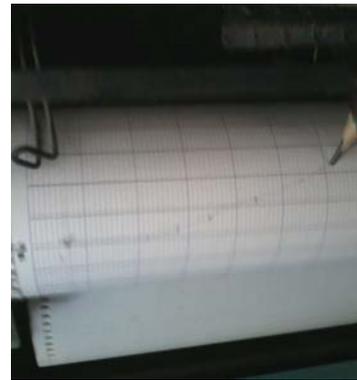


Foto 4. Registro de deformación manifestada por la barra ensayada.

Los gráficos momento – curvatura se obtuvieron alrededor del eje X y del Y teniendo en cuenta las diferencias de refuerzo en las caras de las columnas. La fuerza axial utilizada en el análisis se escogió como un % de la carga  $P_0$  (ecuación 1), considerada la resistencia a carga axial para compresión pura (excentricidad cero), en este caso, siguiendo los criterios de Paulay and Priestley (1992) que proponen como valor de carga axial menor a  $P = 0.10P_0$  y valor considerado como máximo para este tipo de análisis a  $P = 0.30P_0$ . Estos criterios también fueron utilizados y validados por Morán (2009).

$$P_0 = 0.85 f'_c (A_g) + f_y A_{st} \quad (1)$$

Donde:

$f'_c$ : Resistencia a compresión del hormigón.

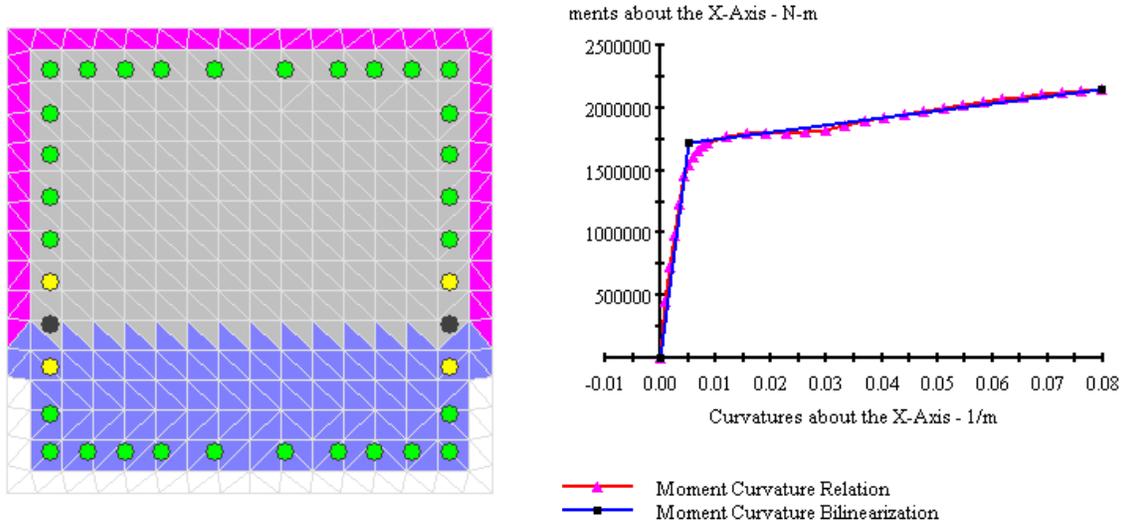
$f_y$ : Tensión de fluencia del acero de refuerzo.

$A_g$ : Área bruta de la sección transversal.

$A_{st}$ : Área total de acero de la sección transversal.

En las figuras 11 – 14 se muestran algunos gráficos momento – curvatura, que permitieron validar la influencia de parámetros importantes en la variación de la

ductilidad por curvatura de la sección, cualidad importante pues define la capacidad de deformación del elemento, aspecto vital para el diseño en zonas sísmicas.



$\phi_u = 0.0796$  rad/m,  $\phi_y = 0.0051$  rad/m,  $\mu_{\phi} = 15.89$ . Diámetro de barras: 25 mm.

Figura 11. Resultados del análisis. Relación momento - curvatura. Columna 0.70 m x 0.70 m, altura 10.00 m. Sección parte baja de la columna de pila.  $P = 0.10P_0$

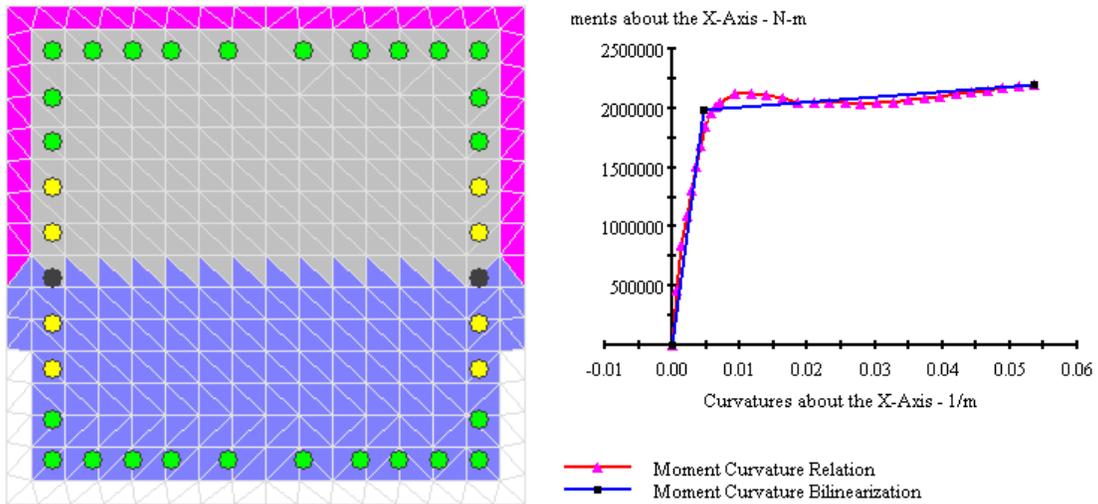
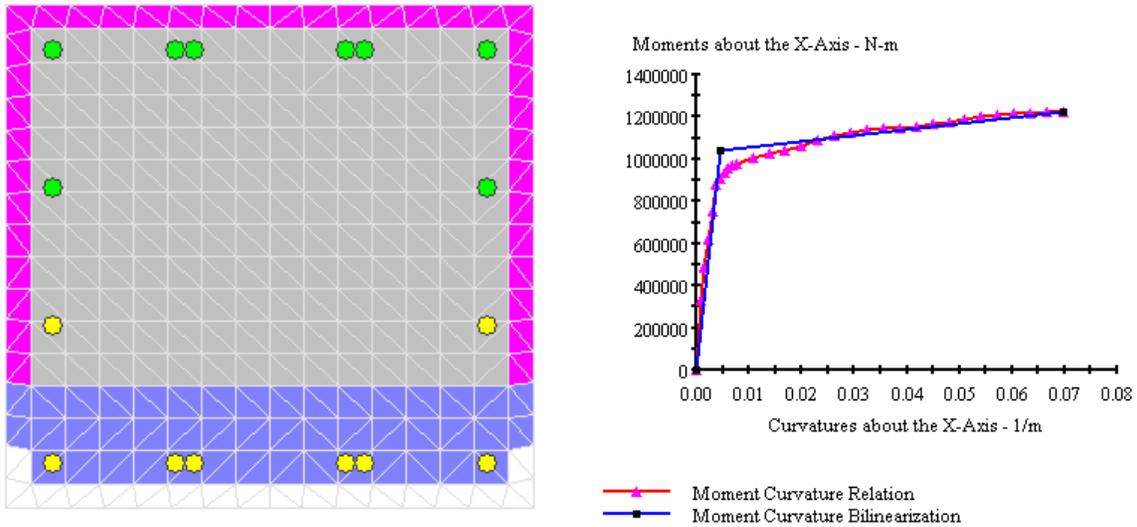


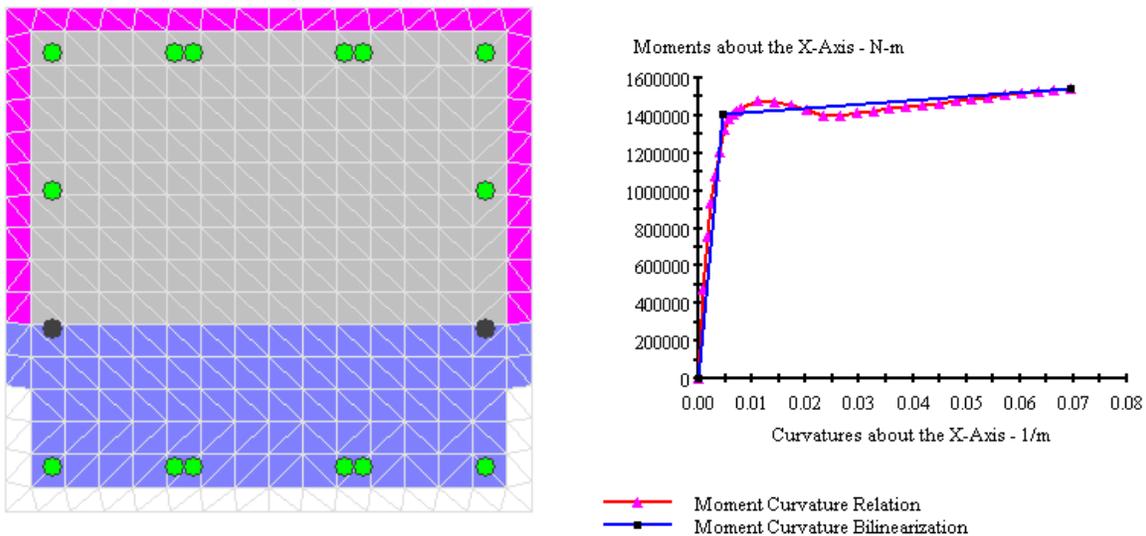
Figura 12. Resultados del análisis. Relación momento - curvatura. Columna 0.70 m x 0.70 m, altura 10.00 m. Sección parte baja de la columna de pila.  $P = 0.30P_0$

$\phi_u = 0.0536$  rad/m,  $\phi_y = 0.004655$  rad/m,  $\mu_{\phi} = 11.52$ . Diámetro de barras: 25 mm.



**Figura 13.** Resultados del análisis. Relación momento - curvatura. Columna 0.70 m x 0.70 m, altura 4.00 m. Sección parte baja de la columna de pila.  $P = 0.10P_0$

$\Phi_u = 0.0697$  rad/m,  $\Phi_y = 0.0045$  rad/m,  $\mu_{\bar{\phi}} = 15.49$ . Diámetro de barras: 25 mm.



$\Phi_u = 0.0695$  rad/m,  $\Phi_y = 0.00466$  rad/m,  $\mu_{\bar{\phi}} = 14.92$ . Diámetro de barras: 25 mm.

**Figura 14.** Resultados del análisis. Relación momento - curvatura. Columna 0.70 m x 0.70 m, altura 4.00 m. Sección parte baja de la columna de pila.  $P = 0.30P_0$

Del análisis realizado se pudo concluir que:

- El incremento de la fuerza axial incide de manera determinante en la disminución de la ductilidad por curvatura ( $\mu_{\phi}$ ), observándose como esta disminuye en la sección de altura 10.00 metros de 15.89 a 11.52, para el 10 % y 30 % de la carga  $P_0$  respectivamente.
- Otro aspecto significativo es la disminución de la ductilidad por curvatura a medida que se incrementa el refuerzo a tracción de la sección, manifestándose este cambio en relación con la altura de la columna que determina la cantidad de refuerzo considerado en el diseño.
- En su totalidad, las secciones analizadas, con ambos estados de carga axial manifiestan un comportamiento dúctil pues presentan valores de ductilidad de curvatura entre 10 y 20.
- El incremento del acero a tracción y de la carga axial aplicada trae como consecuencia que algunas columnas manifiesten ductilidades por curvatura cercanas a 10, implicando entonces una disminución de su comportamiento dúctil.

#### **3.4. Diagramas de interacción. Análisis del comportamiento de las columnas de pilas y estribos.**

Para obtener los diagramas de interacción Momento – Fuerza axial se aplicaron los criterios establecidos en ACI (2005) pues a pesar de haber utilizado el programa XTRACT, versión 3.01 en este proceso, se validaron los resultados a partir de las ecuaciones de compatibilidad de fuerzas y deformaciones para cada uno de los dominios.

Como aspecto importante se determinaron los valores donde el valor de la línea neutra es su valor para el fallo balanceado, punto que establece la frontera entre el predominio de la flexión y la compresión, permitiendo dar respuesta al objetivo fundamental de esta investigación.

Los diagramas de interacción fueron modificados por los coeficientes reductores para obtener el diagrama de interacción de diseño, que realmente permite establecer los valores adecuados de momento y fuerza axial, o sea, limita la capacidad soportante de la sección a tener en cuenta en el diseño y en la revisión de las columnas analizadas.

Algunos coeficientes utilizados.

$\beta_1 = 0.85$ . Establece ACI (2005) que cuando  $18 \text{ MPa} < f'c < 30 \text{ MPa}$  el valor de  $\beta_1$  es 0.85 y para valores,  $f'c > 30 \text{ MPa}$ ,  $\beta_1$  disminuye linealmente a razón de 0.008 por cada MPa de aumento sobre 30 MPa, pero nunca será menor de 0.65.

$K$  para el análisis de los puntos correspondientes a las fronteras de los dominios en el diagrama de interacción.

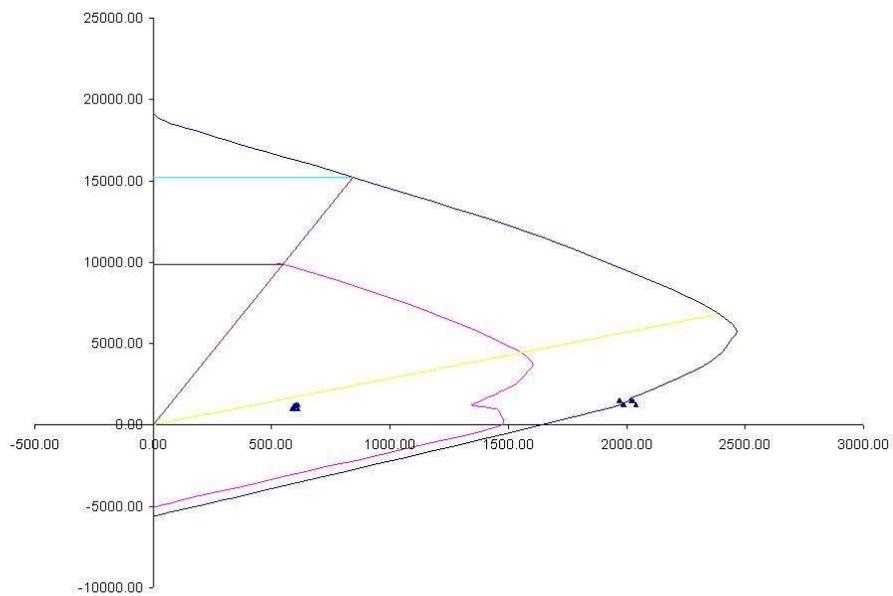
$$\text{(Punto A)} F_{23} k_{23} = 0.231 \quad \text{(Punto D)} F_{44a} k = 1$$

$$\text{(Punto B)} F_{33a} k_{33a} = 0.375 \quad \text{(Punto E)} F_{4a5} k = (1+\delta)$$

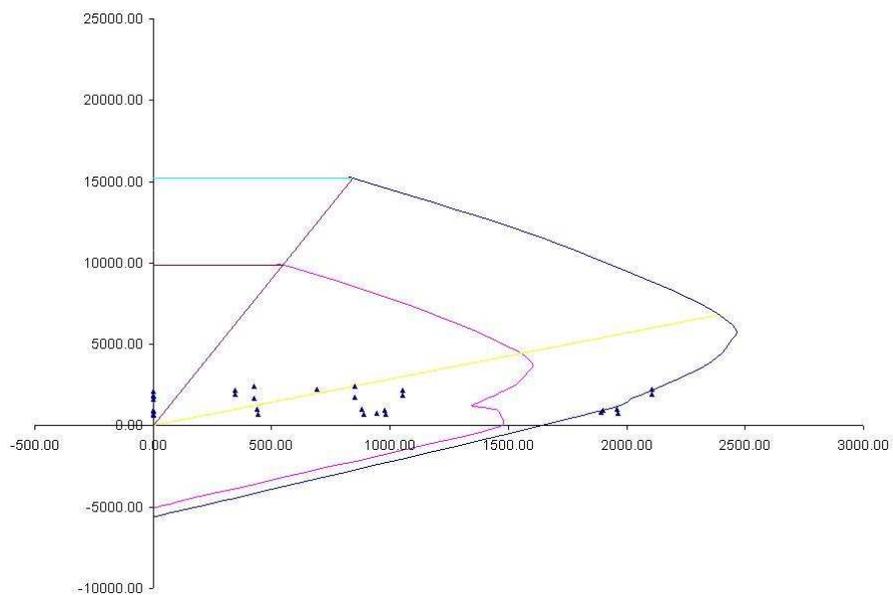
$$\text{(Punto C)} F_{3a4} k = kb \quad \text{(Punto F)} F_{55a} k = (1+\delta)/\beta_1$$

#### 3.4.1 Análisis de los resultados.

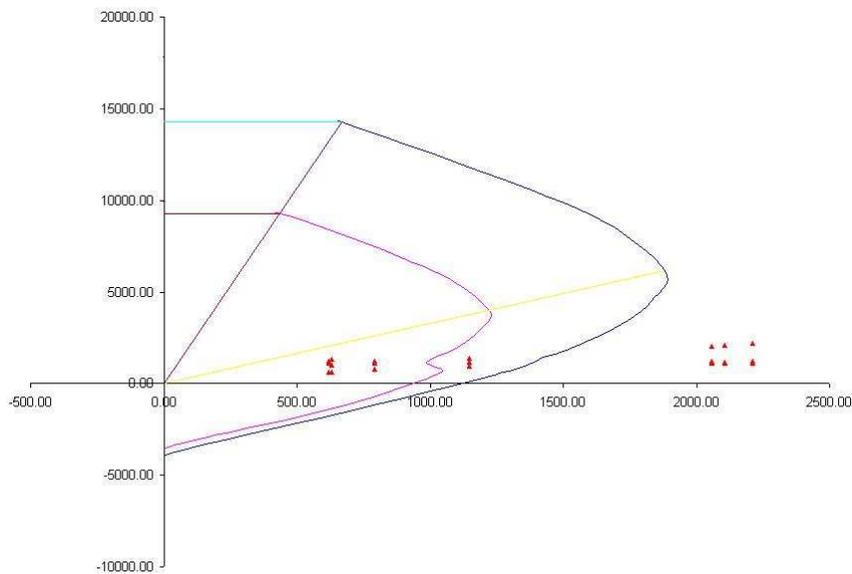
En las **figuras 15- 18** se muestran los diagramas de interacción de las secciones de la parte baja de las columnas de estribos con alturas 4.00 m y columnas de pilas de 8.00 m para tres y cinco luces cada una.



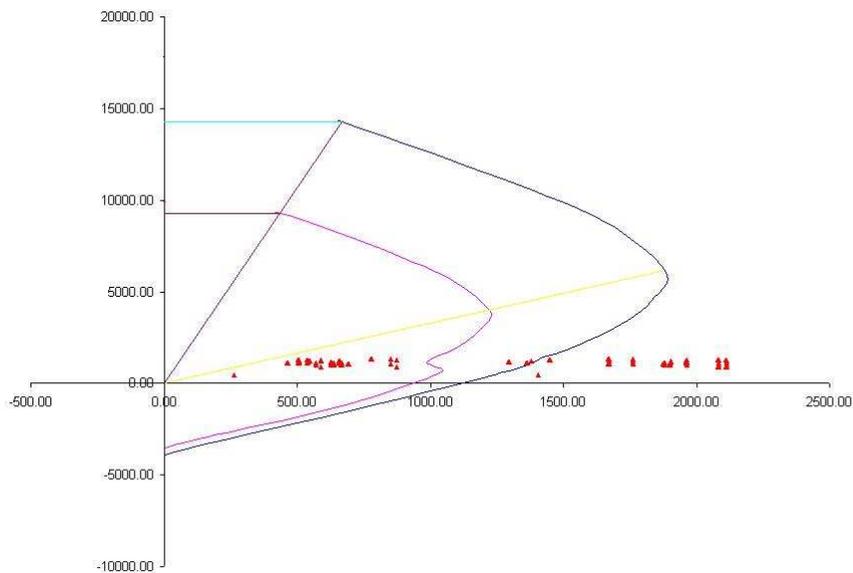
**Figura 15.** Diagrama de interacción M-P. Sección baja de columna de estribo. 4.0 m de altura. 3 luces.



**Figura 16.** Diagrama de interacción M-P. Sección baja de columna de estribo. 4.0 m de altura. 5 luces.



**Figura 17.** Diagrama de interacción M-P. Sección baja de columna de pilas. 8.0 m de altura. 3 luces.



**Figura 18.** Diagrama de interacción M-P. Sección baja de columna de pilas. 8.0 m de altura. 5 luces.

Del análisis de los diagramas de interacción se pudo concluir lo siguiente:

1. Las columnas de pilas y estribos, que por sus dimensiones son consideradas cortas, ya que su relación longitud efectiva – radio de giro de la sección es menor

que 22, limite que establece ACI (2005) para el caso de elementos desplazables, a pesar de que la mayoría cae en la zona de predominio de la flexión, por debajo de la frontera del fallo balanceado, hay algunos elementos en los cuales predomina la compresión denotando la influencia de la altura y la ubicación del elemento, que corresponden a las zonas en que se encuentra los apoyos móviles entre la superestructura y la subestructura.

2. En el caso de las alturas superiores a 8.0 m se observa que predomina la flexión, por tanto los estimadores de daños en estas estructuras pueden ser adoptados en función de la curvatura de fluencia del acero de la sección.
3. Se observa como la mayoría de las columnas, de pilas y estribos, de las variantes de puentes presentadas, manifiestan un mal comportamiento pues las solicitaciones generadas por las combinaciones con presencia de carga sísmica son mayores que la capacidad resistente de la sección.

#### **CONCLUSIONES PARCIALES.**

1. La tipología prefabricada cubano – italiana posee particularidades de diseño que inducen una alta vulnerabilidad, sobre todo en lo referido a las características de sus uniones, las cuales no garantizan el monolitismo necesario (cabezal – columnas, columna – cimentación).
2. Las secciones transversales de pilas y estribos de las variantes analizadas poseen una ductilidad por curvatura adecuada, pudiéndose validar factores que inciden de manera determinante en su variación como el incremento del refuerzo a tracción y aumento de la fuerza axial aplicada.
3. Los diagramas de interacción obtenidos permitieron evaluar el comportamiento de las columnas de puentes cubanos – italianos de Santiago de Cuba, demostrando que incluso, en la mayoría de las columnas con relación de esbeltez menor de 22, consideradas como cortas, predominan los esfuerzos de flexión, resultado en que incide determinantemente la acción de la carga sísmica y el sistema de apoyos del puente.



# Conclusiones y Recomendaciones

## **CONCLUSIONES GENERALES**

1. Aunque en Cuba no se reportan daños en puentes como consecuencia de eventos sísmicos importantes, se hace necesario realizar investigaciones sobre su desempeño sísmico estructural en zonas de alta peligrosidad, siendo la región de Santiago de Cuba, la zona de mayor necesidad del estudio de la vulnerabilidad de los puentes y en específico la tipología cubano – italiana.
2. Los diagramas momento curvatura y los diagramas de interacción momento – fuerza axial, constituyen herramientas importantes para el diseño sismorresistente de la sección y para la determinación de las características que definen la ductilidad de los elementos estructurales, permitiendo detallar además las características de las articulaciones plásticas.
3. Las secciones transversales de pilas y estribos de las variantes analizadas poseen una ductilidad por curvatura adecuada, pudiéndose validar factores que inciden de manera determinante en su variación como el incremento del refuerzo a tracción y aumento de la fuerza axial aplicada.
4. Los diagramas de interacción obtenidos permitieron evaluar el comportamiento de las columnas de puentes cubanos – italianos de Santiago de Cuba, demostrando que incluso, para columnas con relación de esbeltez menor de 22, consideradas como cortas, predominan los esfuerzos de flexión, resultado en que incide determinantemente la acción de la carga sísmica y del sistema de apoyos del puente.
5. Muchas columnas de pilas y estribos analizadas no poseen la capacidad necesaria para soportar los esfuerzos generados por el sismo de diseño utilizado en el análisis.

**RECOMENDACIONES**

1. Aplicar el procedimiento propuesto en el análisis de columnas de pilas y estribos de 0.80 m x 0.80 m y alturas variadas.
2. Incrementar las variantes a analizar con columnas de 0.70m x 0.70 m, utilizando alturas menores de 4 m para valorar si este parámetro incide en los esfuerzos predominantes.
3. Aplicar los resultados obtenidos en el análisis no lineal de las estructuras cubano – italianas con columnas de pilas y estribos de 0.70 m x 0.70 m, utilizando los resultados de momento – curvatura para calcular las propiedades de rotación de las articulaciones plásticas.



# Bibliografía

**BIBLIOGRAFÍA**

- Aguiar, R. (2010). Experiencias del terremoto de Chile para Ecuador. 15 pp.
- Arias, D. y Céspedes, D. (2007). Evaluación del desempeño sísmico estructural del sistema constructivo semi – prefabricado sismorresistente Santiago (SRS). Tesis en opción al título de Ingenieros civiles. Universidad de Oriente. 105 pp.
- Calderín, F. y Ruiz, J.M. (2009). Temas del curso de estudios de vulnerabilidad sísmica. Fondos de la Universidad de Oriente.
- Candebat Sánchez, D., Kenia Leyva Chang; Hazel Ferrera; Grisel Morejón Blanco; Pedro Márquez Mercerón. (2008). Criterios para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes de hormigón armado de las carreteras de Santiago de Cuba. Revista Ciencia en su PC, ISSN 1027-2887, Código 0536307. Editada por MEGACEN. 10 pp.
- Candebat Sánchez, D., Guillermo Godínez Melgares y Ricardo Oliva Álvarez. (2011). Recomendaciones para el diseño y ejecución de puentes de hormigón armado en zonas de alta sismicidad de Cuba. Fondos del CENAIIS. 10 pp.
- Candebat Sánchez, D. (2012). Tesis en opción al grado de Doctor en Ciencias Técnicas. Capítulos 1 y 2. 70 pp. Fondos del CENAIIS.
- Chen, W-F y Duan, L. (2003). Principles and applications in engineering series. Bridge design. CRC PRESS. Chapter 4. 55 pp.
- Chuy, T. J. (1999): Macrosísmica de Cuba y su utilización en los estimados de Peligrosidad y Microzonación Sísmica. Tesis en opción al grado de Doctor en Ciencias Geofísicas. Fondos del MES y del CENAIIS. 273 pp.
- Chuy, T. J. (2002): Precisión por zonas de la peligrosidad sísmica de Cuba con fines de su desarrollo económico sostenible. En: Memorias del II Congreso Cubano de Geofísica y IV Conferencia Latinoamericana de Geofísica del 2002. En: Revista “Nuevas Investigaciones Sismológicas en Cuba”. Editorial Academia. La Habana. ISBN 959-02-0347-7. pp 27 – 36.

- Comité Estatal de Normalización NC (1985): Elaboración de proyectos de construcción. Edificaciones. Cargas características y de cálculo, La Habana, Cuba.
- Comité Europeo de Normalization (CEN). (2000). Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges.
- Curso sobre diseño y construcción sismorresistente de estructuras, México DF., CENAPRED, 1999.
- Faustinelli, S (2005). Diseño Estético de puentes. Tema de reflexión. 7 pp.
- Godínez Melgares, Guillermo y Sócrates Muñoz Iglesias. (2001). Vulnerabilidad sísmica de los puentes. Fondos de la Universidad de Oriente. 7 pp.
- Gómez, C; S, Oller y A., Barbat. (2002). Análisis de la vulnerabilidad sísmica del Puente WARTH mediante un método simplificado de estimación de daño. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, Vol. 7, no. 1.
- González, Arestuche, L. (1999): Experiencias y métodos para la conservación de puentes de carretera de la República de Cuba. 2 Tomos. ISBN. 959-7116-03-0. La Habana. Cuba. 628 pp.
- Kawashima, K. (1990); Present earthquake engineering efforts to mitigate earthquake hazards of road transportation facilities in Japan. ASCE San Francisco 1990 annual civil engineering convention and exposition. San Francisco, C.A, U.S.A. 59 pp.
- Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. (1988). "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete". Journal of Structural Engineering, publisher: ASCE.
- Morán, K. (2009). Análisis del comportamiento de secciones transversales de puentes. Tesis en opción al título de Ingeniera Civil. Universidad de los Andes. 562 pp.
- Morejón, Blanco, Grisel; Candebat Sánchez, Darío; Ferrera Toujague, Hazel; Márquez Mercerón, Pedro Iván; Enrique Arango Arias; José Zapata Balanqué; Tomás Chuy Rodríguez y Leonardo Díaz Bermudez. (2006). Evaluación de la

- vulnerabilidad ante la ocurrencia de eventos naturales de las carreteras de interés nacional de la provincia Santiago de Cuba: Autopista Nacional. Fondos del CENAIIS y del Centro Provincial de Vialidad. 58 pp.
- Oficina Nacional de Normalización NC (1999): Norma Cubana NC 46:1999: Construcciones Sismorresistentes. Requisitos Básicos para el Diseño y Construcción. 95 pp.
- Oficina Nacional de Normalización NC (2004): Norma Cubana NC 335:2004. Inspección y Conservación de puentes. Códigos de buenas prácticas. 51 pp.
- Park, R and Paulay, T. (1988). Estructuras de concreto reforzado. Editorial LIMUSA, S.A de CV. México, D.F. 204 pp.
- Piña, F. (2004). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes carreteros. 12 pp. Revista BIT. Chile.
- Priestley, M; F. Seible y G. M. Calvi. (1996) Seismic Design and retrofit of Bridges. Editorial John Wiley and Sons. Inc. ISBN 0-471-57998-X. 686 pp.
- SSNC (2013): Base de Datos del Servicio Sismológico Nacional de Cuba. Fondos del CENAIIS – CITMA.
- Taylor, Gustavo y Ernesto Valdés. (1990): Puentes Tomo I y II. Editorial Pueblo y Educación. Ciudad de la Habana. Cuba. 207 pp.
- Zapata, J. A. (1997). Utilización de variantes metodológicas de microzonificación sísmica en la ciudad de Santiago de Cuba, Tesis en opción al Grado de Doctor en Ciencias Geofísicas, Fondos del CENAIIS y del Instituto de Geofísica y Astronomía.



# Anexos

Anexo 1: Reportes del análisis de la relación momento - curvatura de las secciones transversales de pilas y estribos.

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 3  
Loading Name: MX0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

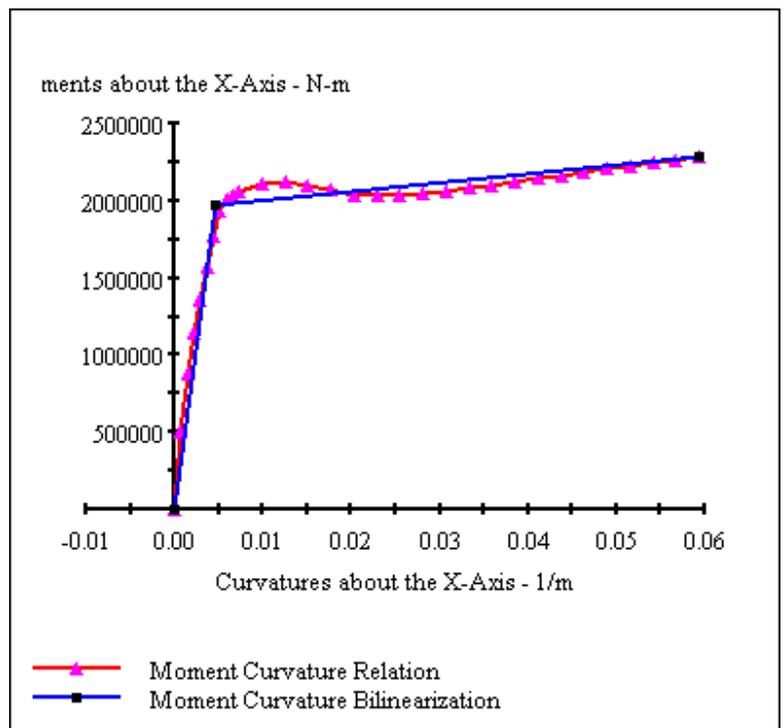
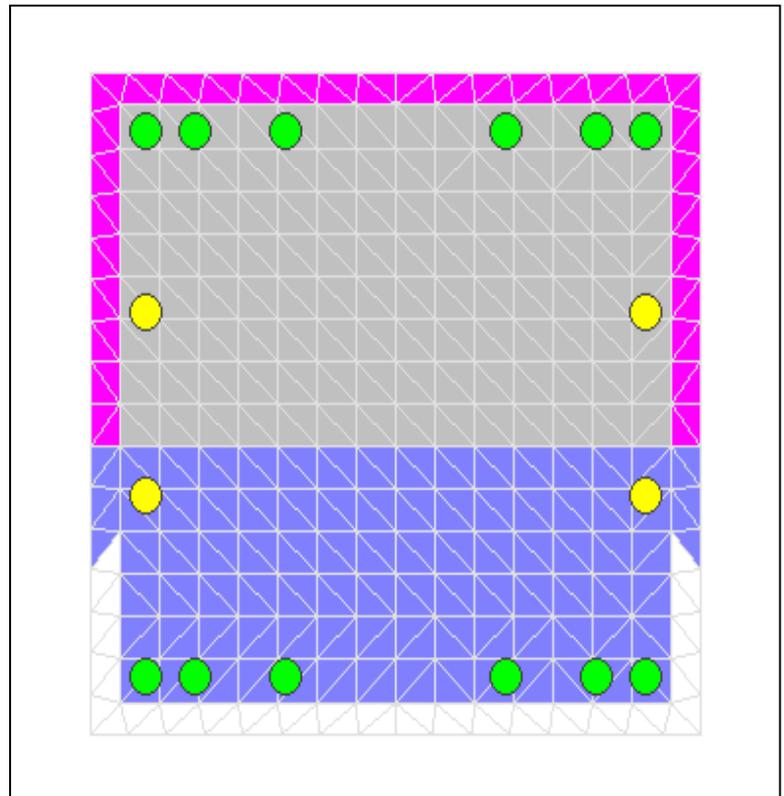
X Centroid: -6.016E-14 mm  
Y Centroid: -1.1317E-14 mm  
Section Area: 490.0E+3 mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 4.498E+6 N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain: 15.00E-3 Compression  
Curvature at Initial Load: -5.291E-20 1/m  
Curvature at First Yield: 3.662E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 59.38E-3 1/m  
Moment at First Yield: 1.569E+6 N-m  
Ultimate Moment: 2.284E+6 N-m  
Centroid Strain at Yield: .1611E-3 Comp  
Centroid Strain at Ultimate: 2.823E-3 Ten  
N.A. at First Yield: -43.99 mm  
N.A. at Ultimate: 47.54 mm  
Energy per Length: 121.2E+3 N  
Effective Yield Curvature: 4.610E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 1.975E+6 N-m  
Over Strength Factor: 1.156  
Plastic Rotation Capacity: 19.17E-3 rad  
EI Effective: 4.28E+8 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 5.636E+6 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.315 %  
Curvature Ductility: 12.88



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MX0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 4 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

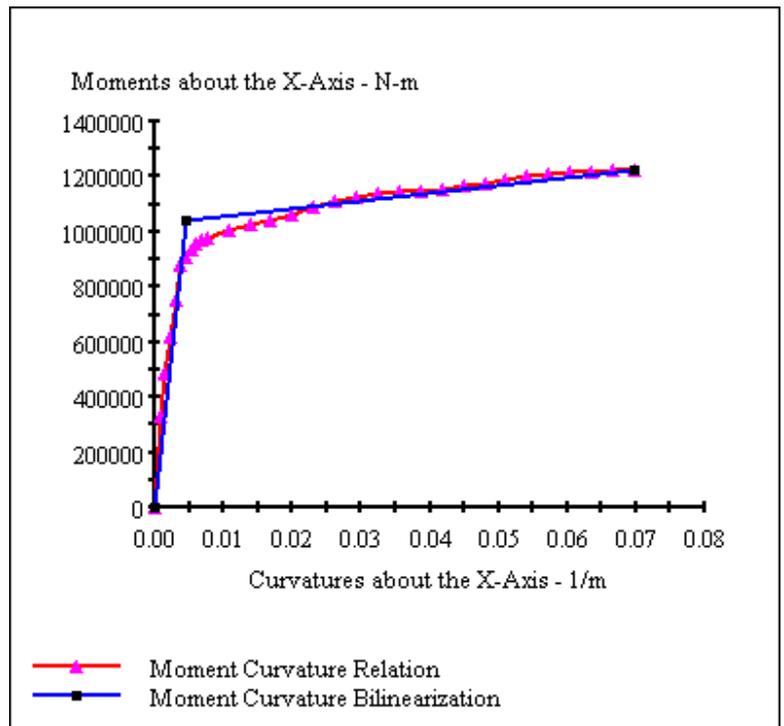
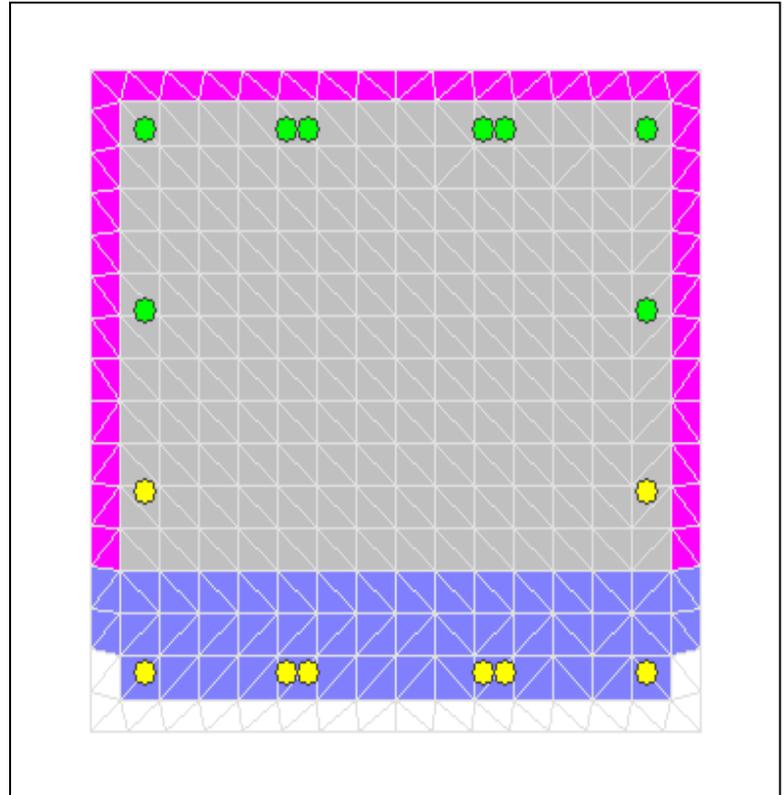
X Centroid: -6615E-14 mm  
Y Centroid: -1.1629E-15 mm  
Section Area: 490.0E+3 mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 1.263E+6 N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain: 33.00E-3 Tension  
Curvature at Initial Load: .2379E-20 1/m  
Curvature at First Yield: 3.800E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 69.74E-3 1/m  
Moment at First Yield: 877.4E+3 N-m  
Ultimate Moment: 1.227E+6 N-m  
Centroid Strain at Yield: .3960E-3 Ten  
Centroid Strain at Ultimate: 12.99E-3 Ten  
N.A. at First Yield: 104.2 mm  
N.A. at Ultimate: 186.3 mm  
Energy per Length: 76.28E+3 N  
Effective Yield Curvature: 4.503E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 1.040E+6 N-m  
Over Strength Factor: 1.180  
Plastic Rotation Capacity: 22.83E-3 rad  
EI Effective: 2.31E+8 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 2.868E+6 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.242 %  
Curvature Ductility: 15.49



## Comments:

User Comments

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MY0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 4 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

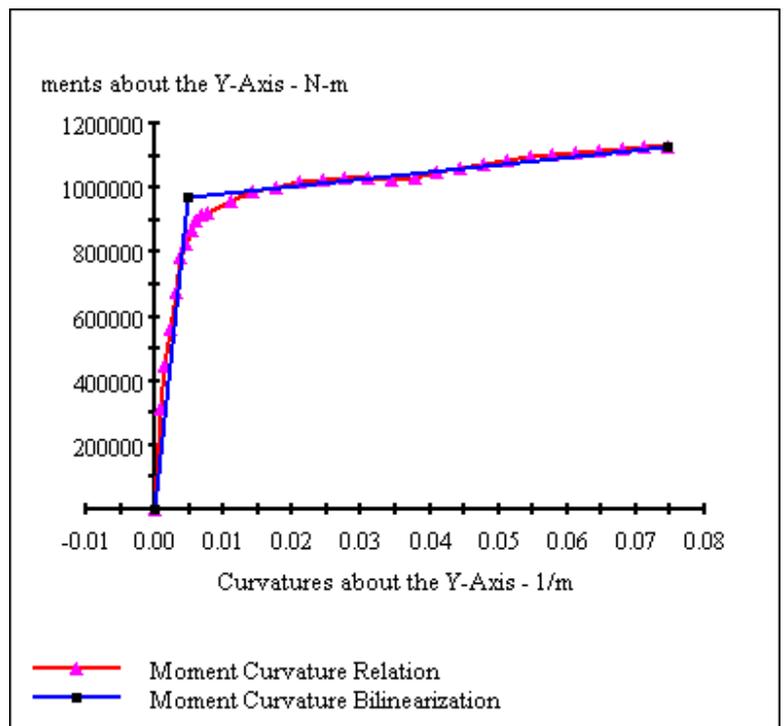
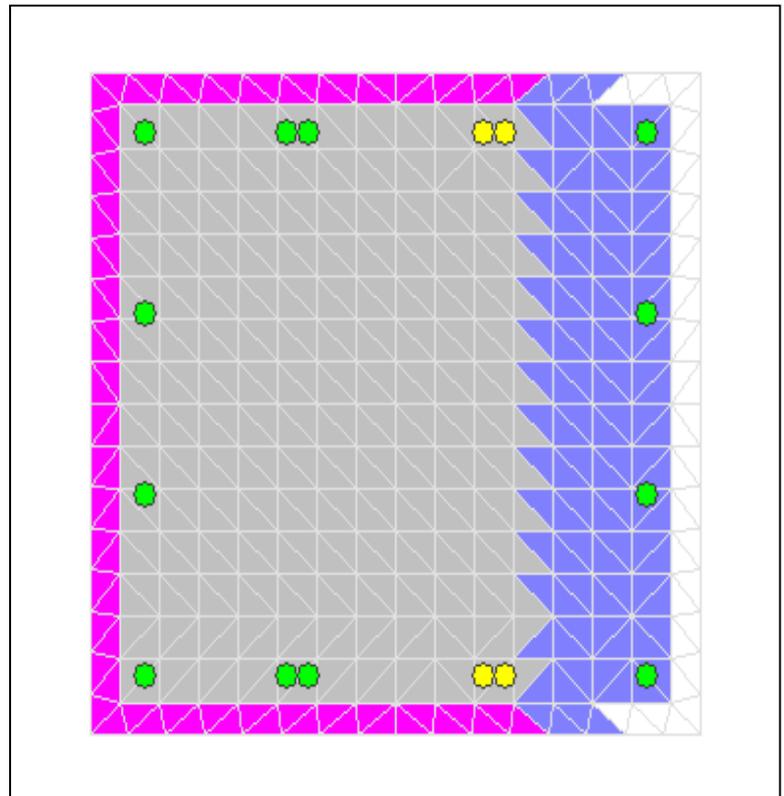
X Centroid: -6615E-14 mm  
Y Centroid: -1.1629E-15 mm  
Section Area: 490.0E+3 mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 1.263E+6 N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain: 33.00E-3 Tension  
Curvature at Initial Load: -1.1005E-18 1/m  
Curvature at First Yield: 3.795E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 74.64E-3 1/m  
Moment at First Yield: 780.9E+3 N-m  
Ultimate Moment: 1.130E+6 N-m  
Centroid Strain at Yield: .3974E-3 Ten  
Centroid Strain at Ultimate: 11.59E-3 Ten  
N.A. at First Yield: 104.7 mm  
N.A. at Ultimate: 155.2 mm  
Energy per Length: 75.82E+3 N  
Effective Yield Curvature: 4.730E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 973.4E+3 N-m  
Over Strength Factor: 1.161  
Plastic Rotation Capacity: 24.47E-3 rad  
EI Effective: 2.06E+8 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 2.235E+6 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.086 %  
Curvature Ductility: 15.78



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MY0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 4 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

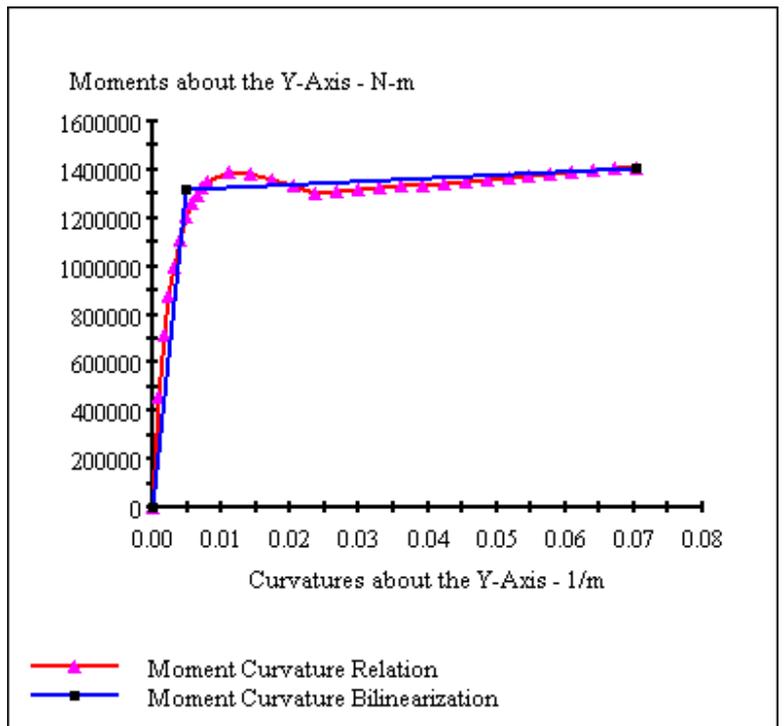
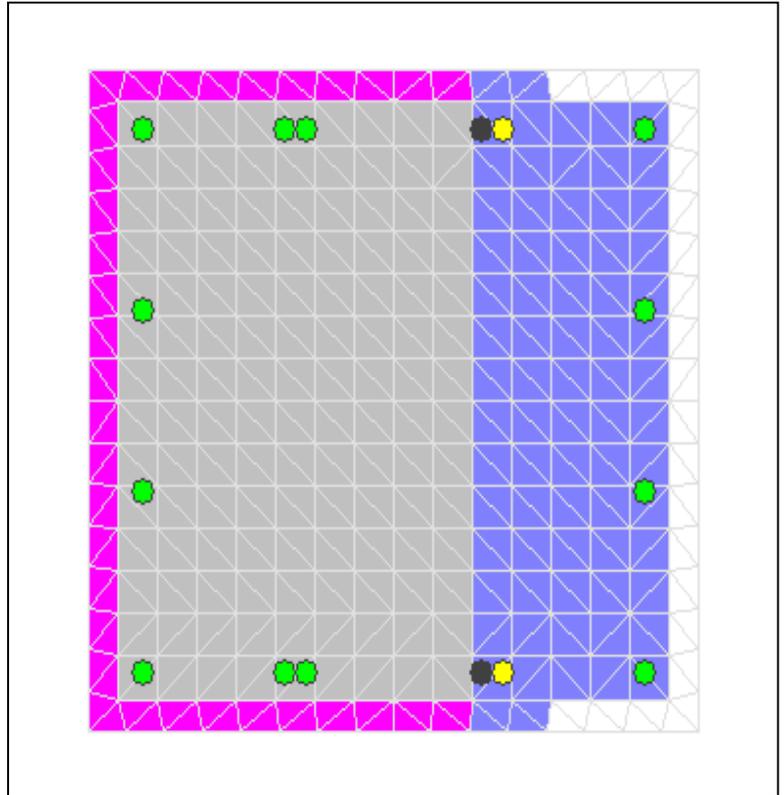
X Centroid: -6615E-14 mm  
Y Centroid: -1.1629E-15 mm  
Section Area: 490.0E+3 mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 3.789E+6 N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain: 15.00E-3 Compression  
Curvature at Initial Load: .4435E-18 1/m  
Curvature at First Yield: 4.015E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 70.39E-3 1/m  
Moment at First Yield: 1.107E+6 N-m  
Ultimate Moment: 1.409E+6 N-m  
Centroid Strain at Yield: 41.74E-6 Comp  
Centroid Strain at Ultimate: 6.105E-3 Ten  
N.A. at First Yield: -10.40 mm  
N.A. at Ultimate: 86.72 mm  
Energy per Length: 92.63E+3 N  
Effective Yield Curvature: 4.779E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 1.318E+6 N-m  
Over Strength Factor: 1.069  
Plastic Rotation Capacity: 22.96E-3 rad  
EI Effective: 2.76E+8 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 1.384E+6 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .5018 %  
Curvature Ductility: 14.73



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MX0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 4 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

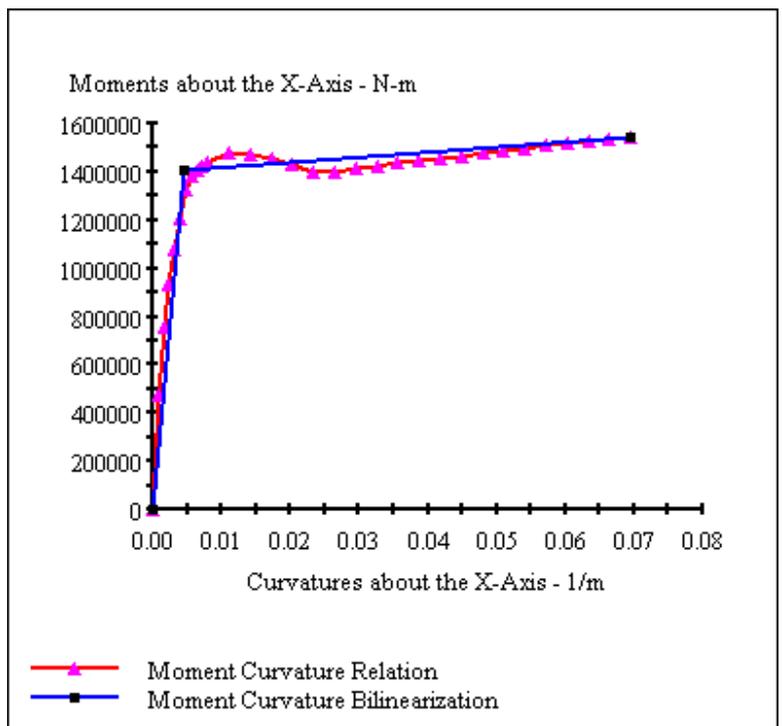
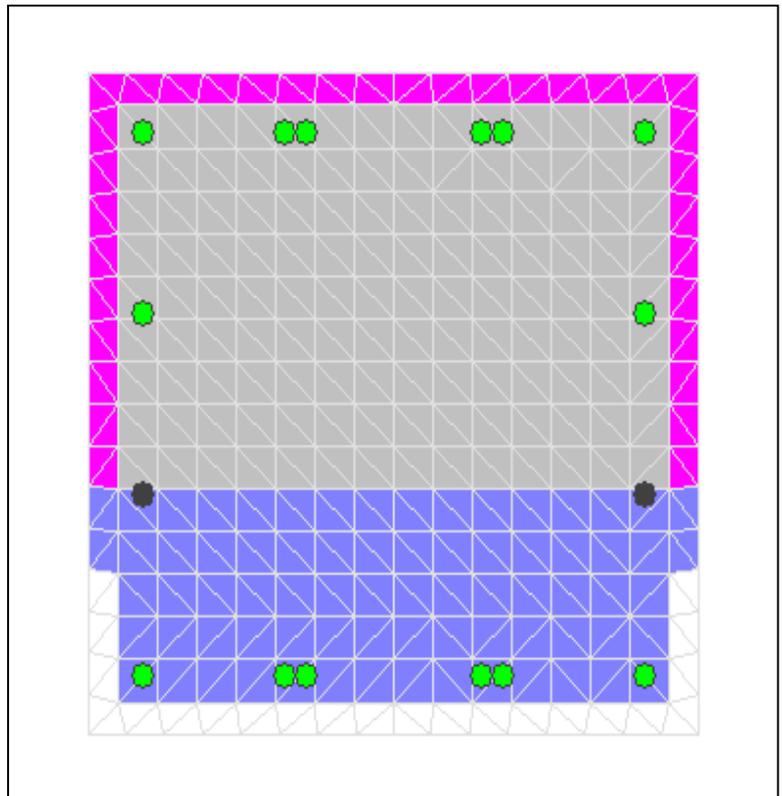
X Centroid: -6615E-14 mm  
Y Centroid: -1.1629E-15 mm  
Section Area: 490.0E+3 mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 3.789E+6 N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain: 15.00E-3 Compression  
Curvature at Initial Load: .9236E-20 1/m  
Curvature at First Yield: 4.006E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 69.53E-3 1/m  
Moment at First Yield: 1.207E+6 N-m  
Ultimate Moment: 1.540E+6 N-m  
Centroid Strain at Yield: 44.60E-6 Comp  
Centroid Strain at Ultimate: 5.845E-3 Ten  
N.A. at First Yield: -11.13 mm  
N.A. at Ultimate: 84.06 mm  
Energy per Length: 98.76E+3 N  
Effective Yield Curvature: 4.662E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 1.404E+6 N-m  
Over Strength Factor: 1.097  
Plastic Rotation Capacity: 22.70E-3 rad  
EI Effective: 3.01E+8 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 2.098E+6 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .6966 %  
Curvature Ductility: 14.92



## Comments:

User Comments

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section1  
Loading Name: MX0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 4 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

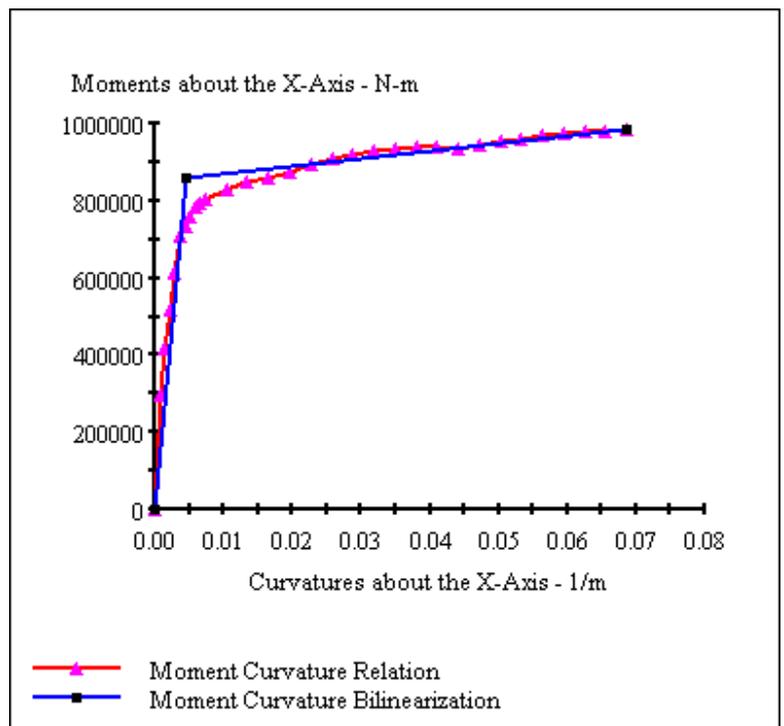
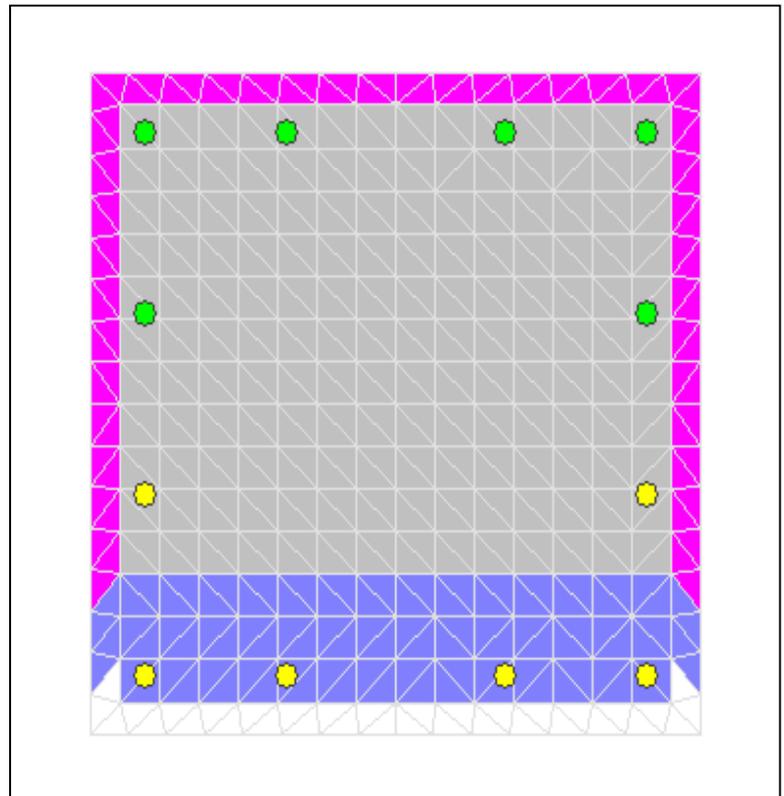
X Centroid:  $-6.851 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-2.2065 \times 10^{-15}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.202 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00 \times 10^{-3}$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $.1834 \times 10^{-19}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.687 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $68.68 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $707.6 \times 10^3$  N-m  
Ultimate Moment:  $983.1 \times 10^3$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.4284 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $13.28 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 116.2 mm  
N.A. at Ultimate: 193.4 mm  
Energy per Length:  $61.07 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.478 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $859.4 \times 10^3$  N-m  
Over Strength Factor: 1.144  
Plastic Rotation Capacity:  $22.47 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $1.92 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $1.927 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.004 %  
Curvature Ductility: 15.34



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section1  
Loading Name: MY0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 4 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

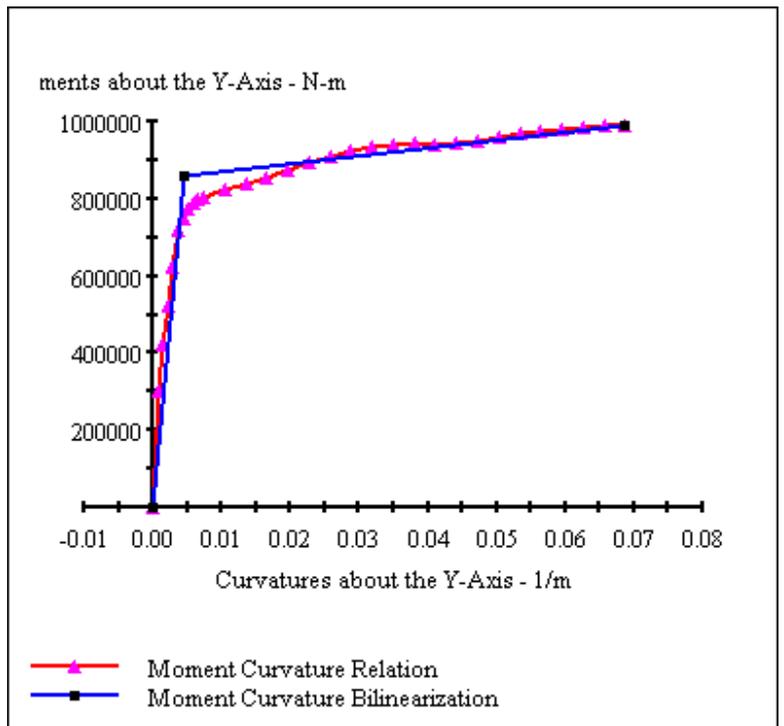
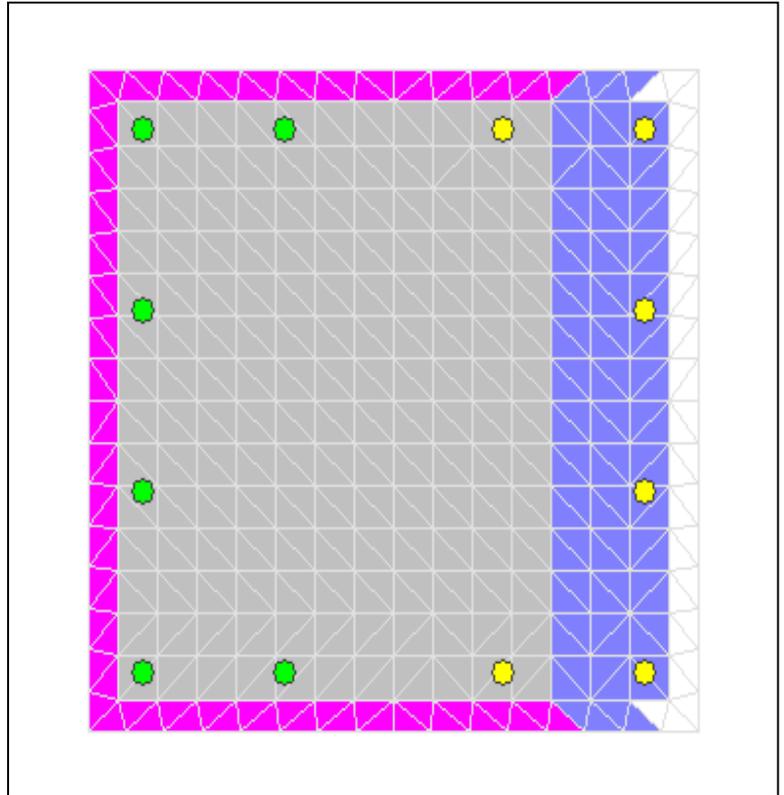
X Centroid:  $-6.851 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-2.065 \times 10^{-15}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.202 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00 \times 10^{-3}$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $-3.447 \times 10^{-19}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.691 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $68.72 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $718.6 \times 10^3$  N-m  
Ultimate Moment:  $990.5 \times 10^3$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.4272 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $13.26 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 115.8 mm  
N.A. at Ultimate: 193.0 mm  
Energy per Length:  $61.32 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.404 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $857.6 \times 10^3$  N-m  
Over Strength Factor: 1.155  
Plastic Rotation Capacity:  $22.51 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $1.95 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $2.066 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.061 %  
Curvature Ductility: 15.60



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section1  
Loading Name: MY0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 4 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

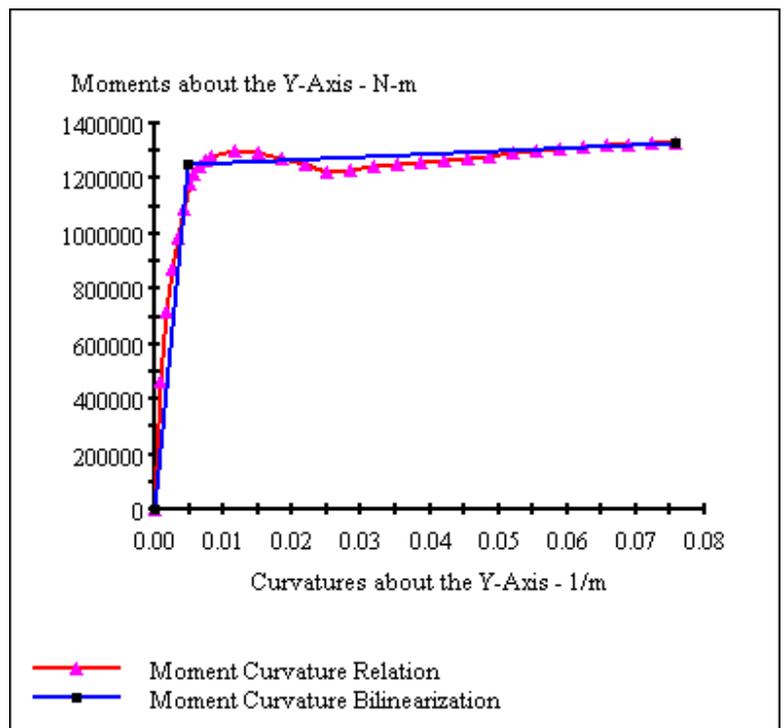
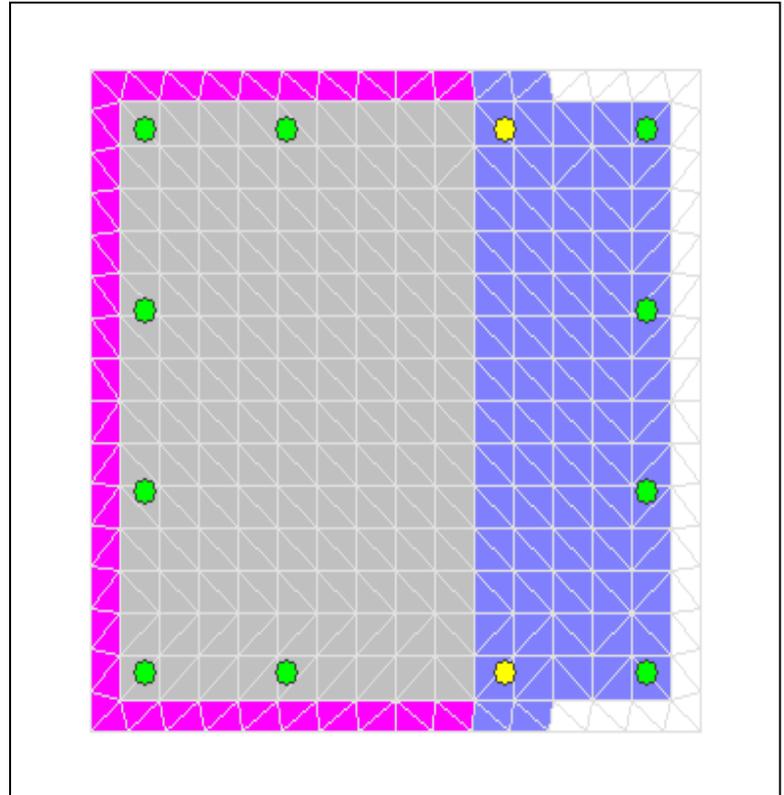
X Centroid:  $-6.851 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-2.065 \times 10^{-15}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $3.607 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.3143 \times 10^{-18}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.161 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $75.78 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.092 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.333 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $7.856 \times 10^{-6}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $7.737 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 1.888 mm  
N.A. at Ultimate: 102.1 mm  
Energy per Length:  $94.64 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.758 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.249 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.067  
Plastic Rotation Capacity:  $24.86 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $2.62 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $1.180 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .4498 %  
Curvature Ductility: 15.93



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section1  
Loading Name: MX0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 4 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

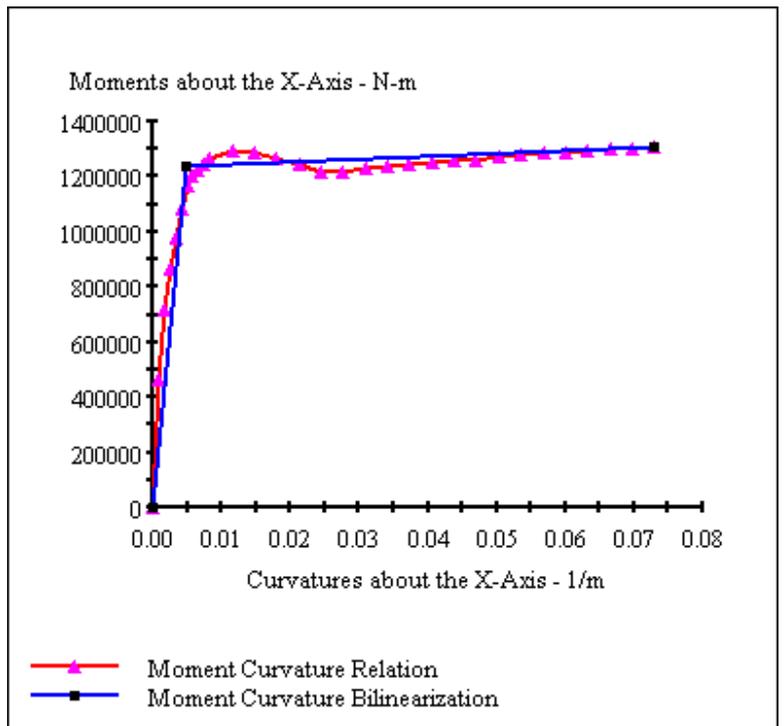
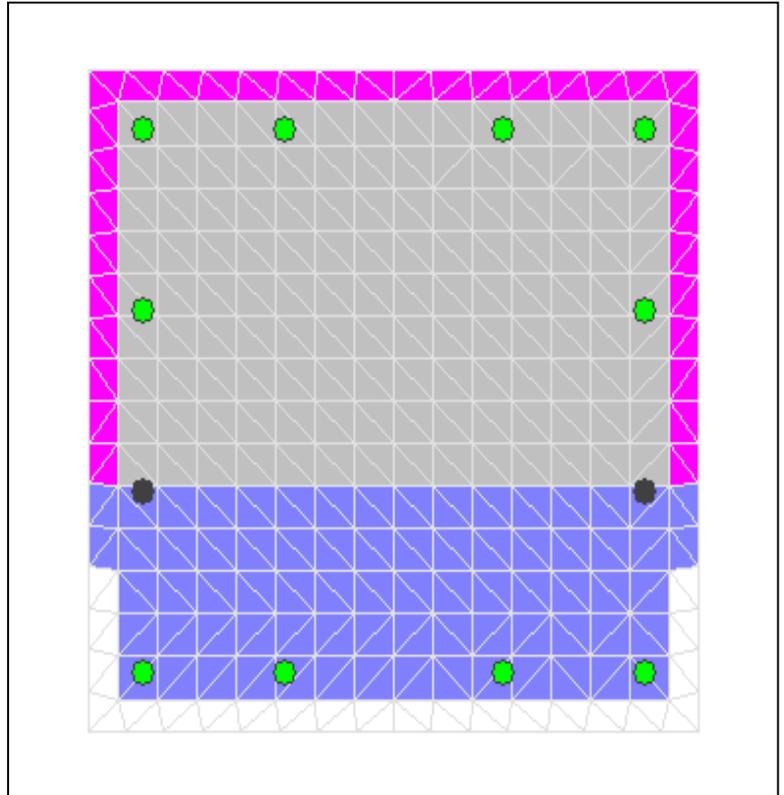
X Centroid:  $-6.851 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-2.2065 \times 10^{-15}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $3.607 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.1677 \times 10^{-19}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.161 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $72.97 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.082 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.308 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $7.780 \times 10^{-6}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $6.889 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 1.870 mm  
N.A. at Ultimate: 94.41 mm  
Energy per Length:  $89.81 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.764 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.239 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.055  
Plastic Rotation Capacity:  $23.87 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $2.60 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $1.008 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .3877 %  
Curvature Ductility: 15.32



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MX0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

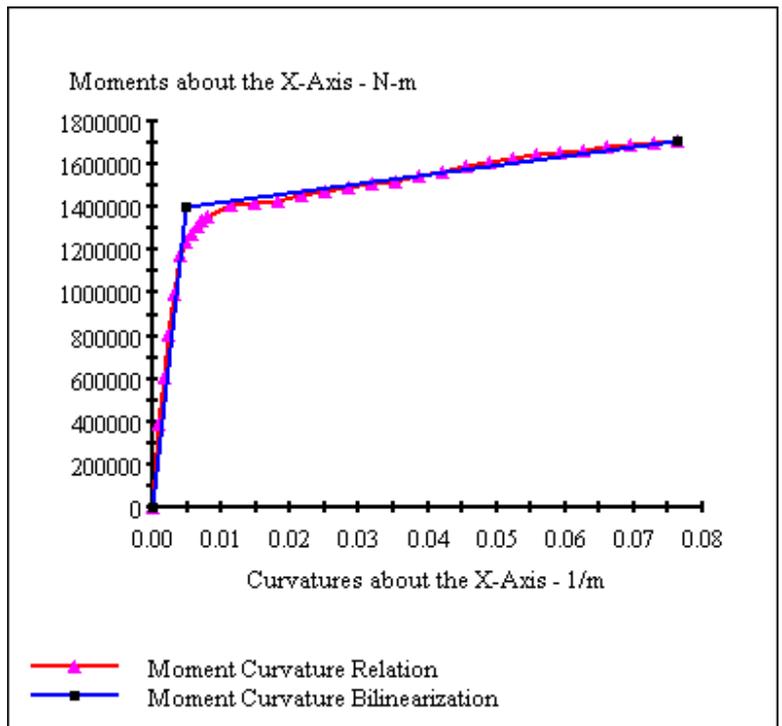
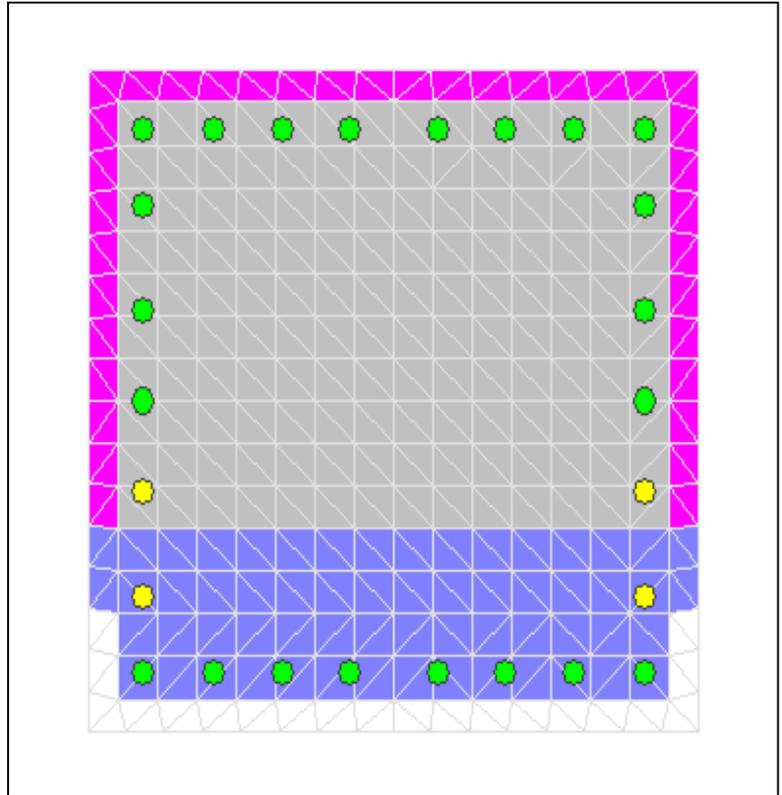
X Centroid:  $-6.285 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $.9979 \times 10^{-3}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.414 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00 \times 10^{-3}$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $.3744 \times 10^{-10}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.031 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $76.19 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.175 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.705 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.3297 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $11.14 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 81.81 mm  
N.A. at Ultimate: 146.2 mm  
Energy per Length:  $114.3 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.807 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.402 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.216  
Plastic Rotation Capacity:  $24.98 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $2.92 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $4.251 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.458 %  
Curvature Ductility: 15.85



## Comments:

User Comments

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MY0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

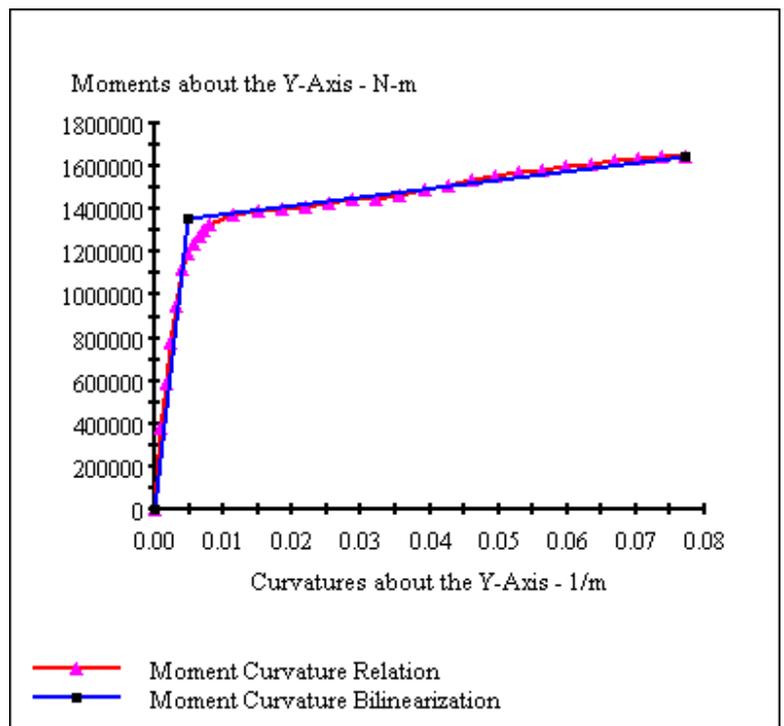
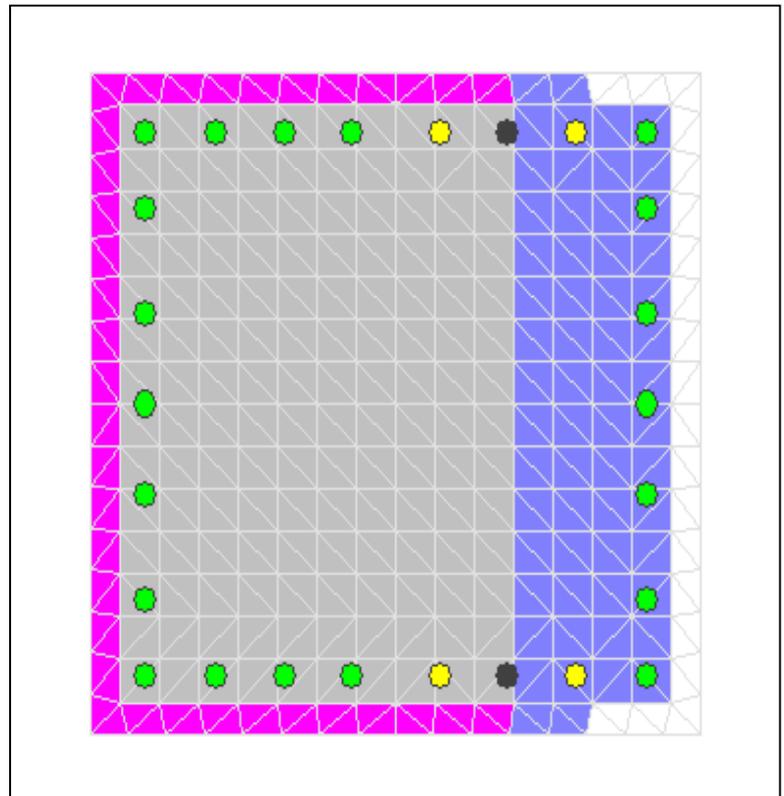
X Centroid:  $-6.285 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $.9979 \times 10^{-3}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.414 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00 \times 10^{-3}$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $.2142 \times 10^{-13}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.027 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $77.17 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.126 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.650 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.3309 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $10.85 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 82.17 mm  
N.A. at Ultimate: 140.7 mm  
Energy per Length:  $112.1 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.866 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.360 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.213  
Plastic Rotation Capacity:  $25.31 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $2.80 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $4.007 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.433 %  
Curvature Ductility: 15.86



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MY0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

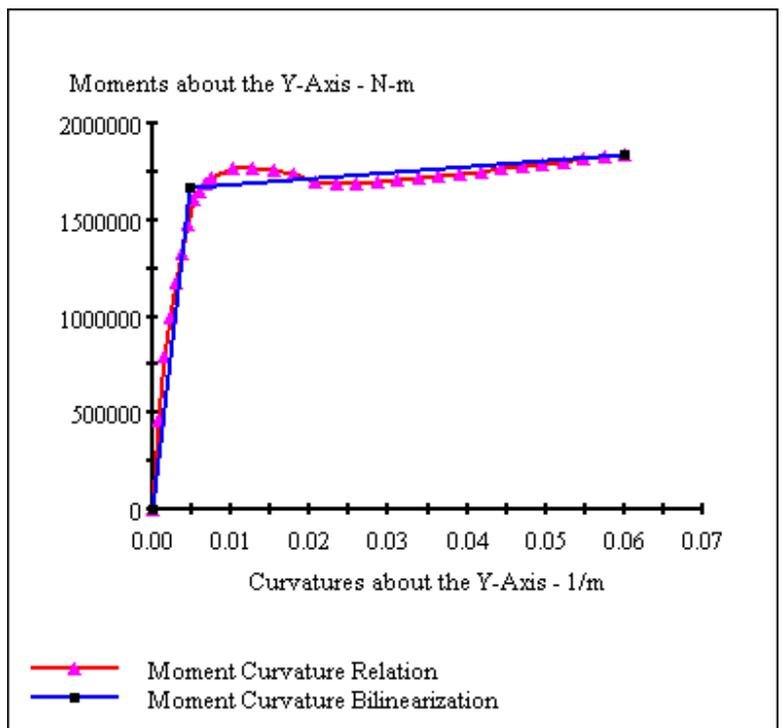
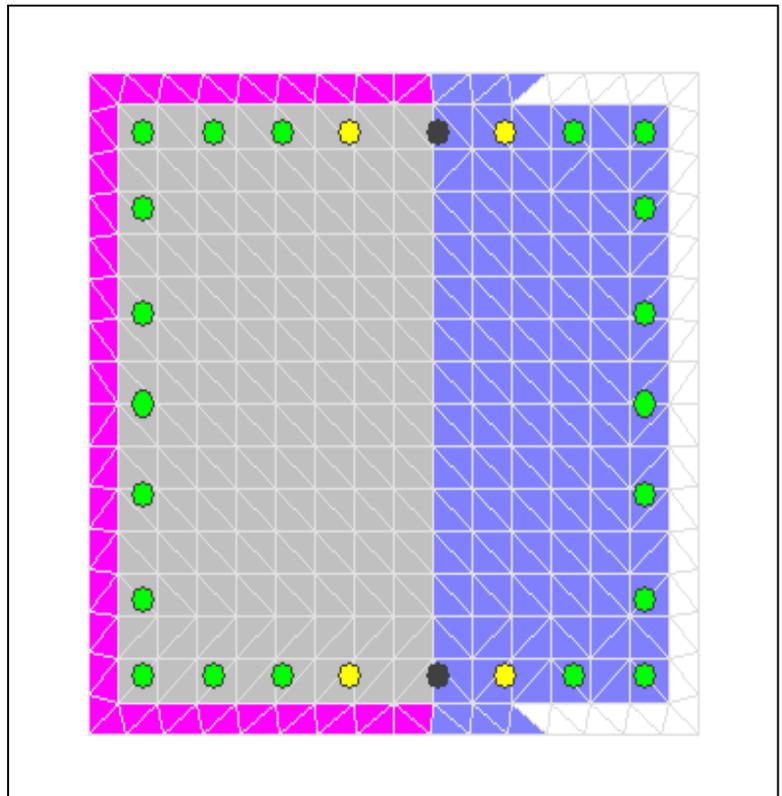
X Centroid:  $-6.285E-14$  mm  
Y Centroid:  $.9979E-3$  mm  
Section Area:  $490.0E+3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $4.243E+6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00E-3$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.3010E-12$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.759E-3$  1/m  
Ultimate Curvature:  $60.16E-3$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.329E+6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.836E+6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.1283E-3$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $3.050E-3$  Ten  
N.A. at First Yield:  $-34.14$  mm  
N.A. at Ultimate:  $50.69$  mm  
Energy per Length:  $101.2E+3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.733E-3$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.673E+6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.097  
Plastic Rotation Capacity:  $19.40E-3$  rad  
EI Effective:  $3.53E+8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $2.935E+6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .8302 %  
Curvature Ductility: 12.71



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MX0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

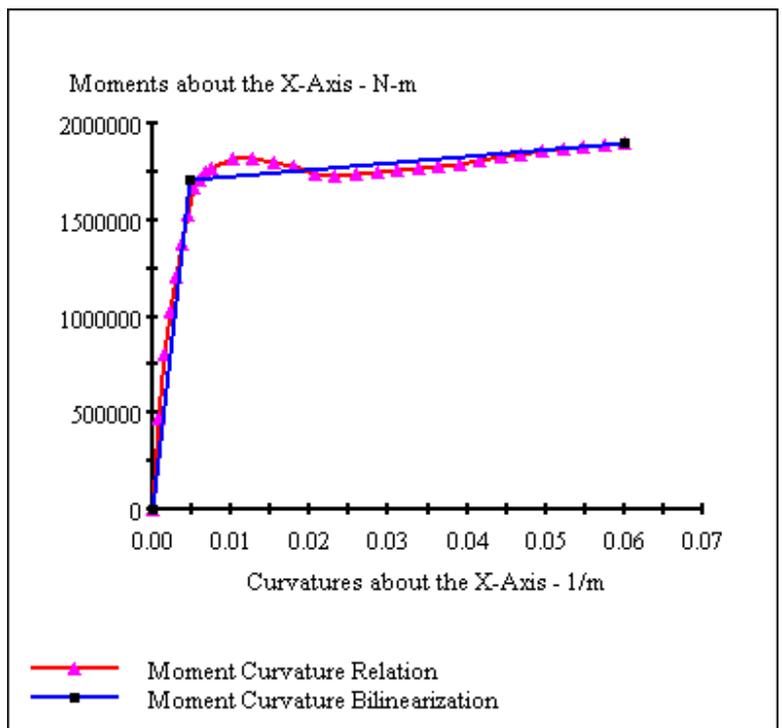
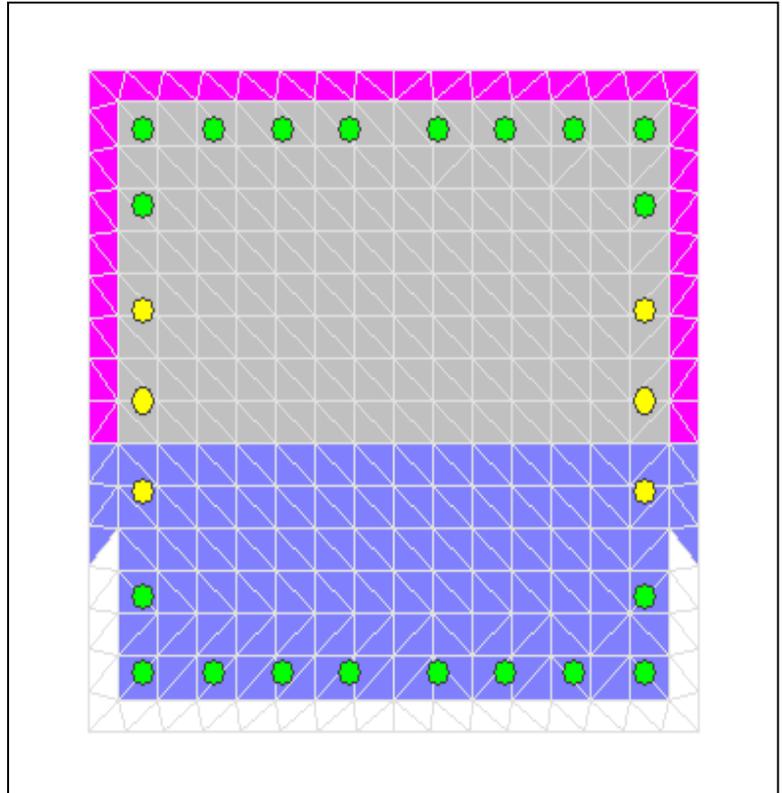
X Centroid:  $-6.285 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $.9979 \times 10^{-3}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $4.243 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.5514 \times 10^{-9}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.755 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $60.08 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.373 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.904 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.1296 \times 10^{-3}$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $3.028 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: -34.52 mm  
N.A. at Ultimate: 50.41 mm  
Energy per Length:  $104.1 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.678 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.711 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.113  
Plastic Rotation Capacity:  $19.39 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $3.66 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $3.493 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .9552 %  
Curvature Ductility: 12.84



## Comments:

User Comments

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section1  
Loading Name: MX0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

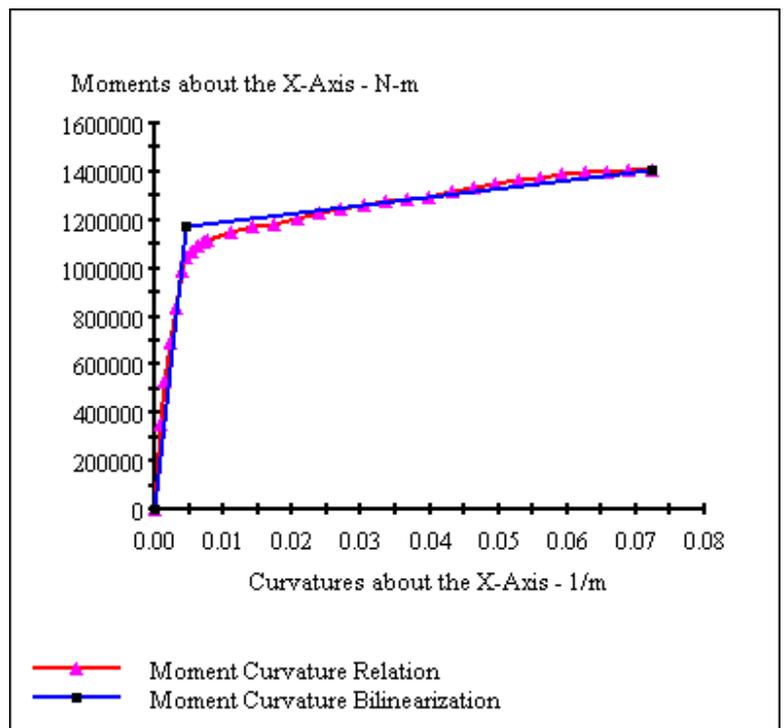
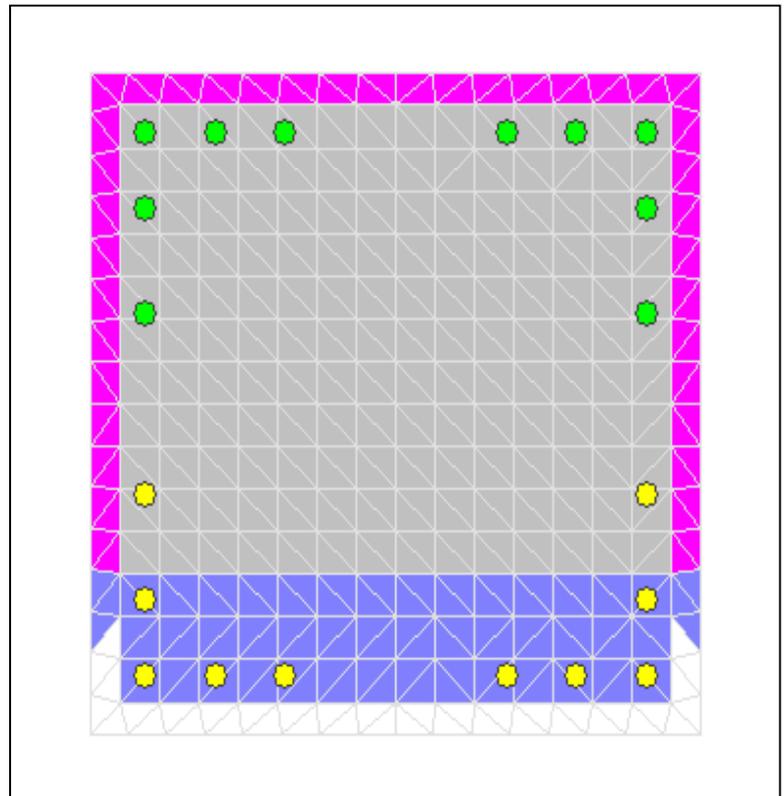
X Centroid:  $-6.752 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $1.029 \times 10^{-3}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.323 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00 \times 10^{-3}$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $.3695 \times 10^{-10}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.896 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $72.19 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $987.0 \times 10^3$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.410 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.3683 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $12.20 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 94.53 mm  
N.A. at Ultimate: 169.0 mm  
Energy per Length:  $89.86 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.620 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.170 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.204  
Plastic Rotation Capacity:  $23.65 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $2.53 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $3.541 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.398 %  
Curvature Ductility: 15.63



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section1

Loading Name: MY0.1PO

Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte

CENAIIS-UO

11/06/2014

Puentes italianos

Pilas 70 - 8 m

Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

X Centroid:  $-6.752 \times 10^{-14}$  mm

Y Centroid:  $1.029 \times 10^{-3}$  mm

Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.323 \times 10^6$  N

Incrementing Loads: Myy Only

Number of Points: 30

Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano

Failure Strain:  $33.00 \times 10^{-3}$  Tension

Curvature at Initial Load:  $.2162 \times 10^{-13}$  1/m

Curvature at First Yield:  $3.897 \times 10^{-3}$  1/m

Ultimate Curvature:  $72.84 \times 10^{-3}$  1/m

Moment at First Yield:  $997.7 \times 10^3$  N-m

Ultimate Moment:  $1.416 \times 10^6$  N-m

Centroid Strain at Yield:  $.3680 \times 10^{-3}$  Ten

Centroid Strain at Ultimate:  $12.04 \times 10^{-3}$  Ten

N.A. at First Yield: 94.44 mm

N.A. at Ultimate: 165.3 mm

Energy per Length:  $91.02 \times 10^3$  N

Effective Yield Curvature:  $4.577 \times 10^{-3}$  1/m

Effective Yield Moment:  $1.172 \times 10^6$  N-m

Over Strength Factor: 1.208

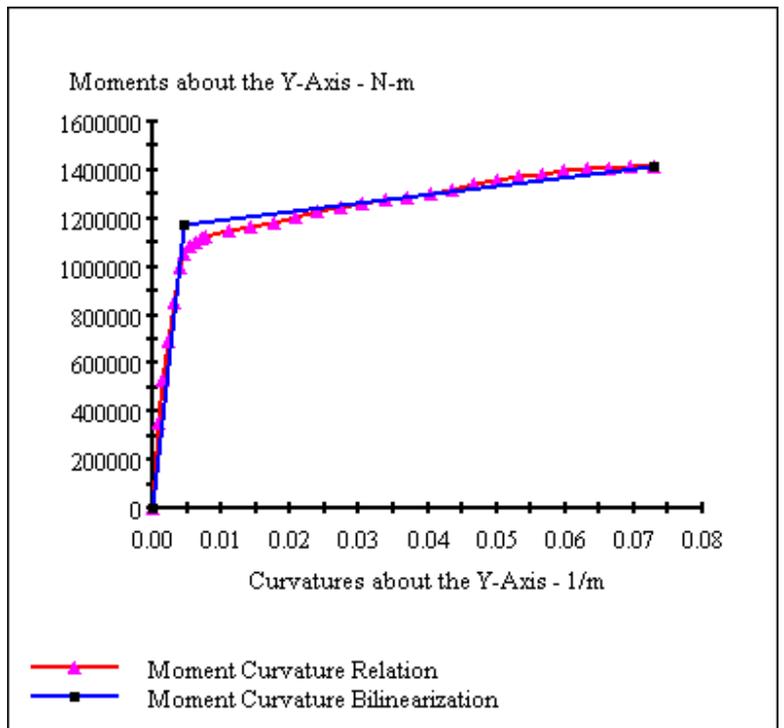
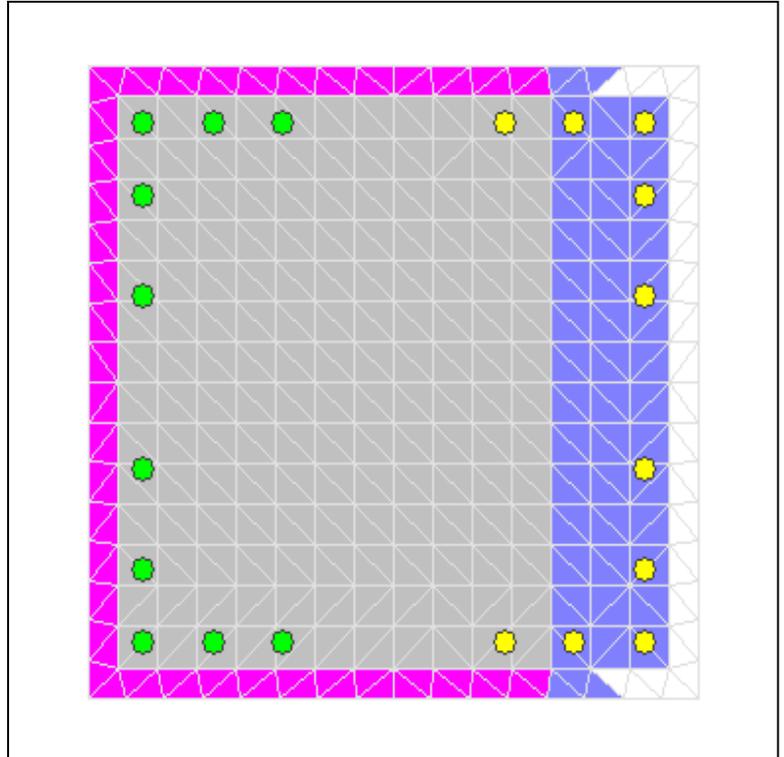
Plastic Rotation Capacity:  $23.89 \times 10^{-3}$  rad

EI Effective:  $2.56 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>

Yield EI Effective:  $3.577 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>

Bilinear Harding Slope: 1.397 %

Curvature Ductility: 15.91



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section1  
Loading Name: MY0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

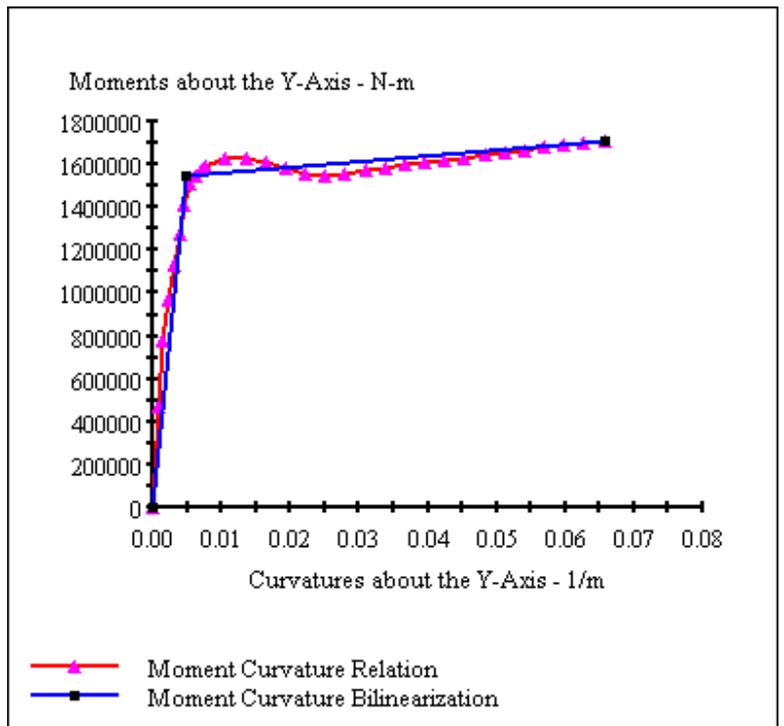
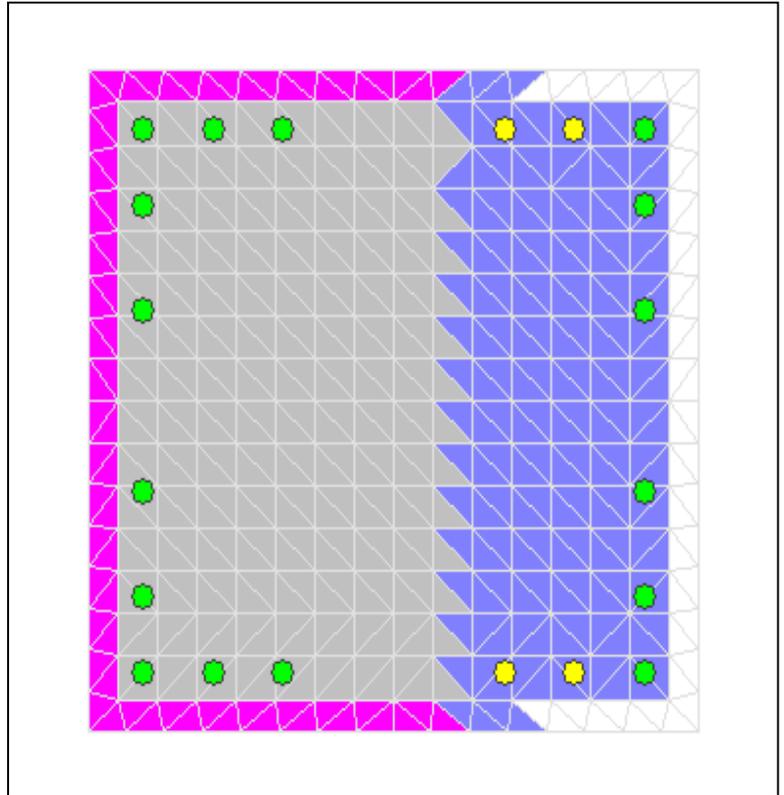
X Centroid:  $-6.752 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $1.029 \times 10^{-3}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $3.970 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.3057 \times 10^{-12}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.890 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $65.63 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.275 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.708 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $83.92 \times 10^{-6}$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $4.683 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: -21.57 mm  
N.A. at Ultimate: 71.36 mm  
Energy per Length:  $102.7 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.709 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.543 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.107  
Plastic Rotation Capacity:  $21.32 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $3.28 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $2.703 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .8247 %  
Curvature Ductility: 13.94



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section1  
Loading Name: MX0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

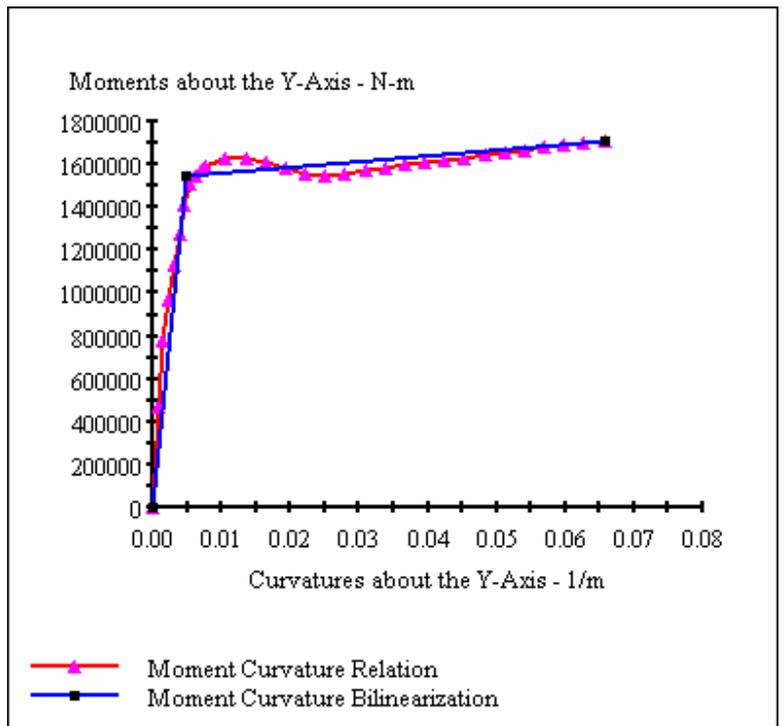
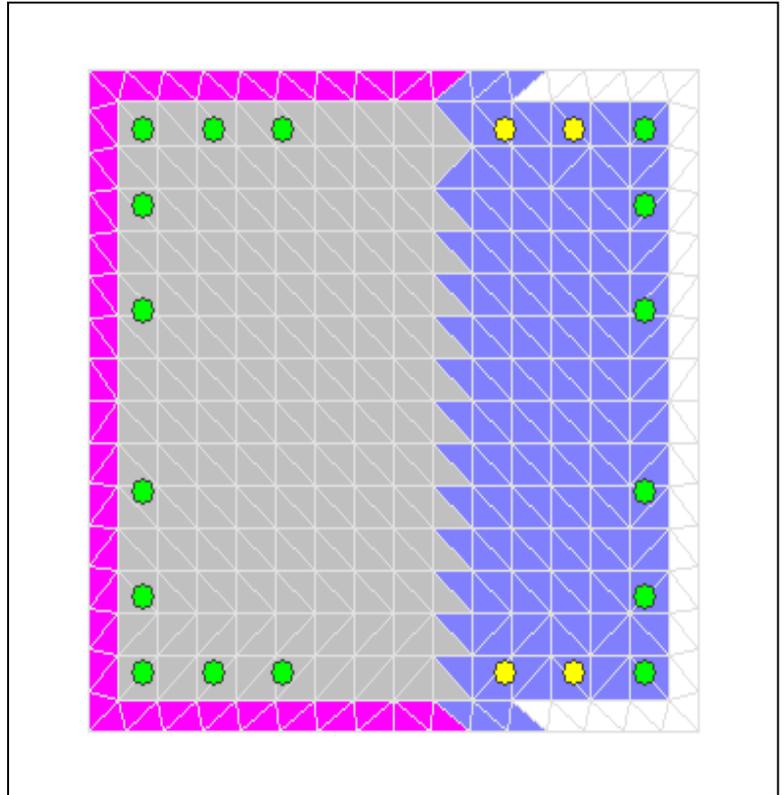
X Centroid:  $-6.752 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $1.029 \times 10^{-3}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $3.970 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.3057 \times 10^{-12}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.890 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $65.63 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.275 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.708 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $83.92 \times 10^{-6}$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $4.683 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: -21.57 mm  
N.A. at Ultimate: 71.36 mm  
Energy per Length:  $102.7 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.709 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.543 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.107  
Plastic Rotation Capacity:  $21.32 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $3.28 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $2.703 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .8247 %  
Curvature Ductility: 13.94



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section2  
Loading Name: MX0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

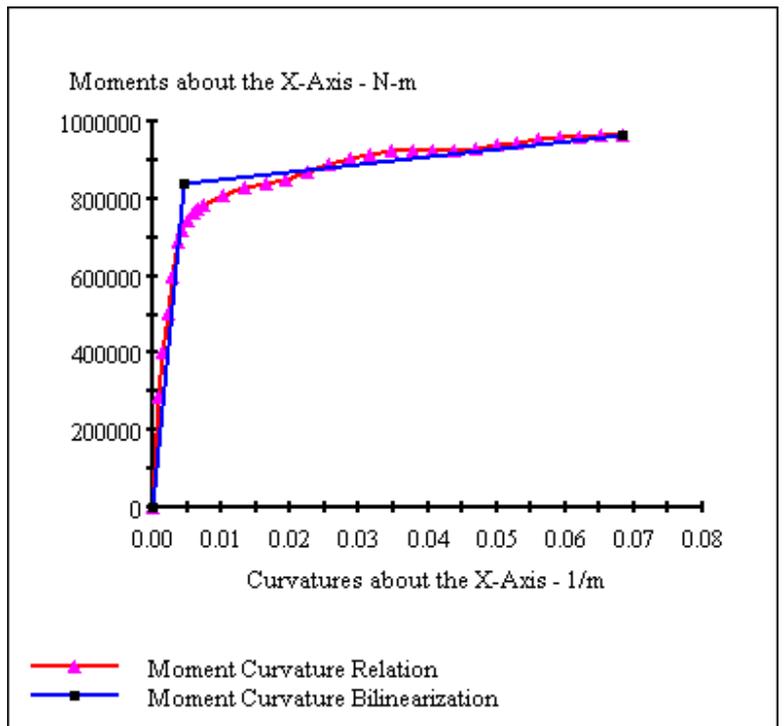
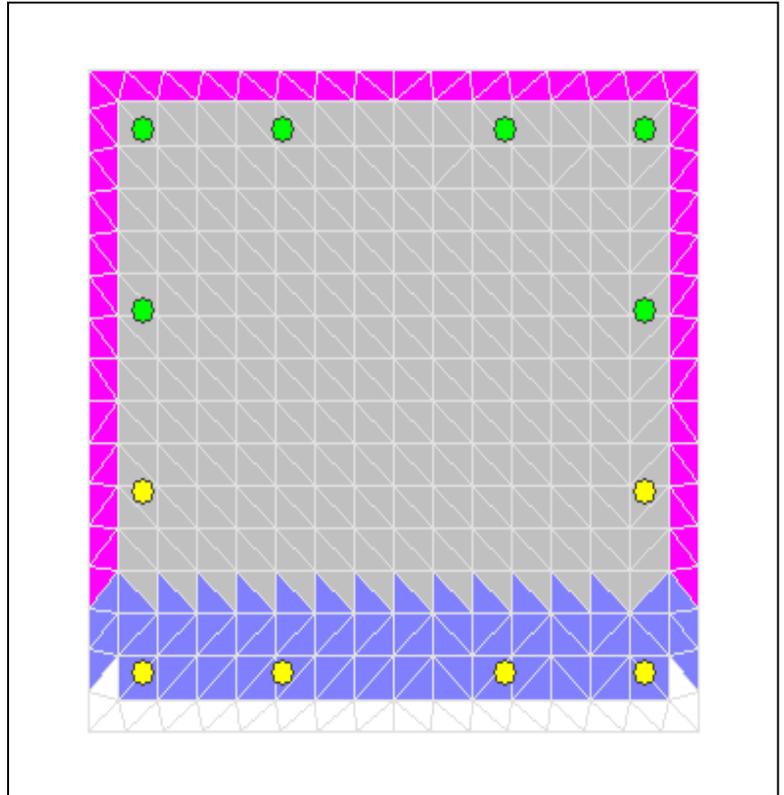
X Centroid:  $-.7042E-14$  mm  
Y Centroid:  $.4265E-15$  mm  
Section Area:  $490.0E+3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.122E+6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00E-3$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $.8387E-20$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.651E-3$  1/m  
Ultimate Curvature:  $68.27E-3$  1/m  
Moment at First Yield:  $690.7E+3$  N-m  
Ultimate Moment:  $967.2E+3$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.4387E-3$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $13.41E-3$  Ten  
N.A. at First Yield: 120.2 mm  
N.A. at Ultimate: 196.4 mm  
Energy per Length:  $59.58E+3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.447E-3$  1/m  
Effective Yield Moment:  $841.3E+3$  N-m  
Over Strength Factor: 1.150  
Plastic Rotation Capacity:  $22.34E-3$  rad  
EI Effective:  $1.89E+8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $1.973E+6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.043 %  
Curvature Ductility: 15.35



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section2  
Loading Name: MY0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

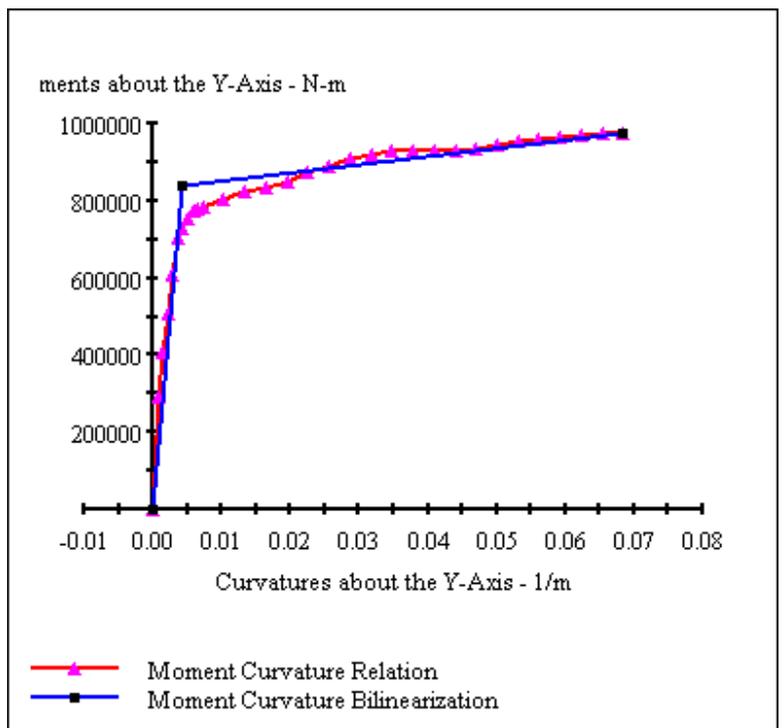
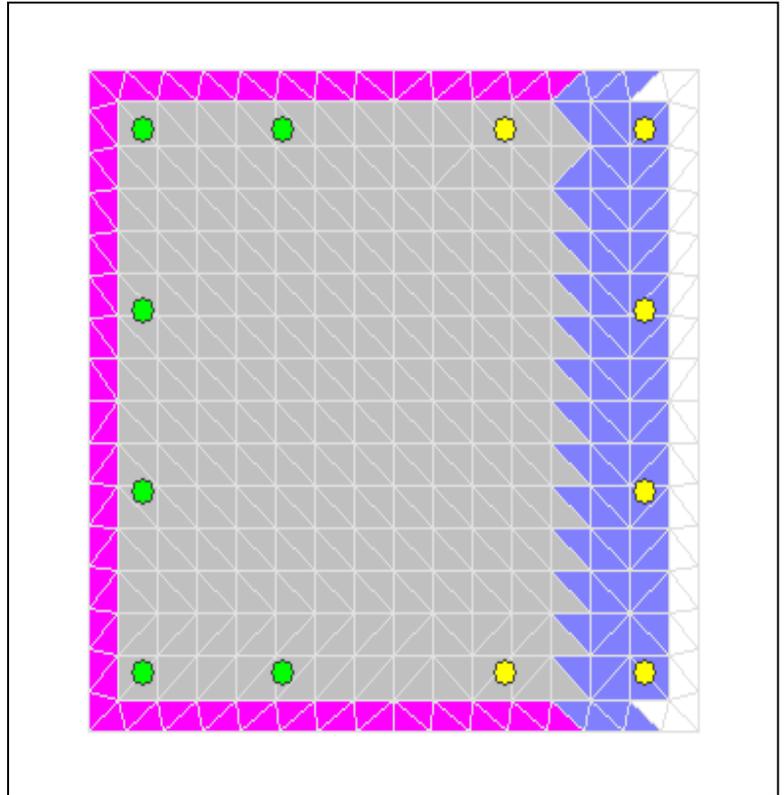
X Centroid:  $-7.042 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $.4265 \times 10^{-15}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.122 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00 \times 10^{-3}$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $-2.2008 \times 10^{-19}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.653 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $68.43 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $701.6 \times 10^3$  N-m  
Ultimate Moment:  $975.2 \times 10^3$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.4381 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $13.35 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 119.9 mm  
N.A. at Ultimate: 195.1 mm  
Energy per Length:  $59.98 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.374 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $840.2 \times 10^3$  N-m  
Over Strength Factor: 1.161  
Plastic Rotation Capacity:  $22.42 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $1.92 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $2.107 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.097 %  
Curvature Ductility: 15.64



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section2  
Loading Name: MY0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

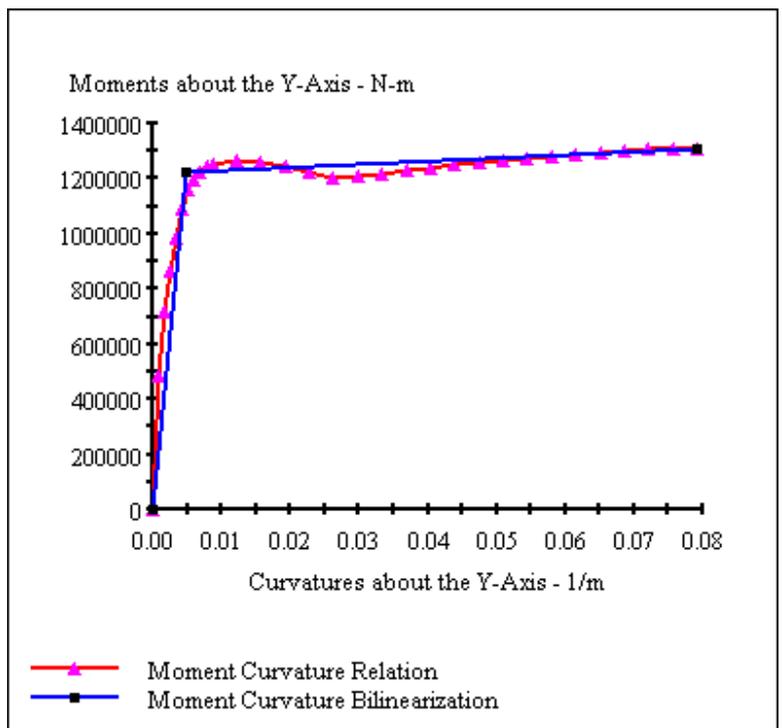
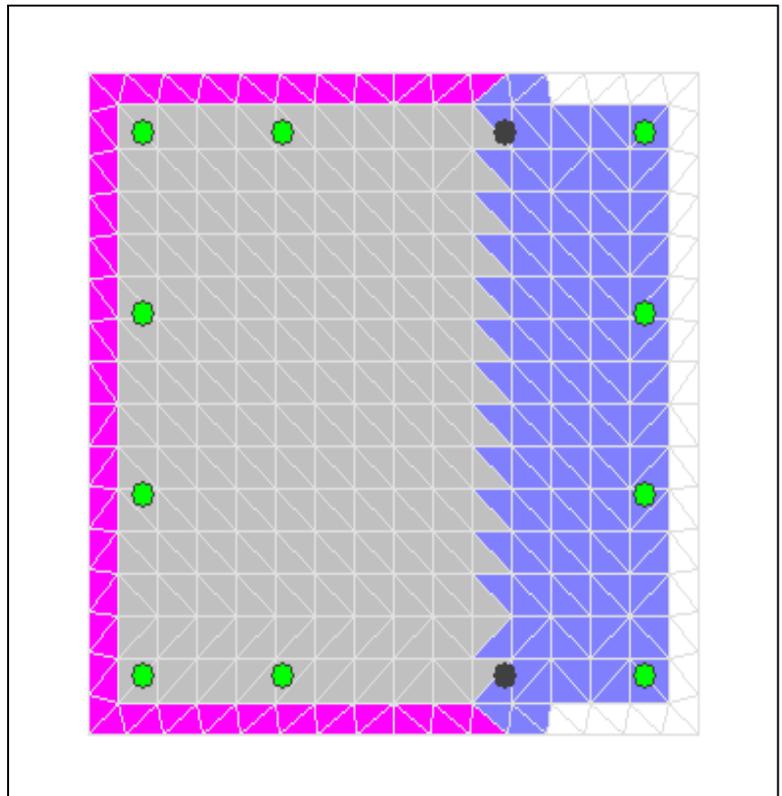
X Centroid:  $-7.042 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $.4265 \times 10^{-15}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $3.365 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.3544 \times 10^{-18}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.354 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $79.14 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.092 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.312 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $73.05 \times 10^{-6}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $8.737 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 16.78 mm  
N.A. at Ultimate: 110.4 mm  
Energy per Length:  $97.13 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.879 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.224 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.072  
Plastic Rotation Capacity:  $25.99 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $2.51 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $1.189 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .4742 %  
Curvature Ductility: 16.22



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section2  
Loading Name: MX0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

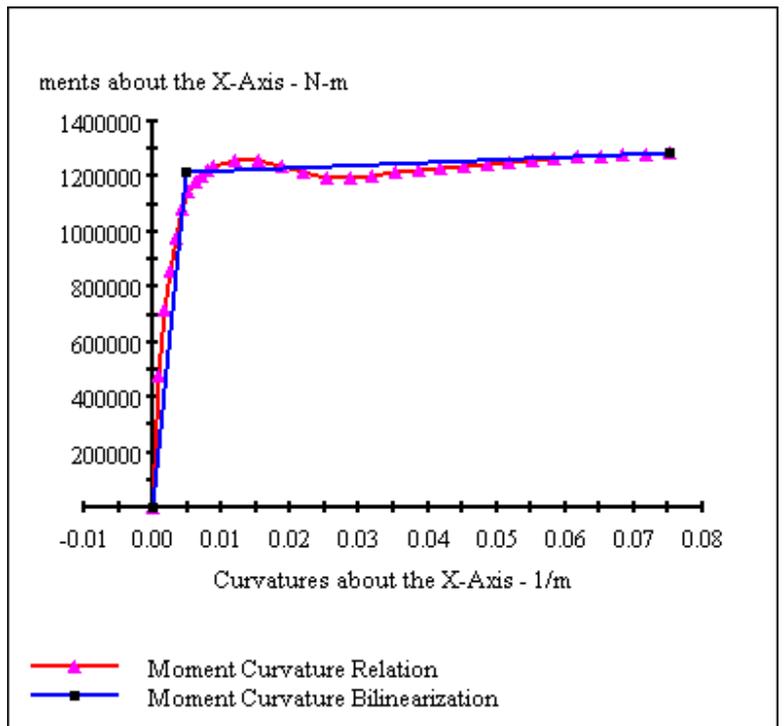
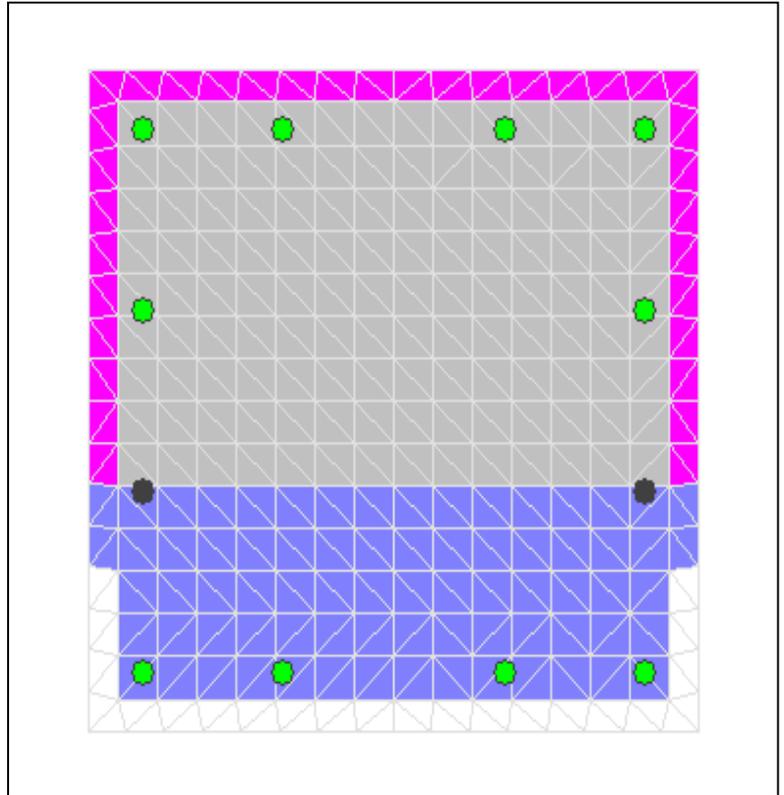
X Centroid:  $-7.042 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $.4265 \times 10^{-15}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $3.365 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $-4.4404 \times 10^{-19}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.356 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $75.08 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.081 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.287 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $73.81 \times 10^{-6}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $7.518 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 16.94 mm  
N.A. at Ultimate: 100.1 mm  
Energy per Length:  $90.74 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.894 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.214 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.060  
Plastic Rotation Capacity:  $24.56 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $2.48 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $1.039 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .4189 %  
Curvature Ductility: 15.34



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MX0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

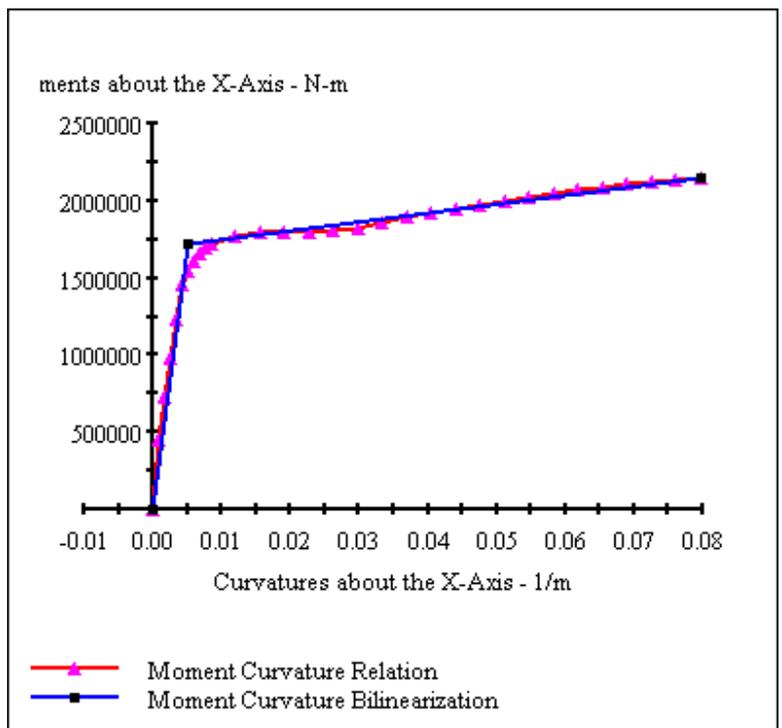
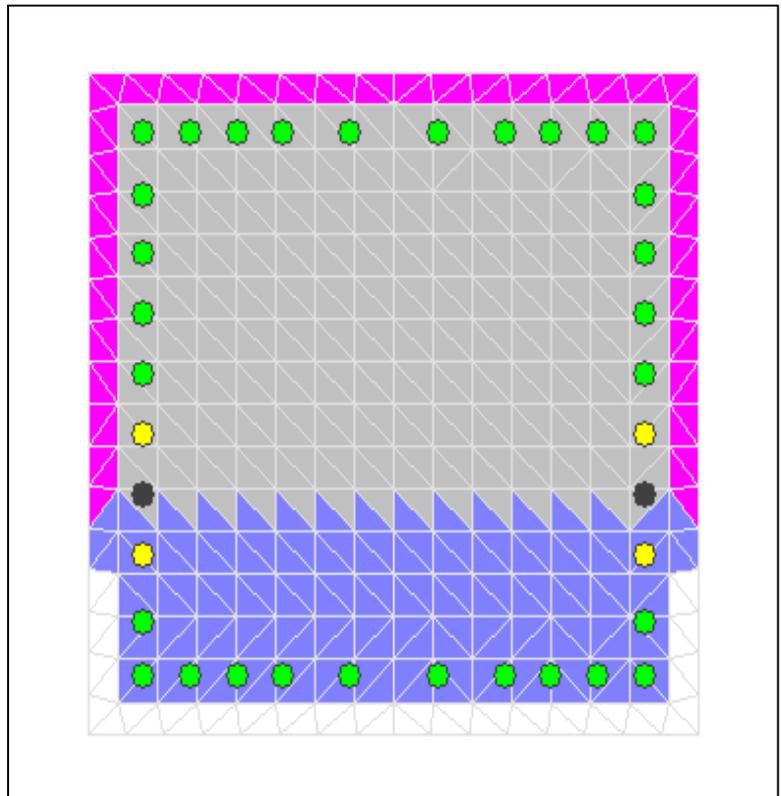
X Centroid:  $-.5978E-14$  mm  
Y Centroid:  $-.95.05E-3$  mm  
Section Area:  $490.0E+3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.627E+6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00E-3$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $-4.178E-9$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.240E-3$  1/m  
Ultimate Curvature:  $79.63E-3$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.461E+6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.147E+6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2692E-3$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $8.879E-3$  Ten  
N.A. at First Yield: 63.49 mm  
N.A. at Ultimate: 111.5 mm  
Energy per Length:  $148.8E+3$  N  
Effective Yield Curvature:  $5.010E-3$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.726E+6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.244  
Plastic Rotation Capacity:  $26.12E-3$  rad  
EI Effective:  $3.44E+8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $5.635E+6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.636 %  
Curvature Ductility: 15.89



## Comments:

User Comments

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MY0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

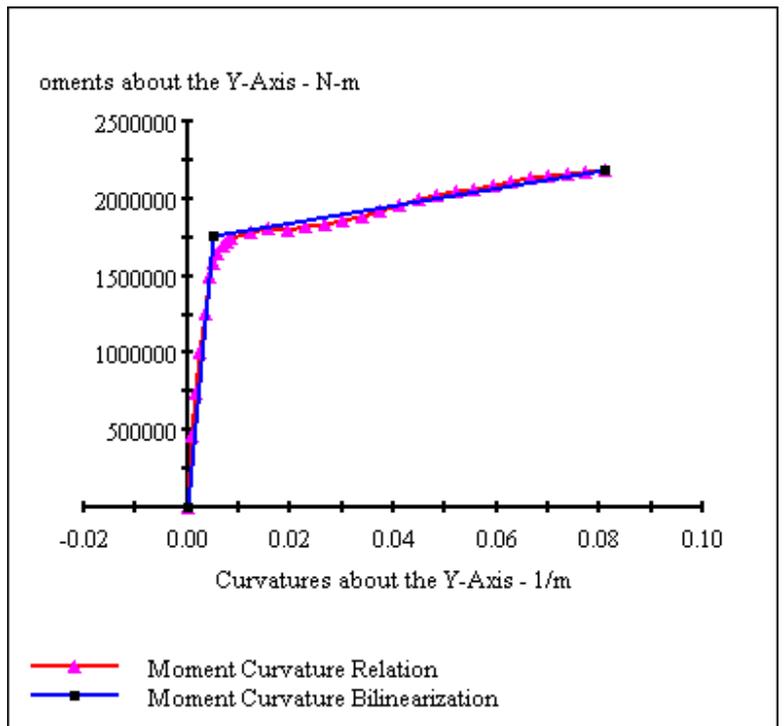
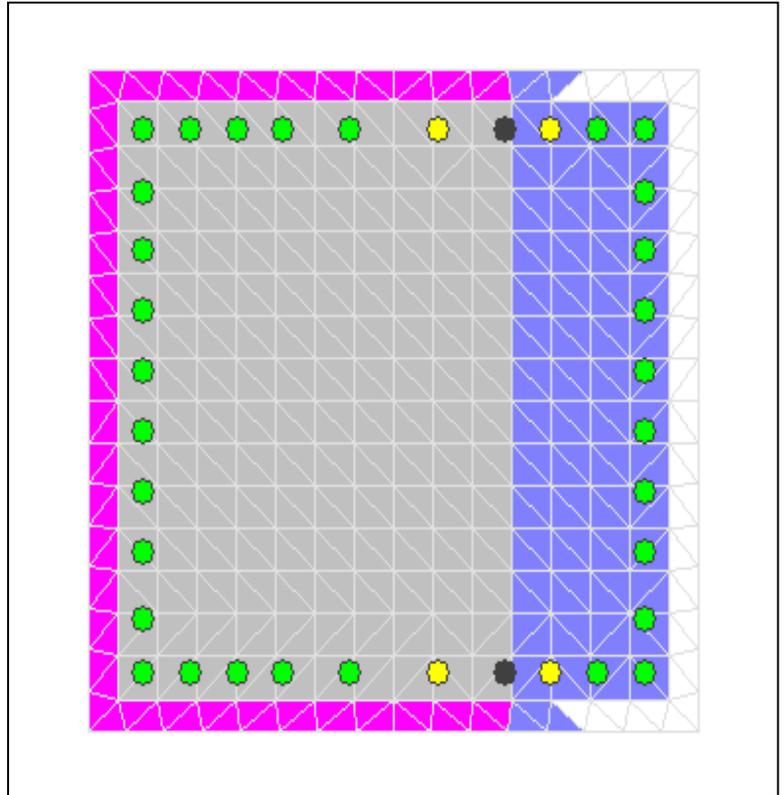
X Centroid:  $-.5978E-14$  mm  
Y Centroid:  $-.95.05E-3$  mm  
Section Area:  $490.0E+3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.627E+6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00E-3$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $-.2233E-11$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.246E-3$  1/m  
Ultimate Curvature:  $81.01E-3$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.495E+6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.188E+6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2678E-3$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $9.768E-3$  Ten  
N.A. at First Yield: 63.07 mm  
N.A. at Ultimate: 120.6 mm  
Energy per Length:  $154.2E+3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.983E-3$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.754E+6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.247  
Plastic Rotation Capacity:  $26.61E-3$  rad  
EI Effective:  $3.52E+8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $5.701E+6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.619 %  
Curvature Ductility: 16.26



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MY0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

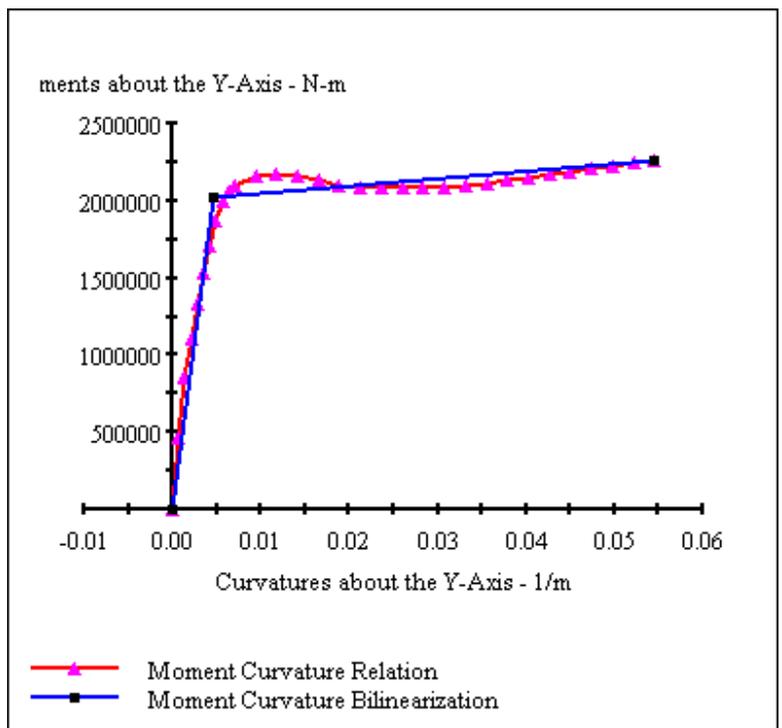
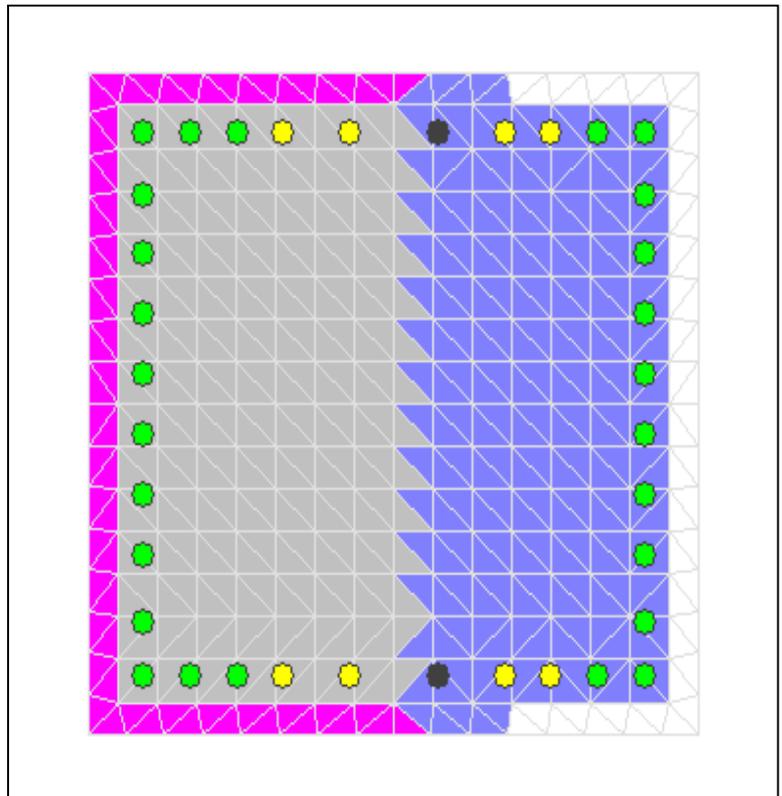
X Centroid:  $-.5978E-14$  mm  
Y Centroid:  $-.95.05E-3$  mm  
Section Area:  $490.0E+3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $4.880E+6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00E-3$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $-.3113E-10$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.510E-3$  1/m  
Ultimate Curvature:  $54.53E-3$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.527E+6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.260E+6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2124E-3$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $1.357E-3$  Ten  
N.A. at First Yield:  $-60.50$  mm  
N.A. at Ultimate:  $24.89$  mm  
Energy per Length:  $111.6E+3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.663E-3$  1/m  
Effective Yield Moment:  $2.028E+6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.114  
Plastic Rotation Capacity:  $17.45E-3$  rad  
EI Effective:  $4.35E+8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $4.638E+6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.066 %  
Curvature Ductility: 11.69



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MX0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

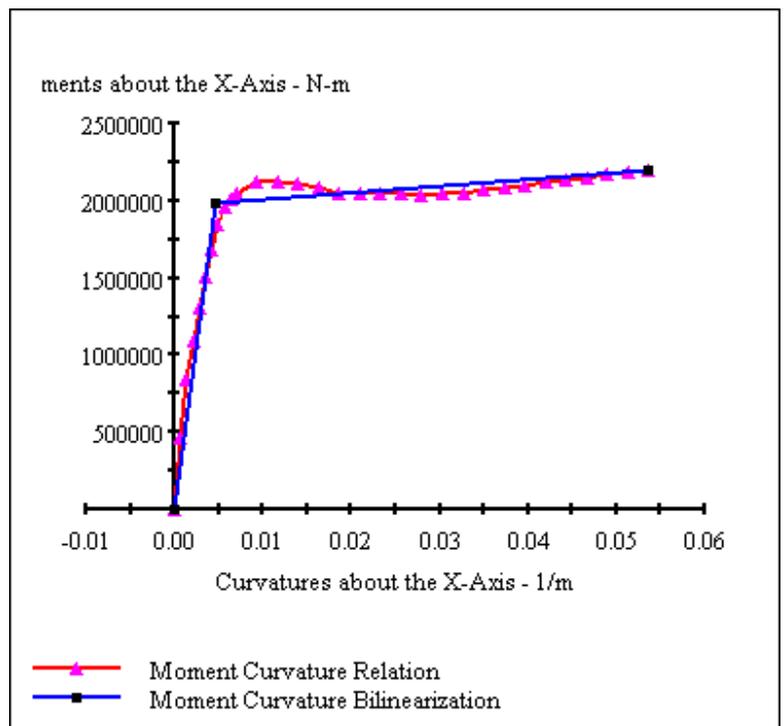
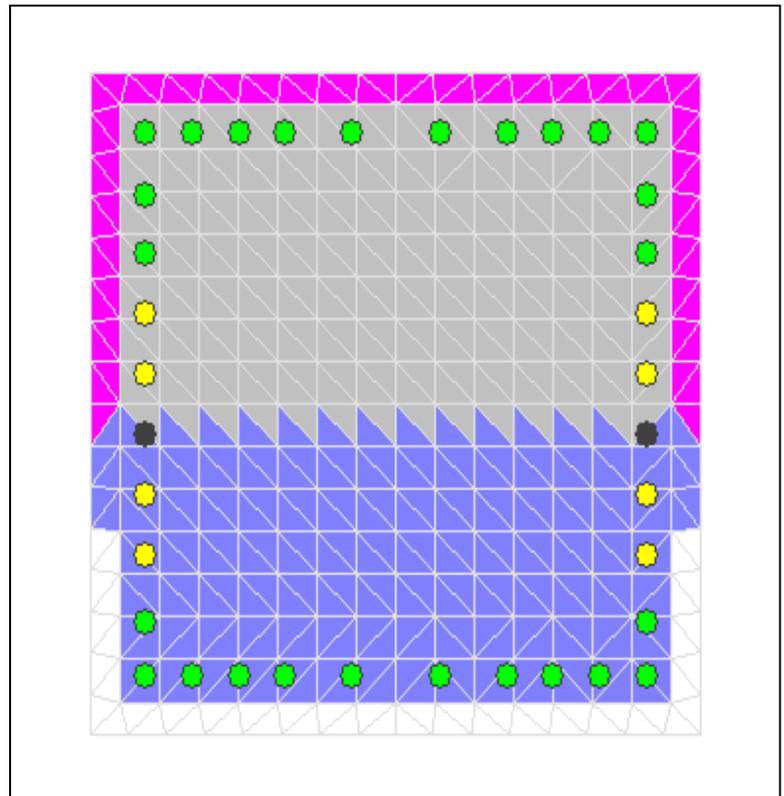
X Centroid:  $-.5978E-14$  mm  
Y Centroid:  $-.95.05E-3$  mm  
Section Area:  $490.0E+3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $4.880E+6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00E-3$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $-61.90E-9$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.513E-3$  1/m  
Ultimate Curvature:  $53.61E-3$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.503E+6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.201E+6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2119E-3$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $1.077E-3$  Ten  
N.A. at First Yield:  $-60.31$  mm  
N.A. at Ultimate:  $20.10$  mm  
Energy per Length:  $107.3E+3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.655E-3$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.991E+6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.106  
Plastic Rotation Capacity:  $17.13E-3$  rad  
EI Effective:  $4.28E+8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $4.294E+6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.004 %  
Curvature Ductility: 11.52



## Comments:

User Comments

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section1  
Loading Name: MX0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

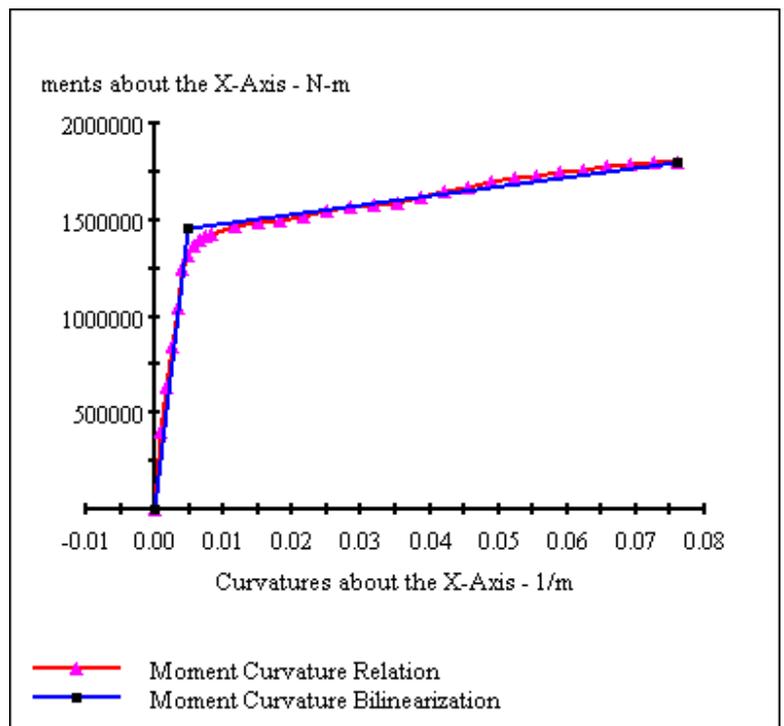
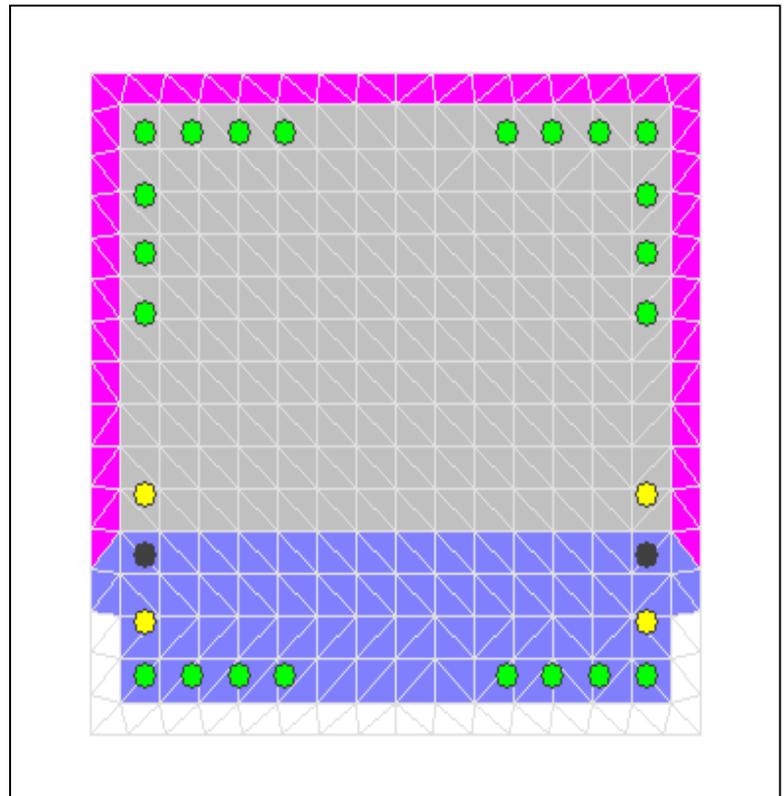
X Centroid: -6214E-14 mm  
Y Centroid: -98.81E-3 mm  
Section Area: 490.0E+3 mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 1.445E+6 N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain: 33.00E-3 Tension  
Curvature at Initial Load: -3.748E-9 1/m  
Curvature at First Yield: 4.070E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 76.00E-3 1/m  
Moment at First Yield: 1.245E+6 N-m  
Ultimate Moment: 1.803E+6 N-m  
Centroid Strain at Yield: .3181E-3 Ten  
Centroid Strain at Ultimate: 11.18E-3 Ten  
N.A. at First Yield: 78.16 mm  
N.A. at Ultimate: 147.1 mm  
Energy per Length: 119.7E+3 N  
Effective Yield Curvature: 4.776E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 1.461E+6 N-m  
Over Strength Factor: 1.234  
Plastic Rotation Capacity: 24.93E-3 rad  
EI Effective: 3.06E+8 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 4.807E+6 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.571 %  
Curvature Ductility: 15.91



## Comments:

User Comments

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section1  
Loading Name: MY0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

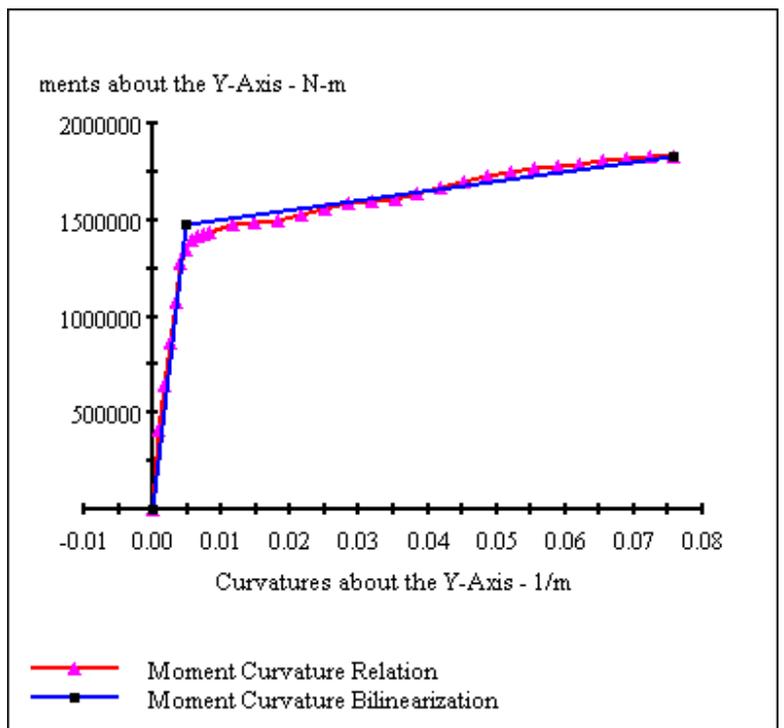
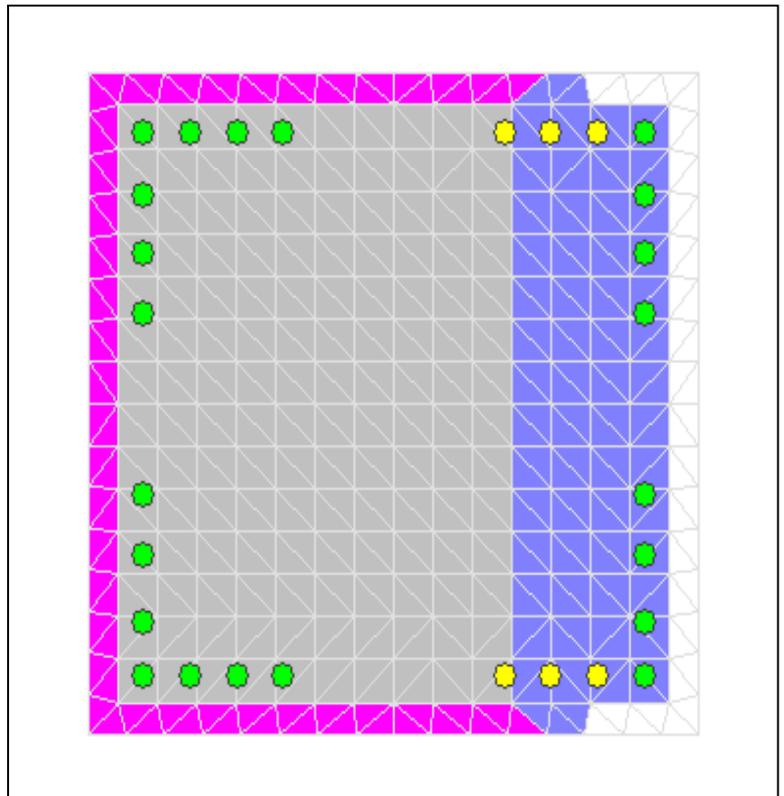
X Centroid: -6214E-14 mm  
Y Centroid: -98.81E-3 mm  
Section Area: 490.0E+3 mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 1.445E+6 N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain: 33.00E-3 Tension  
Curvature at Initial Load: -2.086E-11 1/m  
Curvature at First Yield: 4.077E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 75.70E-3 1/m  
Moment at First Yield: 1.276E+6 N-m  
Ultimate Moment: 1.833E+6 N-m  
Centroid Strain at Yield: .3164E-3 Ten  
Centroid Strain at Ultimate: 11.28E-3 Ten  
N.A. at First Yield: 77.61 mm  
N.A. at Ultimate: 148.9 mm  
Energy per Length: 120.9E+3 N  
Effective Yield Curvature: 4.714E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 1.475E+6 N-m  
Over Strength Factor: 1.242  
Plastic Rotation Capacity: 24.85E-3 rad  
EI Effective: 3.13E+8 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 5.039E+6 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.610 %  
Curvature Ductility: 16.06



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section1  
Loading Name: MY0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

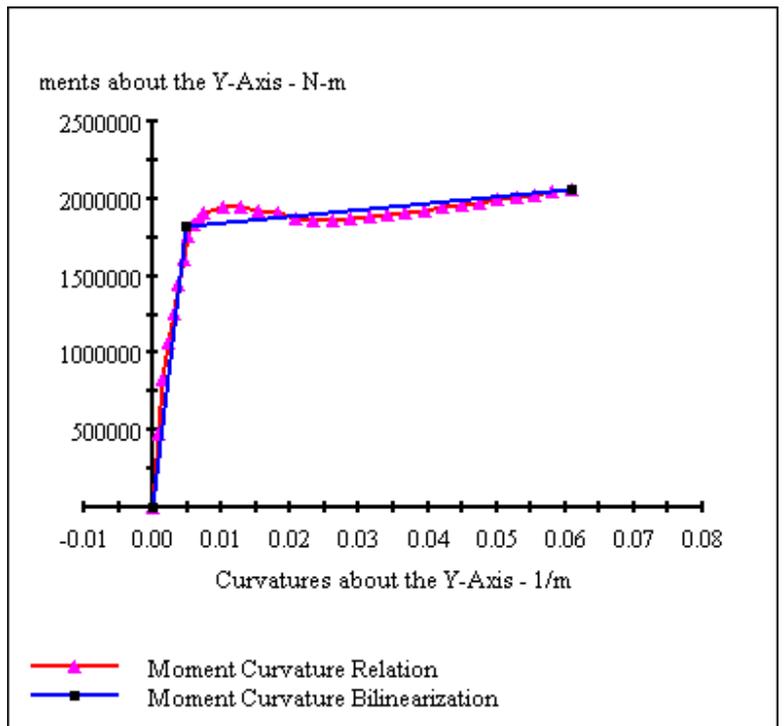
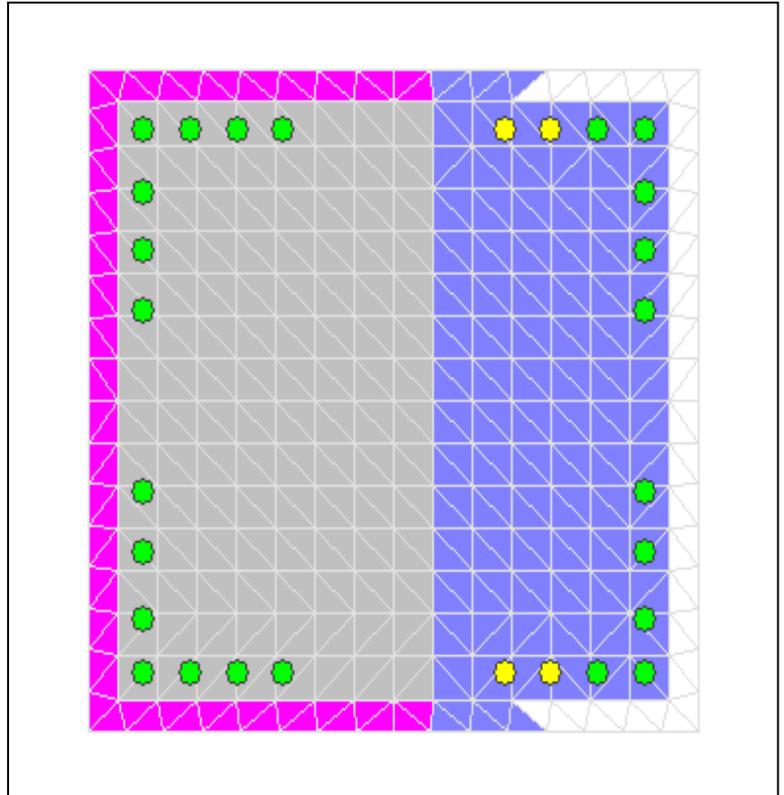
X Centroid: -6214E-14 mm  
Y Centroid: -98.81E-3 mm  
Section Area: 490.0E+3 mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 4.334E+6 N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain: 15.00E-3 Compression  
Curvature at Initial Load: -2.916E-10 1/m  
Curvature at First Yield: 3.716E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 60.86E-3 1/m  
Moment at First Yield: 1.439E+6 N-m  
Ultimate Moment: 2.056E+6 N-m  
Centroid Strain at Yield: .1428E-3 Comp  
Centroid Strain at Ultimate: 3.268E-3 Ten  
N.A. at First Yield: -38.42 mm  
N.A. at Ultimate: 53.70 mm  
Energy per Length: 113.2E+3 N  
Effective Yield Curvature: 4.707E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 1.823E+6 N-m  
Over Strength Factor: 1.128  
Plastic Rotation Capacity: 19.65E-3 rad  
EI Effective: 3.87E+8 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 4.149E+6 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.071 %  
Curvature Ductility: 12.93



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section1  
Loading Name: MX0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

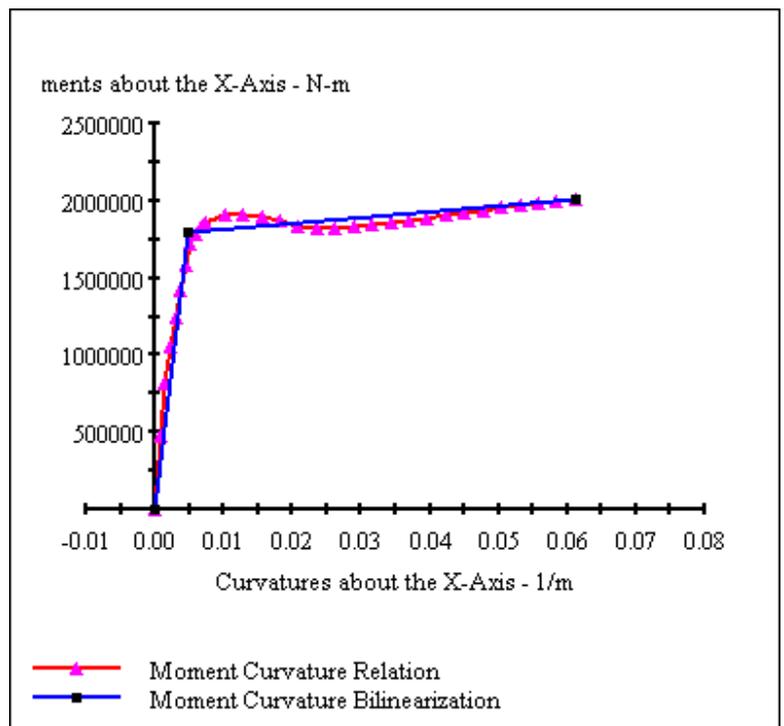
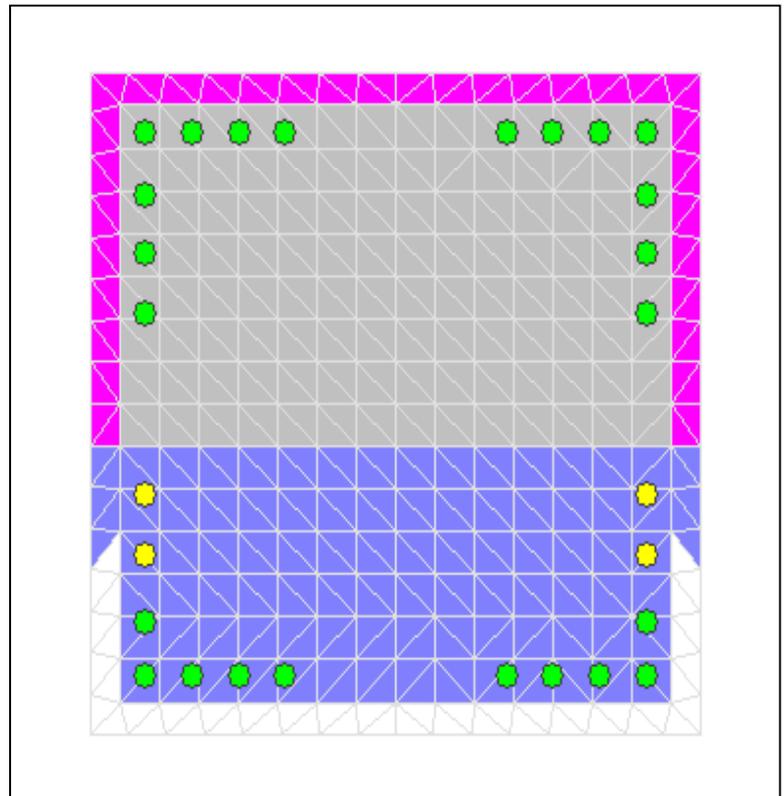
X Centroid: -6214E-14 mm  
Y Centroid: -98.81E-3 mm  
Section Area: 490.0E+3 mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 4.334E+6 N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain: 15.00E-3 Compression  
Curvature at Initial Load: -55.10E-9 1/m  
Curvature at First Yield: 3.723E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 61.15E-3 1/m  
Moment at First Yield: 1.416E+6 N-m  
Ultimate Moment: 2.014E+6 N-m  
Centroid Strain at Yield: .1408E-3 Comp  
Centroid Strain at Ultimate: 3.336E-3 Ten  
N.A. at First Yield: -37.81 mm  
N.A. at Ultimate: 54.54 mm  
Energy per Length: 111.6E+3 N  
Effective Yield Curvature: 4.710E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 1.791E+6 N-m  
Over Strength Factor: 1.125  
Plastic Rotation Capacity: 19.76E-3 rad  
EI Effective: 3.80E+8 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 3.954E+6 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.040 %  
Curvature Ductility: 12.98



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section2  
Loading Name: MX0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

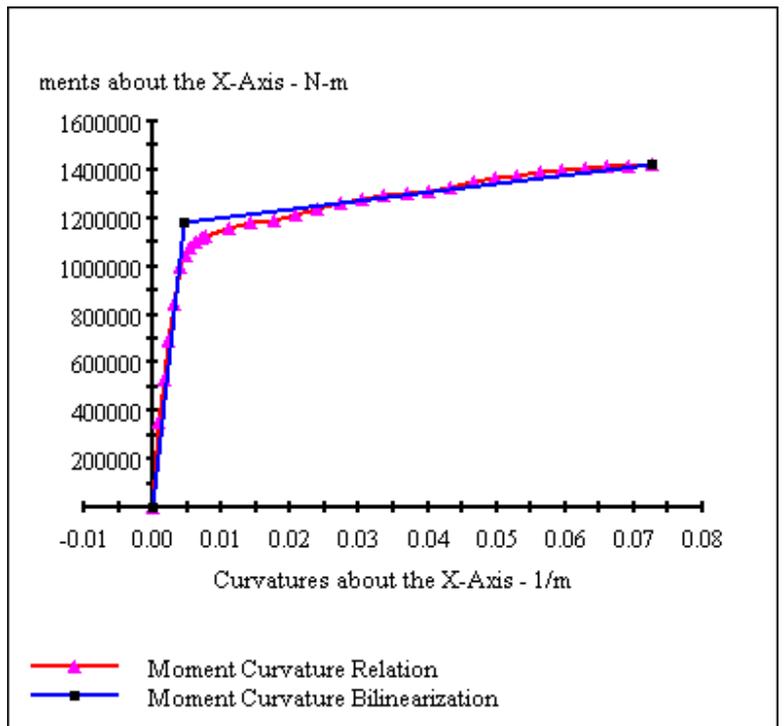
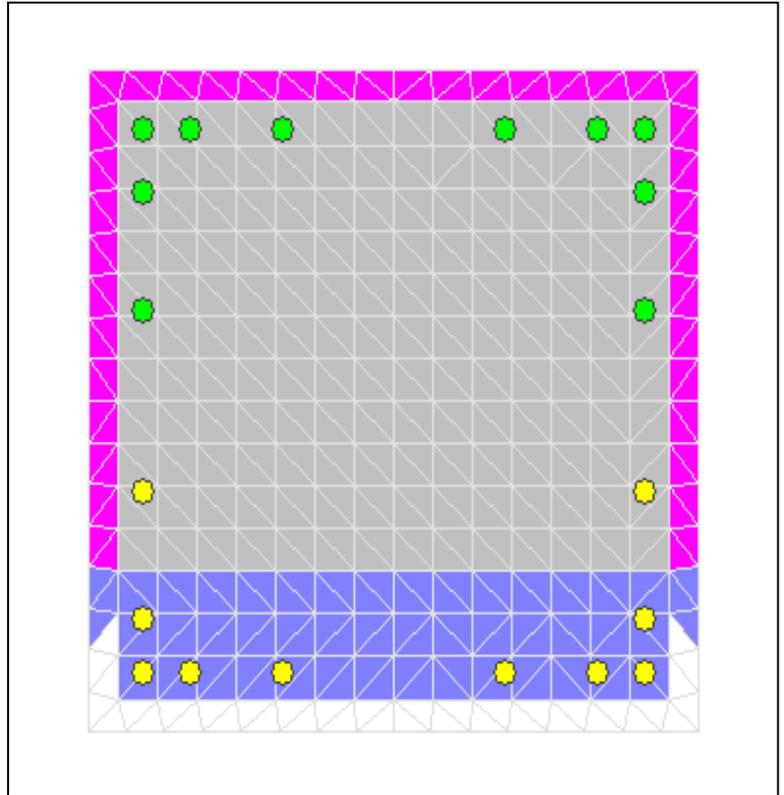
X Centroid:  $-6.460 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.1029$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.323 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00 \times 10^{-3}$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $-3.684 \times 10^{-9}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.893 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $72.49 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $996.0 \times 10^3$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.421 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.3688 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $12.27 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 94.73 mm  
N.A. at Ultimate: 169.3 mm  
Energy per Length:  $91.12 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.628 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.184 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.200  
Plastic Rotation Capacity:  $23.75 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $2.56 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $3.491 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.364 %  
Curvature Ductility: 15.66



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section2  
Loading Name: MY0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

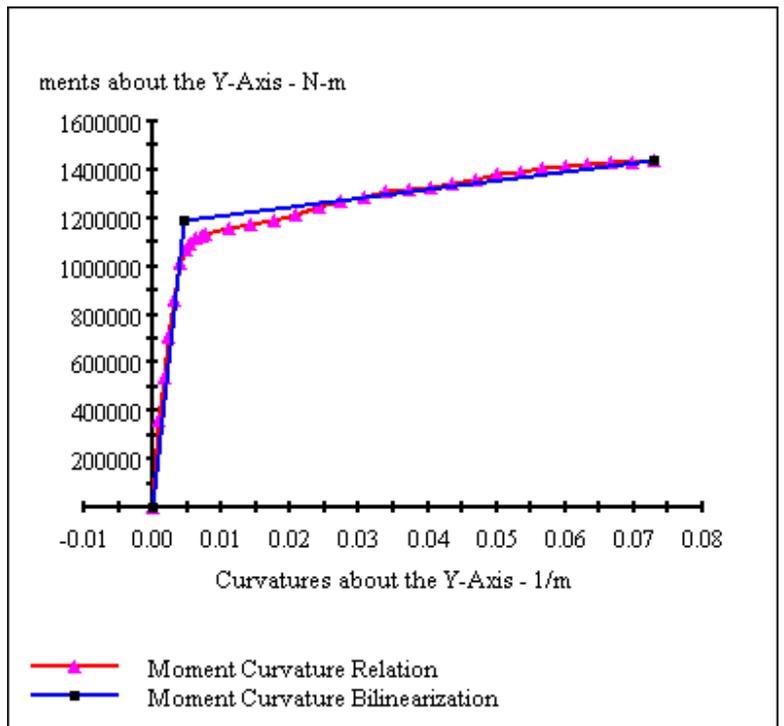
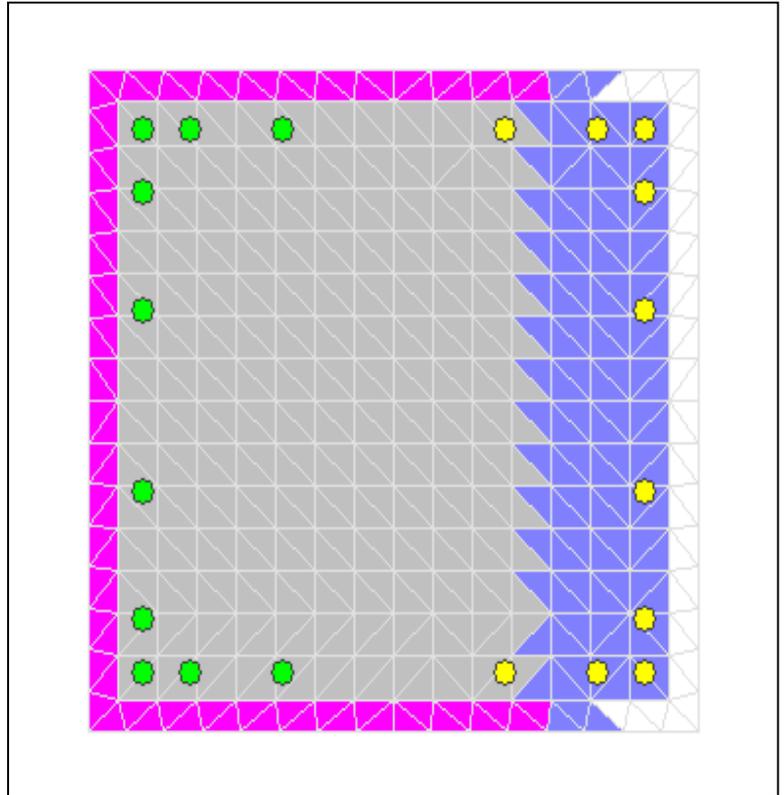
X Centroid:  $-6.460 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.1029$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.323 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00 \times 10^{-3}$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $-2.170 \times 10^{-11}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.898 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $73.01 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.015 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.436 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.3678 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $12.03 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 94.36 mm  
N.A. at Ultimate: 164.8 mm  
Energy per Length:  $92.54 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.567 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.189 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.208  
Plastic Rotation Capacity:  $23.95 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $2.60 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $3.607 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.386 %  
Curvature Ductility: 15.99



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section2  
Loading Name: MY0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

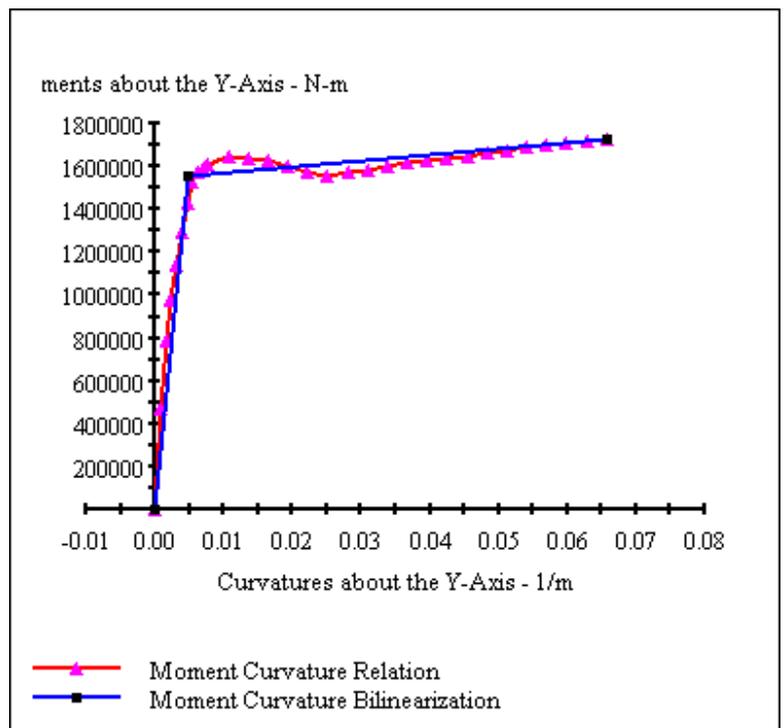
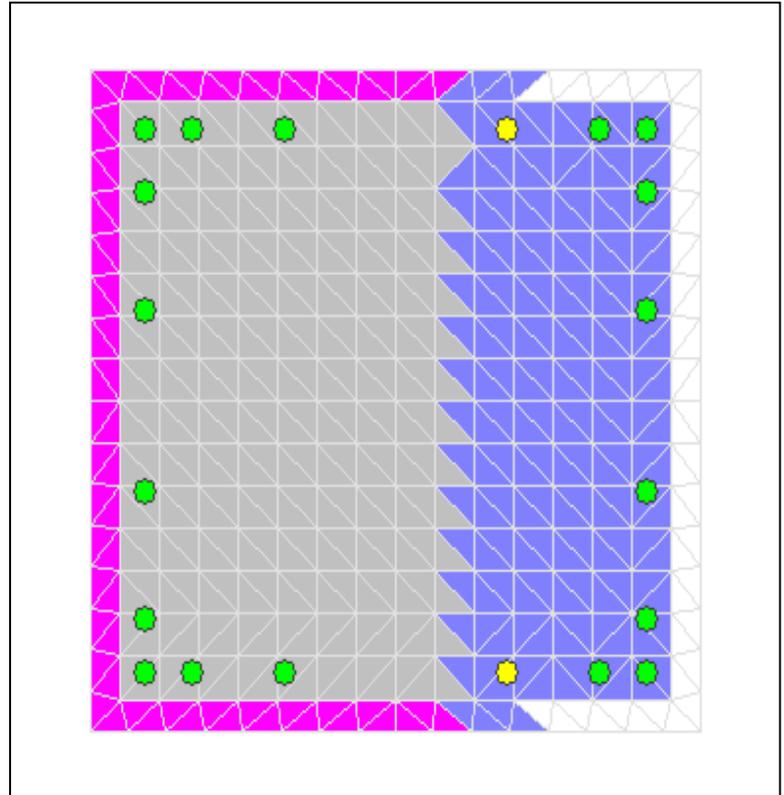
X Centroid:  $-6.460 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.1029$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $3.970 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $-3.068 \times 10^{-10}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.890 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $65.70 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.292 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.731 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $83.92 \times 10^{-6}$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $4.705 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield:  $-21.57$  mm  
N.A. at Ultimate:  $71.61$  mm  
Energy per Length:  $103.9 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.685 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.555 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.113  
Plastic Rotation Capacity:  $21.36 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $3.32 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $2.886 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .8692 %  
Curvature Ductility: 14.03



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section2  
Loading Name: MX0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

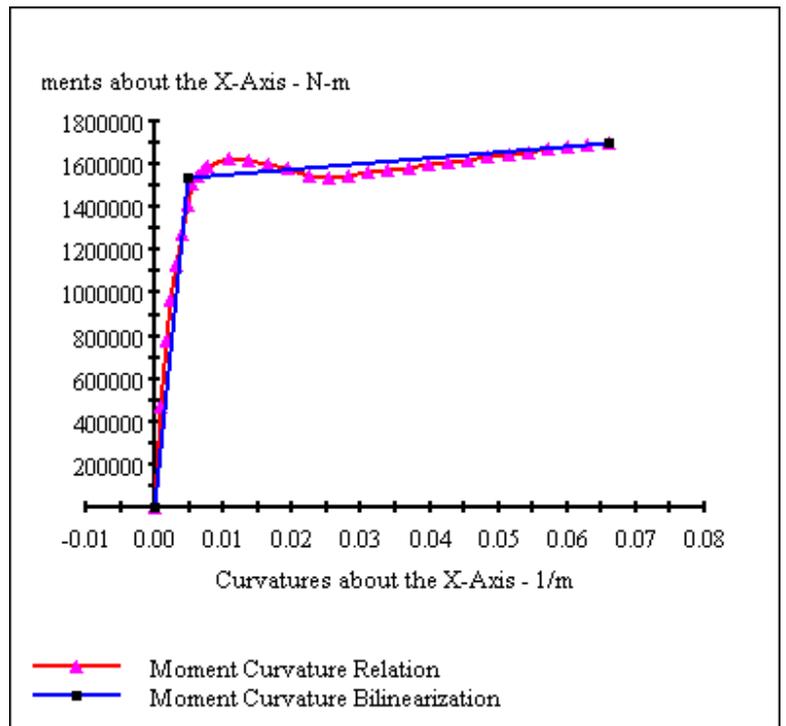
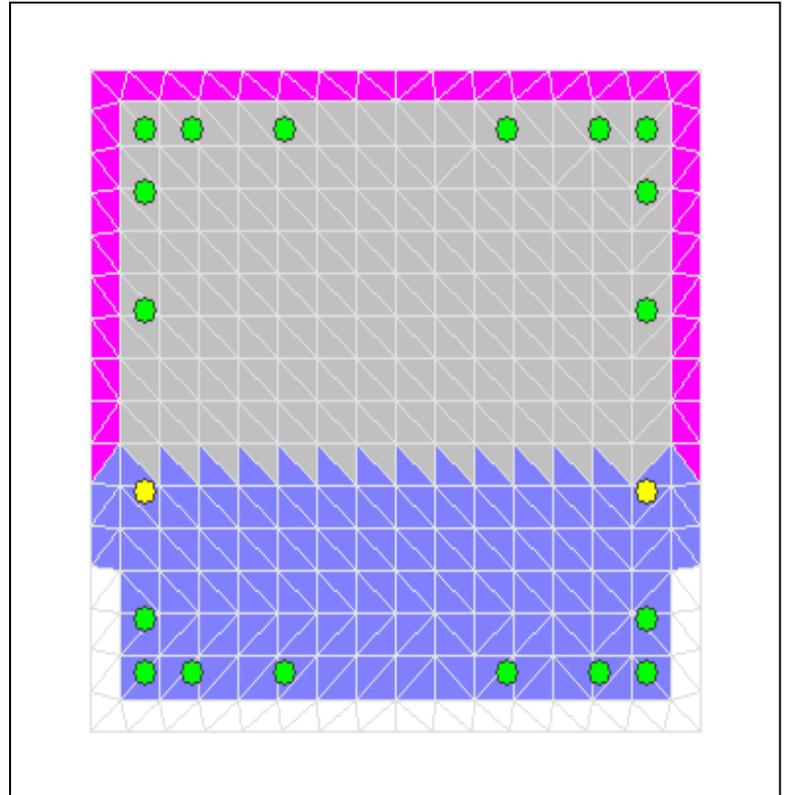
X Centroid:  $-6.460 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.1029$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $3.970 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $-54.29 \times 10^{-9}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.895 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $65.96 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.276 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.702 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $82.66 \times 10^{-6}$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $4.777 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield:  $-21.22$  mm  
N.A. at Ultimate:  $72.43$  mm  
Energy per Length:  $102.7 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.682 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.534 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.110  
Plastic Rotation Capacity:  $21.45 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $3.28 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $2.746 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .8381 %  
Curvature Ductility: 14.09



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section3  
Loading Name: MX0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

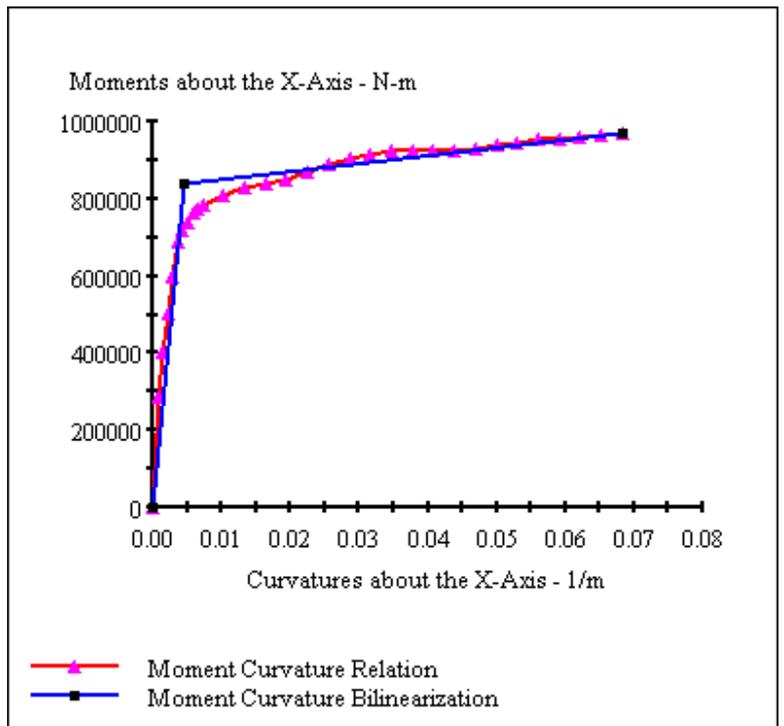
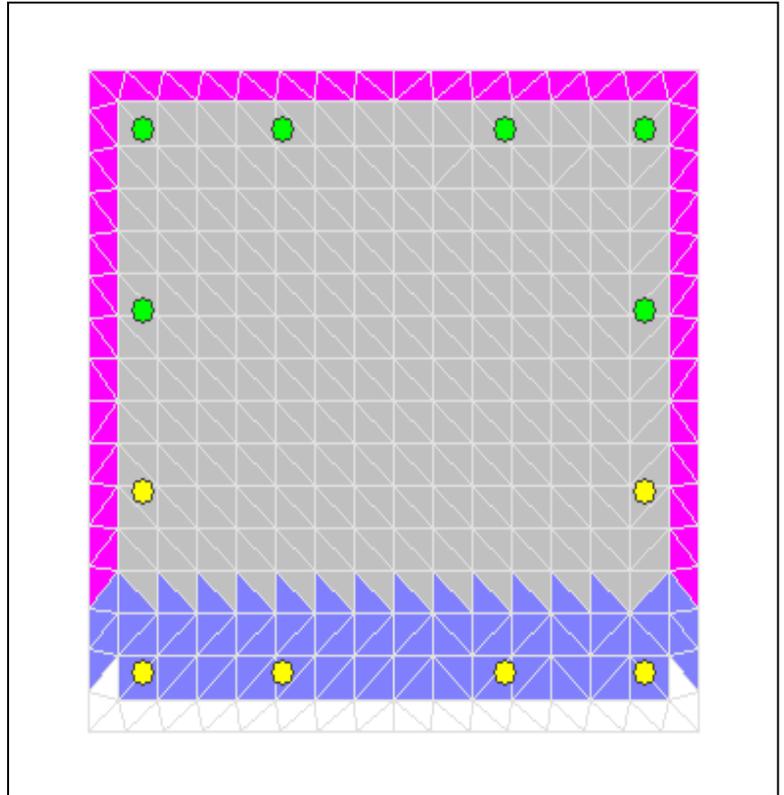
X Centroid:  $-6.959 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $.4175 \times 10^{-15}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.122 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00 \times 10^{-3}$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $.1762 \times 10^{-19}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.650 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $68.27 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $690.5 \times 10^3$  N-m  
Ultimate Moment:  $967.6 \times 10^3$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.4389 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $13.40 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 120.2 mm  
N.A. at Ultimate: 196.2 mm  
Energy per Length:  $59.57 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.444 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $840.6 \times 10^3$  N-m  
Over Strength Factor: 1.151  
Plastic Rotation Capacity:  $22.34 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $1.89 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $1.990 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.052 %  
Curvature Ductility: 15.36



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section3  
Loading Name: MY0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

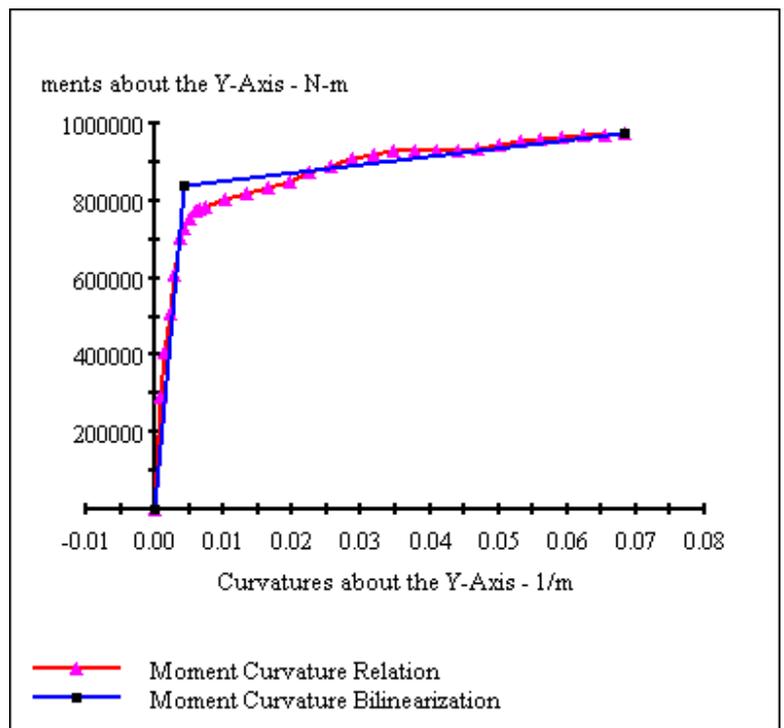
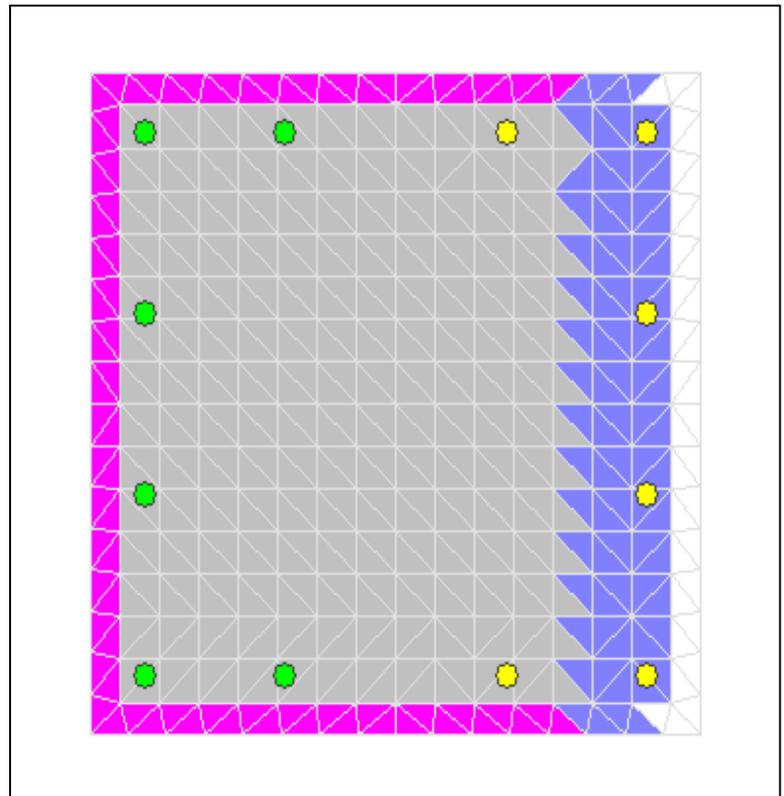
X Centroid:  $-6.959 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $.4175 \times 10^{-15}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.122 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00 \times 10^{-3}$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $-1.266 \times 10^{-18}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.653 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $68.43 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $701.6 \times 10^3$  N-m  
Ultimate Moment:  $974.7 \times 10^3$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.4381 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $13.37 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 119.9 mm  
N.A. at Ultimate: 195.3 mm  
Energy per Length:  $59.97 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.375 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $840.2 \times 10^3$  N-m  
Over Strength Factor: 1.160  
Plastic Rotation Capacity:  $22.42 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $1.92 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $2.099 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.093 %  
Curvature Ductility: 15.64



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section3  
Loading Name: MY0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

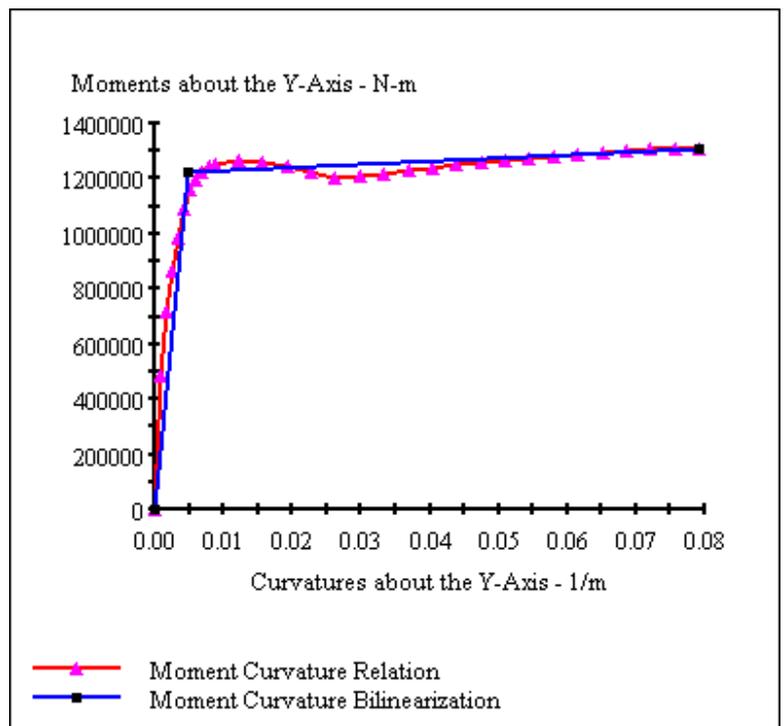
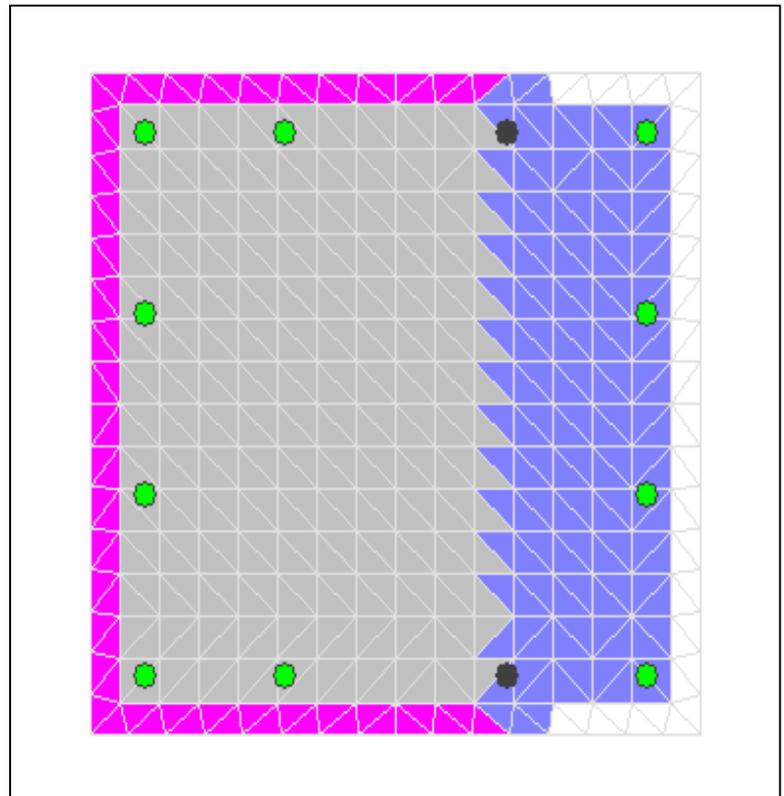
X Centroid:  $-6.959 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $.4175 \times 10^{-15}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $3.365 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.2003 \times 10^{-19}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.354 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $79.14 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.092 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.312 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $73.05 \times 10^{-6}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $8.736 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 16.78 mm  
N.A. at Ultimate: 110.4 mm  
Energy per Length:  $97.13 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.879 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.224 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.072  
Plastic Rotation Capacity:  $25.99 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $2.51 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $1.190 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .4745 %  
Curvature Ductility: 16.22



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section3  
Loading Name: MX0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Pilas 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

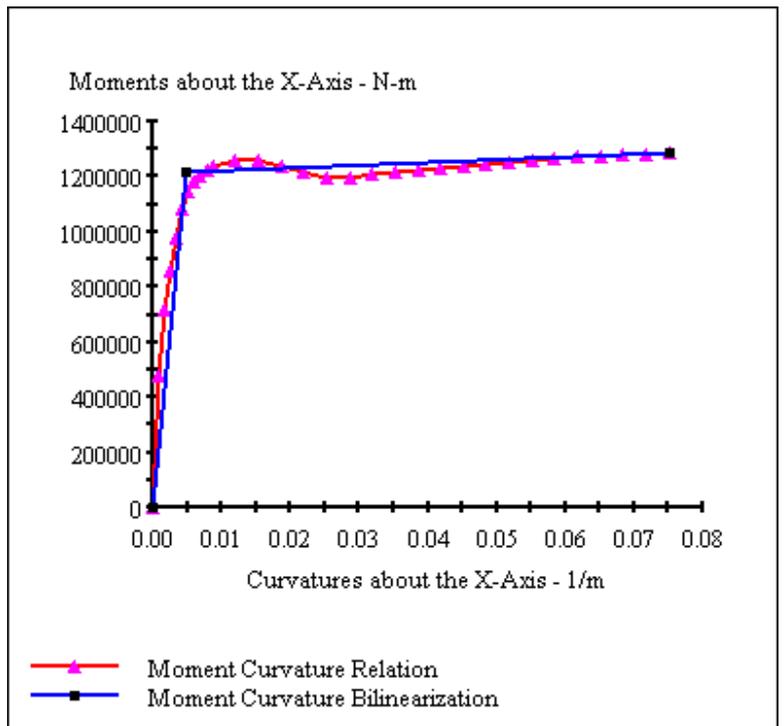
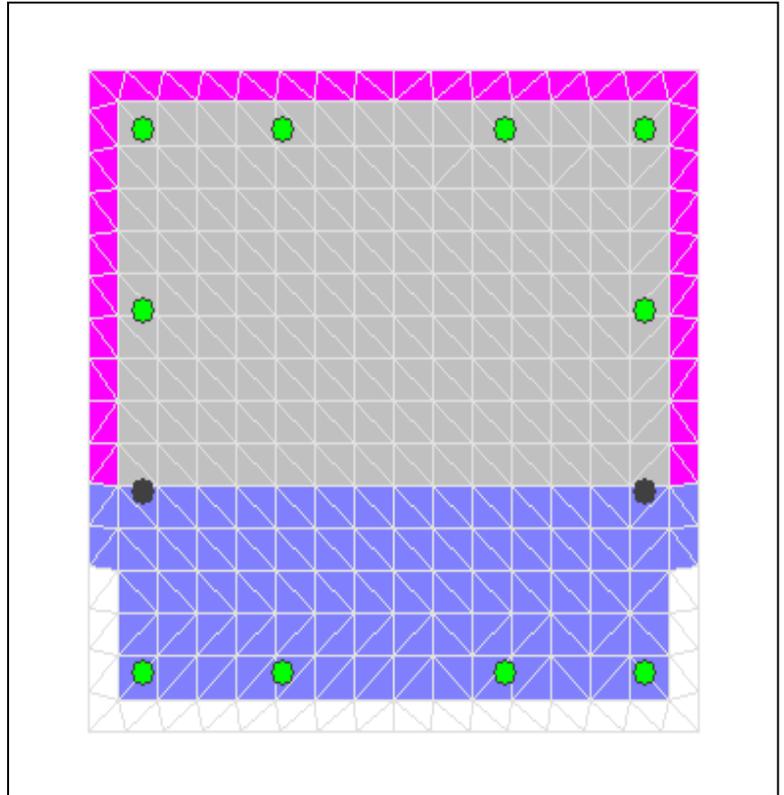
X Centroid:  $-6.959 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $.4175 \times 10^{-15}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $3.365 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.1718 \times 10^{-19}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.356 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $75.08 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.081 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.287 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $73.81 \times 10^{-6}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $7.516 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 16.94 mm  
N.A. at Ultimate: 100.1 mm  
Energy per Length:  $90.75 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.894 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.214 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.060  
Plastic Rotation Capacity:  $24.56 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $2.48 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $1.041 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .4196 %  
Curvature Ductility: 15.34



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MX01Po  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Fuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 4 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

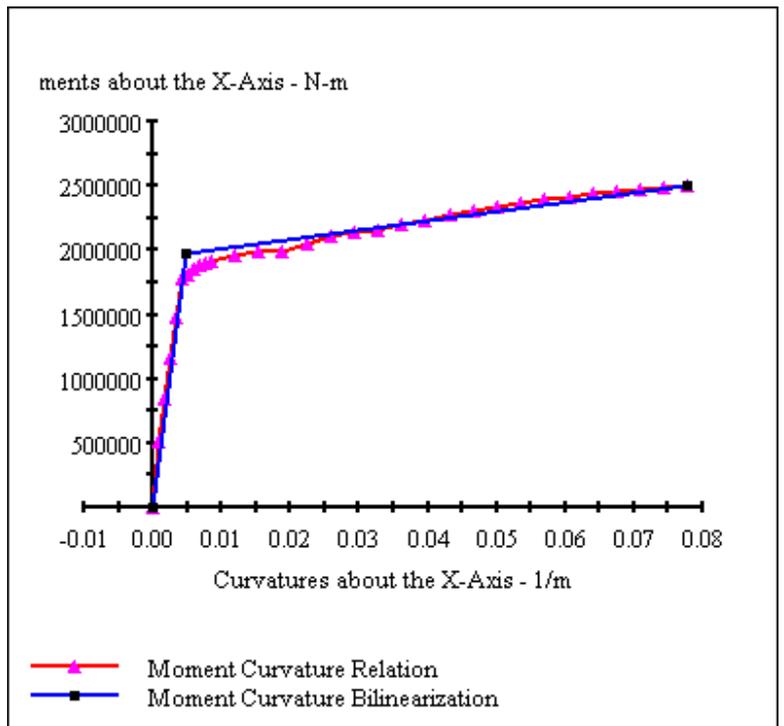
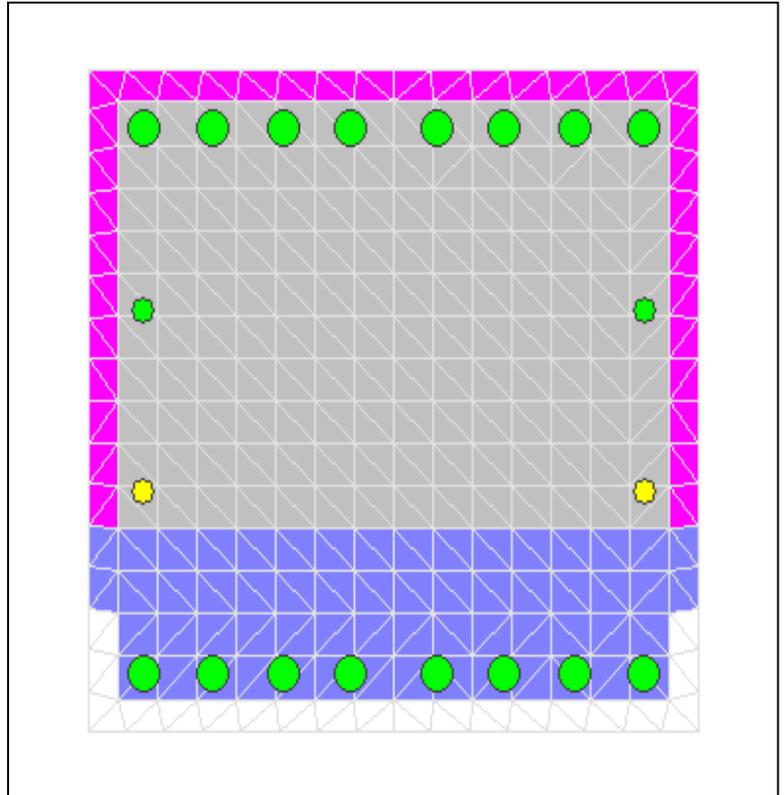
X Centroid:  $-5.771 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.1310 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.560 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00 \times 10^{-3}$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $-1.1838 \times 10^{-20}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.242 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $77.83 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.773 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.501 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2690 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $10.65 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 63.42 mm  
N.A. at Ultimate: 136.8 mm  
Energy per Length:  $168.1 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.717 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.972 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.268  
Plastic Rotation Capacity:  $25.59 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $4.18 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $7.237 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.731 %  
Curvature Ductility: 16.50



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MY01Po  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Fuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 4 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

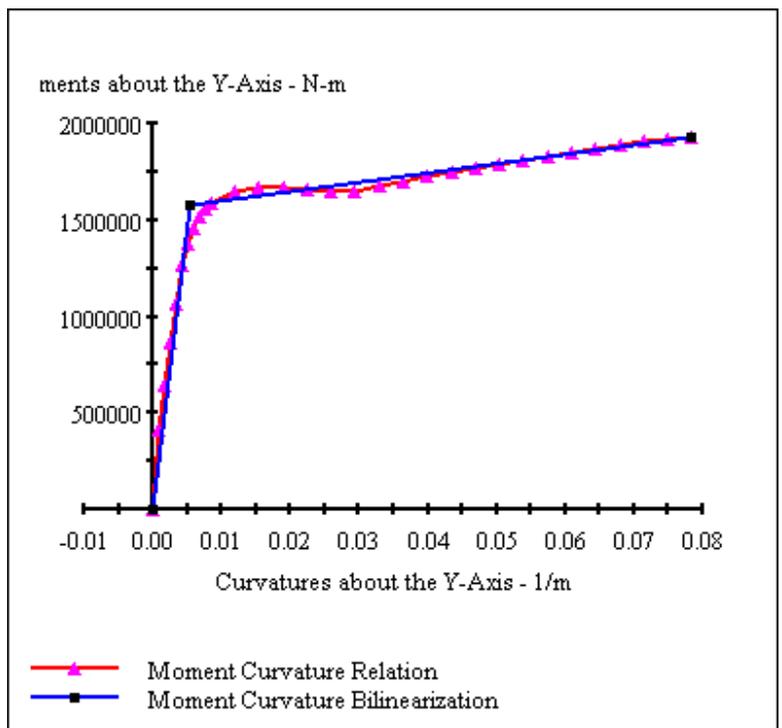
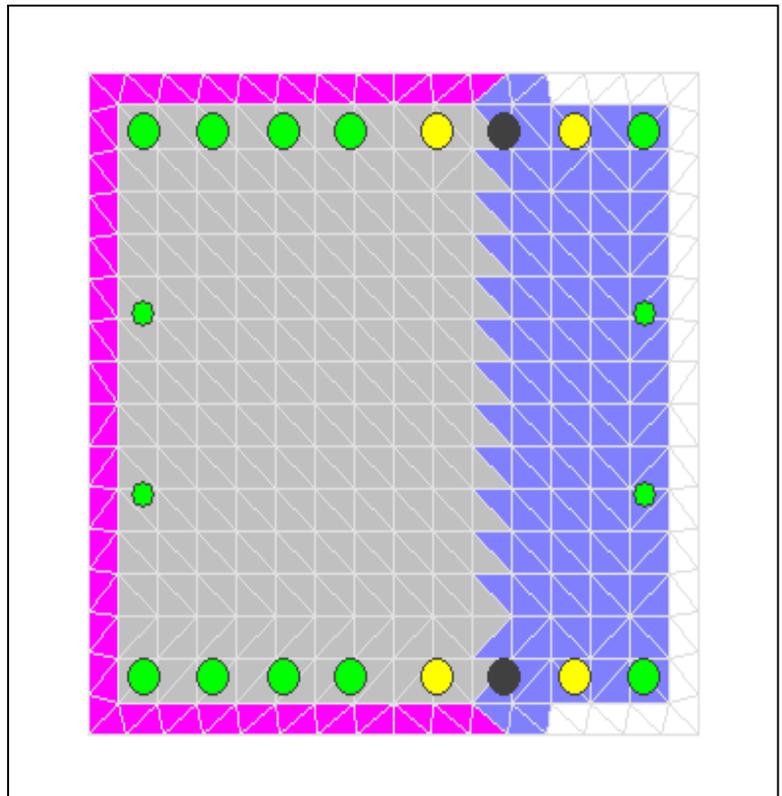
X Centroid:  $-.5771E-14$  mm  
Y Centroid:  $-.1310E-14$  mm  
Section Area:  $490.0E+3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.560E+6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00E-3$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $-.1134E-19$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.220E-3$  1/m  
Ultimate Curvature:  $78.40E-3$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.265E+6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.930E+6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2752E-3$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $8.514E-3$  Ten  
N.A. at First Yield: 65.22 mm  
N.A. at Ultimate: 108.6 mm  
Energy per Length:  $132.4E+3$  N  
Effective Yield Curvature:  $5.259E-3$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.576E+6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.224  
Plastic Rotation Capacity:  $25.60E-3$  rad  
EI Effective:  $3.00E+8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $4.835E+6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.613 %  
Curvature Ductility: 14.91



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MX03Po  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Fuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 4 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

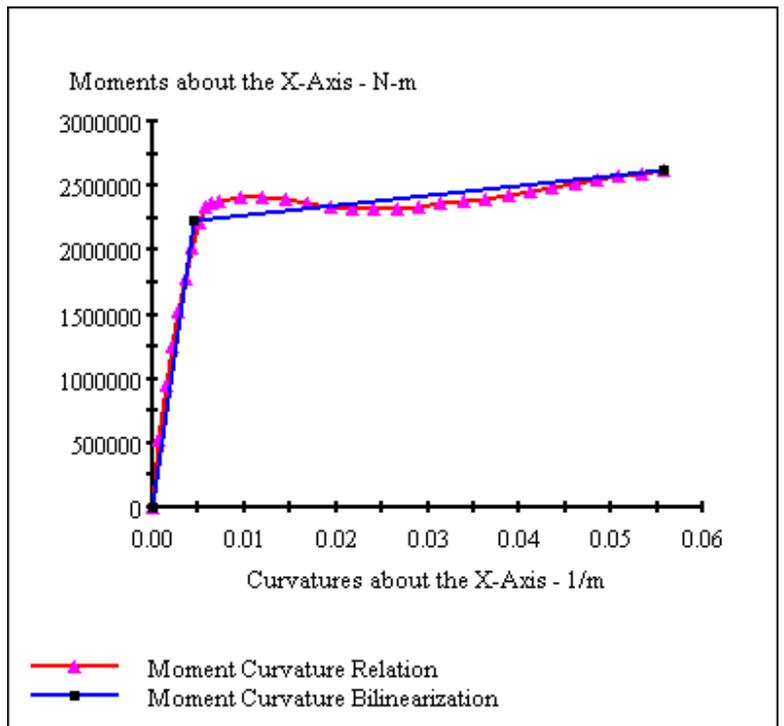
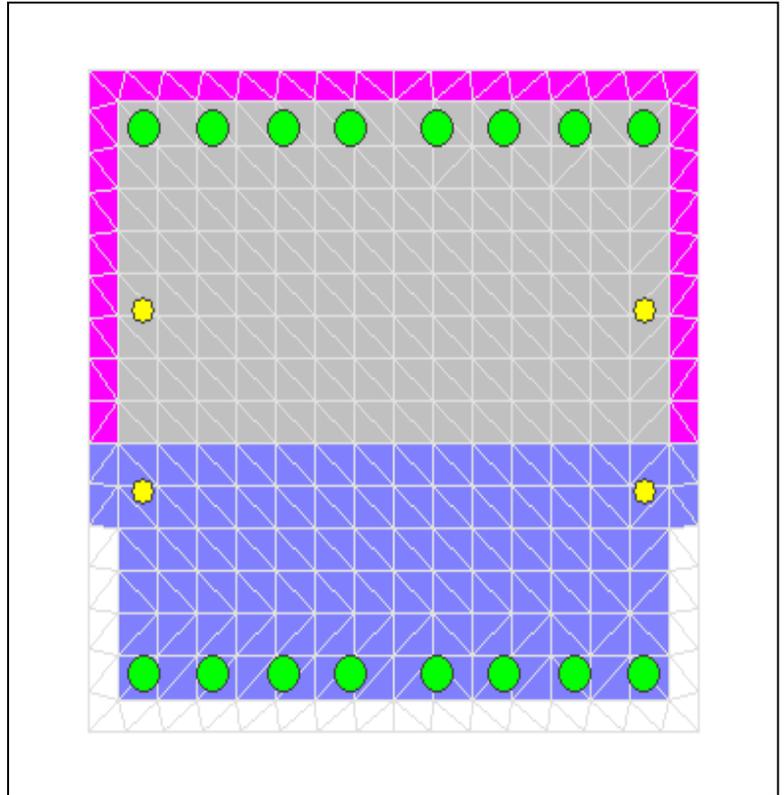
X Centroid:  $-.5771E-14$  mm  
Y Centroid:  $-.1310E-14$  mm  
Section Area:  $490.0E+3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $4.679E+6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00E-3$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.1949E-20$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.598E-3$  1/m  
Ultimate Curvature:  $55.78E-3$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.775E+6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.624E+6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.1827E-3$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $1.727E-3$  Ten  
N.A. at First Yield:  $-50.79$  mm  
N.A. at Ultimate:  $30.96$  mm  
Energy per Length:  $129.5E+3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.524E-3$  1/m  
Effective Yield Moment:  $2.232E+6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.175  
Plastic Rotation Capacity:  $17.94E-3$  rad  
EI Effective:  $4.93E+8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $7.638E+6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.548 %  
Curvature Ductility: 12.33



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MY03Po  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Fuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 4 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

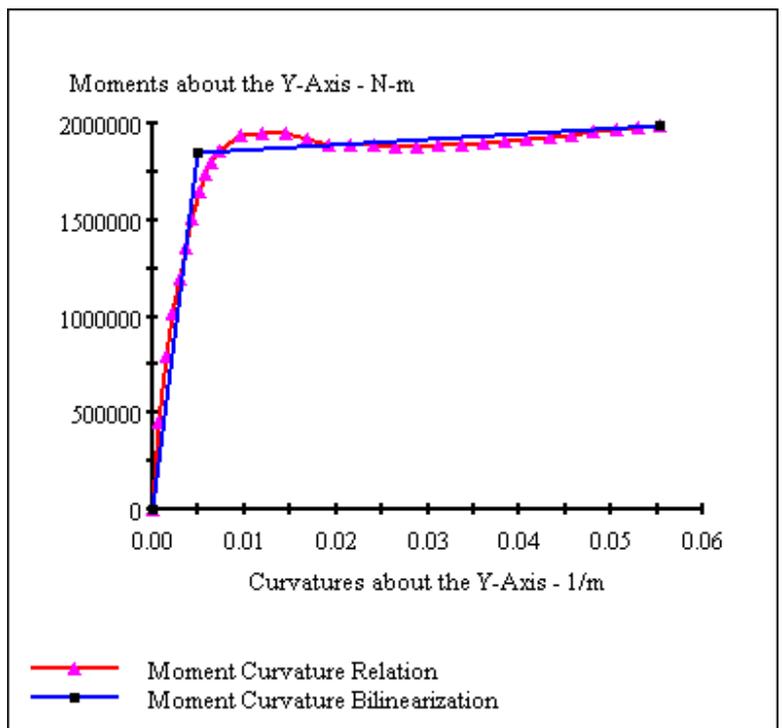
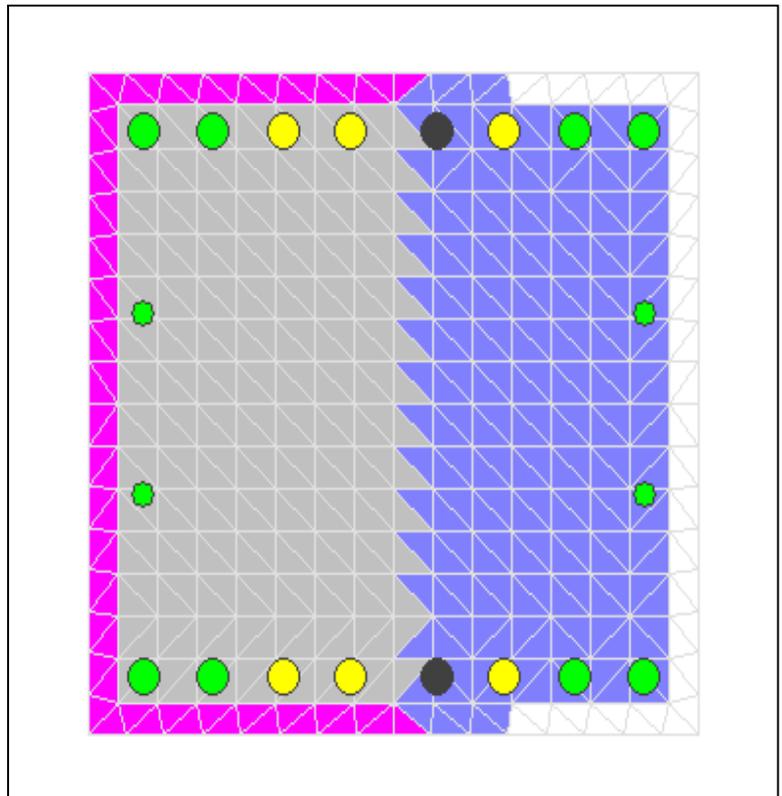
X Centroid:  $-5.771E-14$  mm  
Y Centroid:  $-1.1310E-14$  mm  
Section Area:  $490.0E+3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $4.679E+6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00E-3$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.1782E-18$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.616E-3$  1/m  
Ultimate Curvature:  $55.31E-3$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.358E+6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.988E+6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.1764E-3$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $1.596E-3$  Ten  
N.A. at First Yield:  $-48.79$  mm  
N.A. at Ultimate:  $28.85$  mm  
Energy per Length:  $101.3E+3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.932E-3$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.852E+6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.073  
Plastic Rotation Capacity:  $17.63E-3$  rad  
EI Effective:  $3.75E+8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $2.700E+6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .7192 %  
Curvature Ductility: 11.21



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 2  
Loading Name: MX0.1Po  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Fuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 4 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

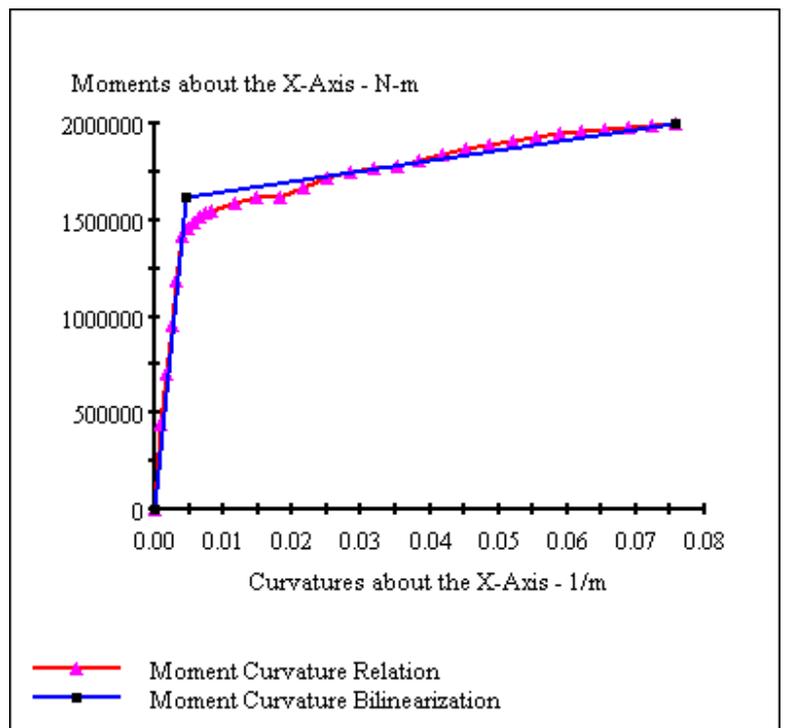
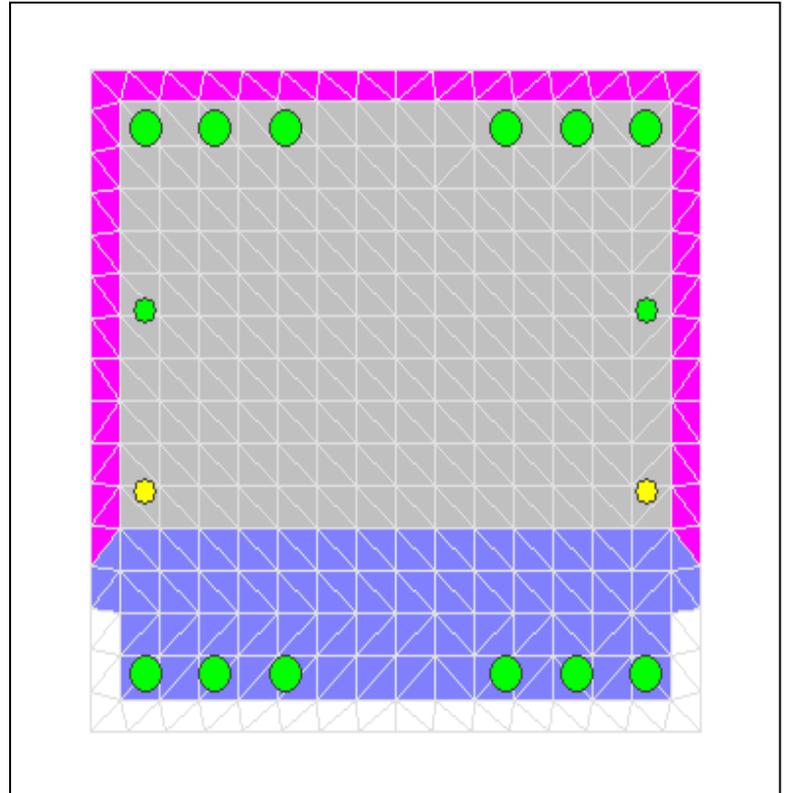
X Centroid:  $-6.394 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.1363 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.440 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00 \times 10^{-3}$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $.1052 \times 10^{-19}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.092 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $75.70 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.421 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.000 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.3121 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $11.27 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 76.29 mm  
N.A. at Ultimate: 148.8 mm  
Energy per Length:  $132.2 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.652 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.616 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.238  
Plastic Rotation Capacity:  $24.87 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $3.47 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $5.408 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.557 %  
Curvature Ductility: 16.27



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 2  
Loading Name: MY0.1Po  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Fuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 4 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

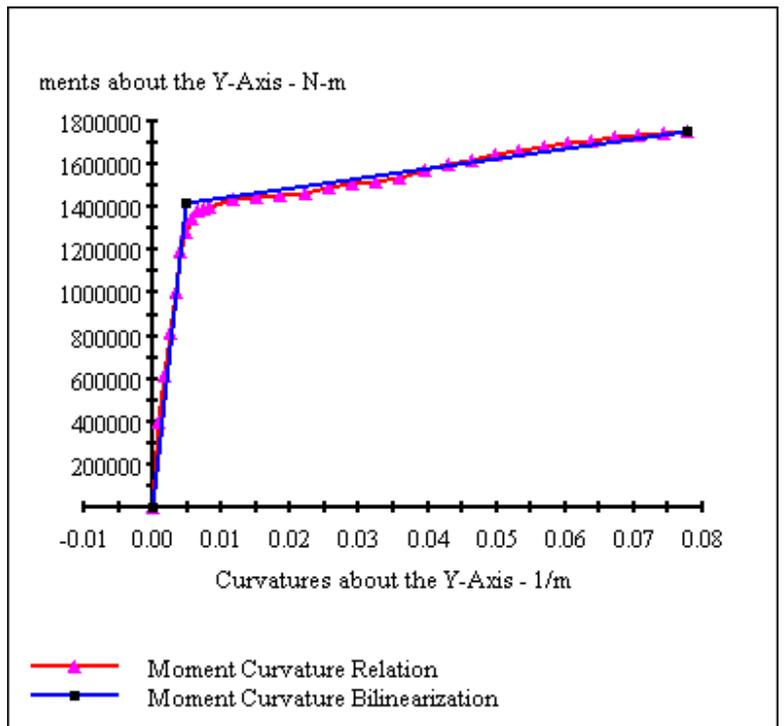
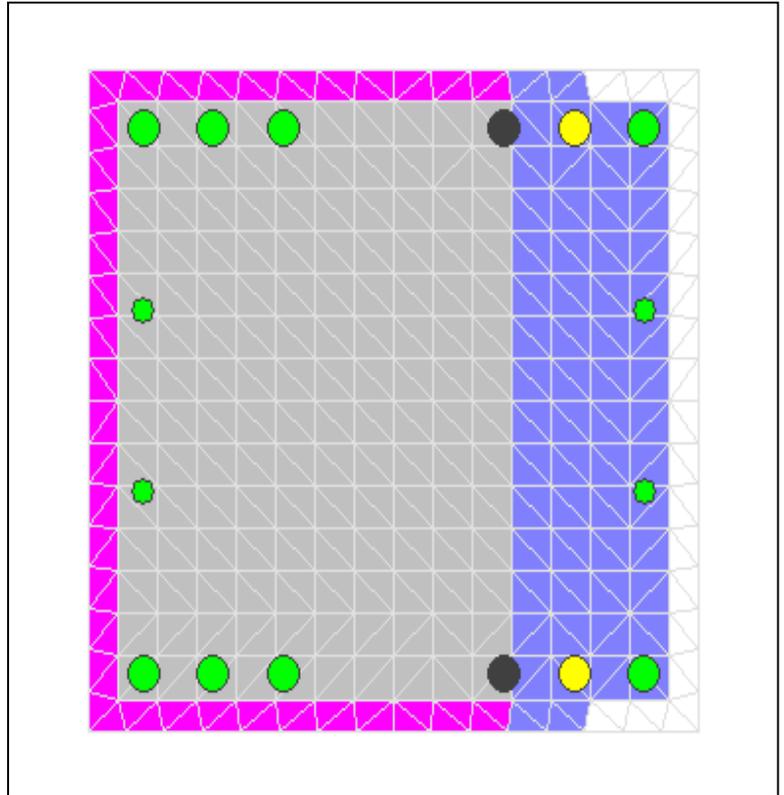
X Centroid:  $-6.394 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.1363 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.440 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00 \times 10^{-3}$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $-4.4439 \times 10^{-19}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.081 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $77.66 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.191 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.756 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.3151 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $10.71 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 77.21 mm  
N.A. at Ultimate: 138.0 mm  
Energy per Length:  $119.0 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.859 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.418 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.239  
Plastic Rotation Capacity:  $25.48 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $2.92 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $4.646 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.592 %  
Curvature Ductility: 15.98



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 2  
Loading Name: MY0.3Po  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Fuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 4 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

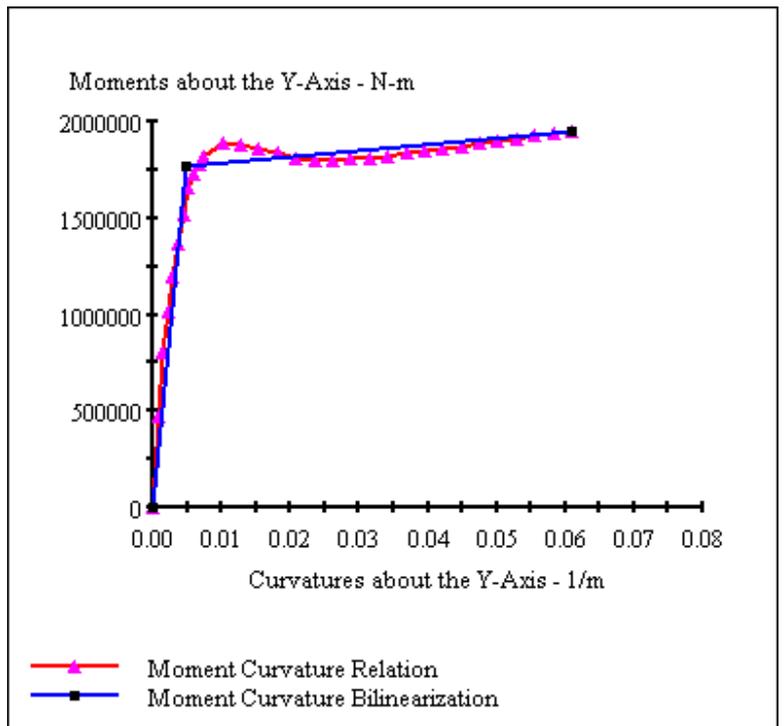
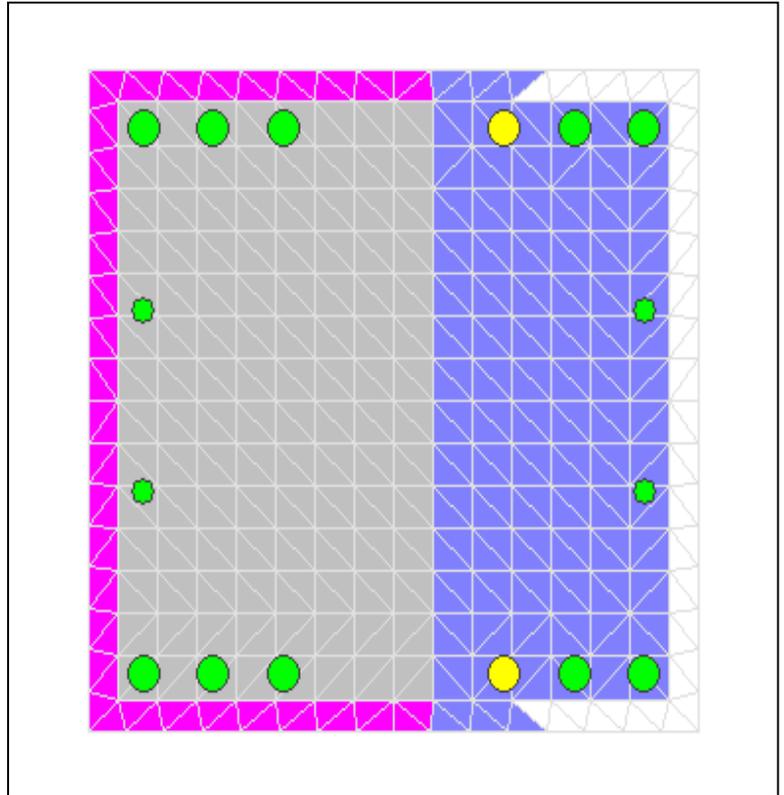
X Centroid:  $-6.394 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.1363 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $4.320 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.6453 \times 10^{-19}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.729 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $60.94 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.361 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.951 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.1385 \times 10^{-3}$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $3.273 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: -37.15 mm  
N.A. at Ultimate: 53.70 mm  
Energy per Length:  $108.7 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.849 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.770 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.103  
Plastic Rotation Capacity:  $19.63 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $3.65 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $3.235 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .8862 %  
Curvature Ductility: 12.57



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 2  
Loading Name: MX0.3Po  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Fuente  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 4 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

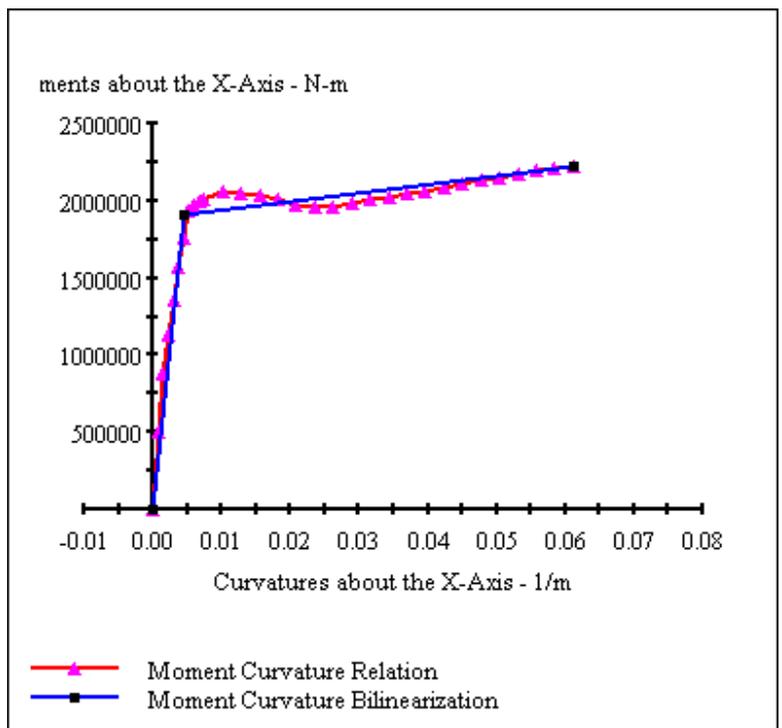
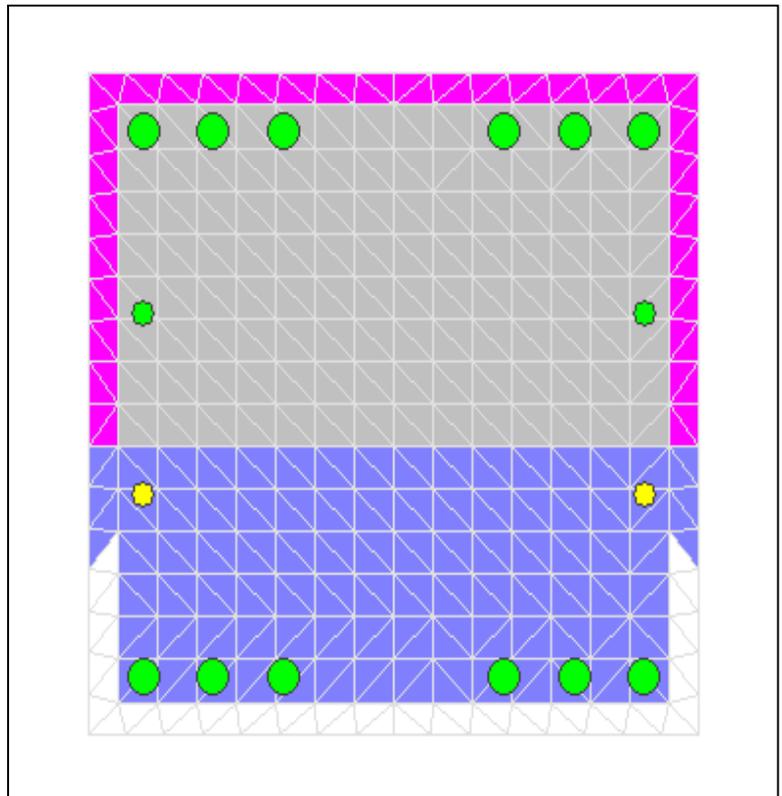
X Centroid:  $-6.394 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.1363 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $4.320 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $-9.9337 \times 10^{-20}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.723 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $61.17 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.565 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.229 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.1404 \times 10^{-3}$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $3.354 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: -37.72 mm  
N.A. at Ultimate: 54.83 mm  
Energy per Length:  $121.6 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.547 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.911 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.166  
Plastic Rotation Capacity:  $19.82 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $4.20 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $5.603 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.333 %  
Curvature Ductility: 13.45



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 3  
Loading Name: MX0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Fuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 4 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

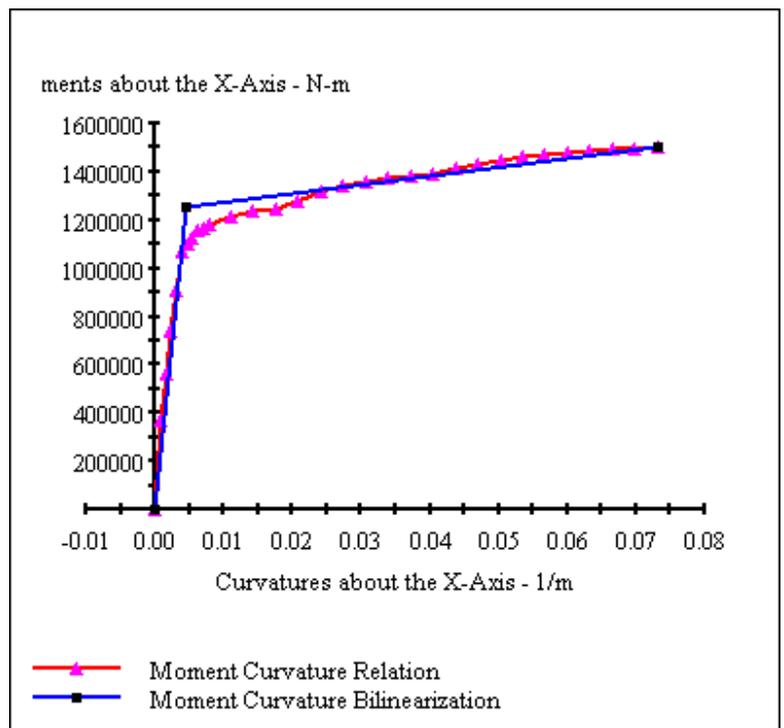
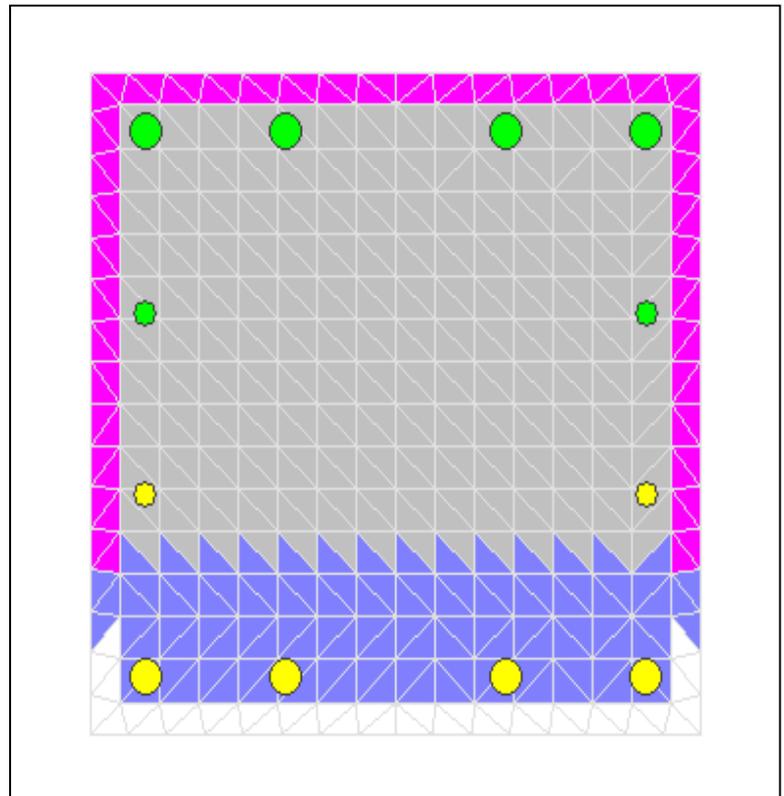
X Centroid: -6.666E-14 mm  
Y Centroid: .1923E-15 mm  
Section Area: 490.0E+3 mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 1.320E+6 N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain: 33.00E-3 Tension  
Curvature at Initial Load: -8.381E-20 1/m  
Curvature at First Yield: 3.907E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 73.09E-3 1/m  
Moment at First Yield: 1.068E+6 N-m  
Ultimate Moment: 1.501E+6 N-m  
Centroid Strain at Yield: .3651E-3 Ten  
Centroid Strain at Ultimate: 12.02E-3 Ten  
N.A. at First Yield: 93.45 mm  
N.A. at Ultimate: 164.5 mm  
Energy per Length: 97.16E+3 N  
Effective Yield Curvature: 4.579E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 1.252E+6 N-m  
Over Strength Factor: 1.198  
Plastic Rotation Capacity: 23.98E-3 rad  
EI Effective: 2.73E+8 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 3.628E+6 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.327 %  
Curvature Ductility: 15.96



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 3  
Loading Name: MY0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Fuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 4 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

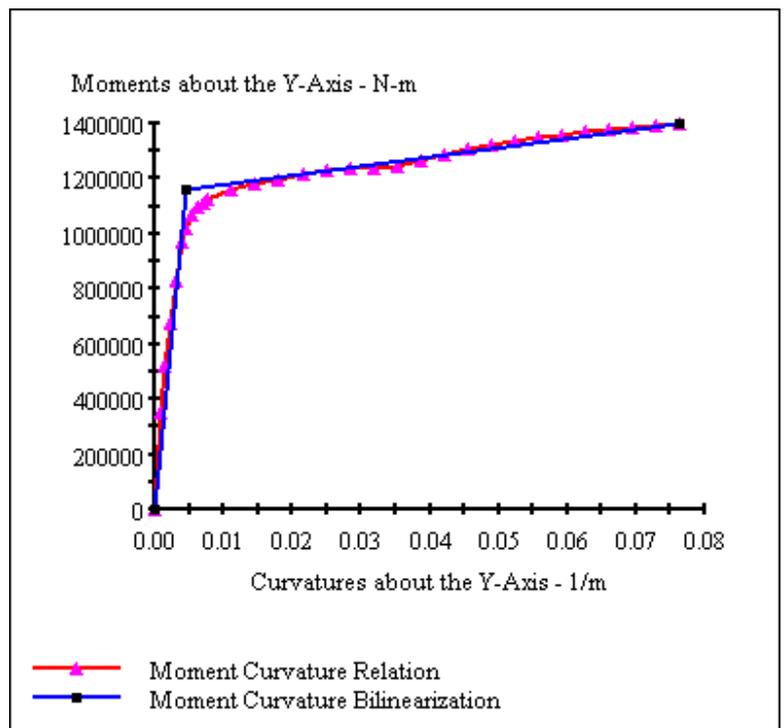
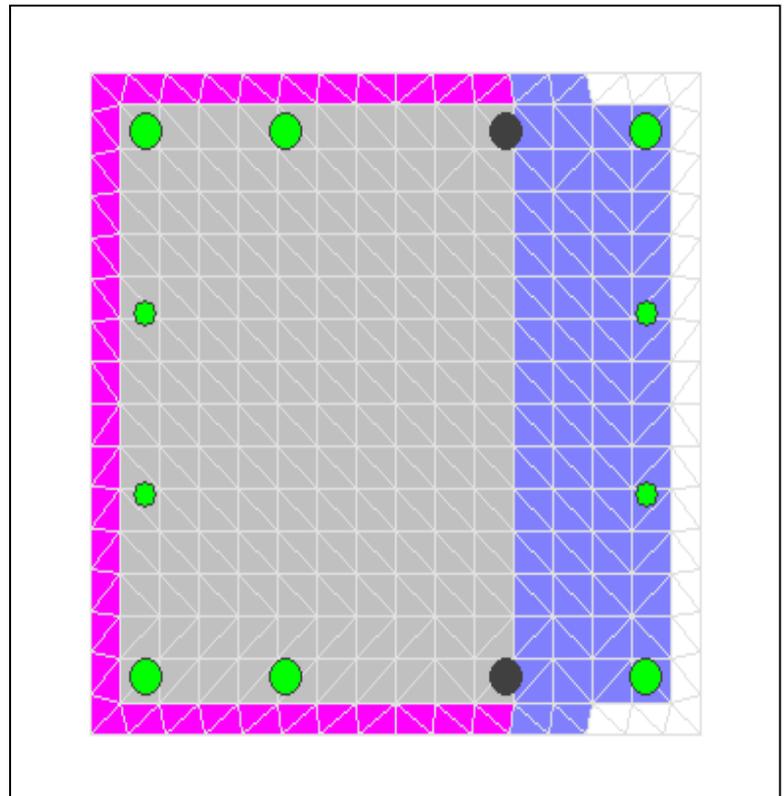
X Centroid: -6.666E-14 mm  
Y Centroid: .1923E-15 mm  
Section Area: 490.0E+3 mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 1.320E+6 N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain: 33.00E-3 Tension  
Curvature at Initial Load: .7178E-19 1/m  
Curvature at First Yield: 3.902E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 76.27E-3 1/m  
Moment at First Yield: 971.8E+3 N-m  
Ultimate Moment: 1.399E+6 N-m  
Centroid Strain at Yield: .3666E-3 Ten  
Centroid Strain at Ultimate: 11.11E-3 Ten  
N.A. at First Yield: 93.94 mm  
N.A. at Ultimate: 145.7 mm  
Energy per Length: 94.46E+3 N  
Effective Yield Curvature: 4.671E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 1.163E+6 N-m  
Over Strength Factor: 1.203  
Plastic Rotation Capacity: 25.06E-3 rad  
EI Effective: 2.49E+8 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 3.297E+6 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.324 %  
Curvature Ductility: 16.33



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 3  
Loading Name: MY0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Fuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 4 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

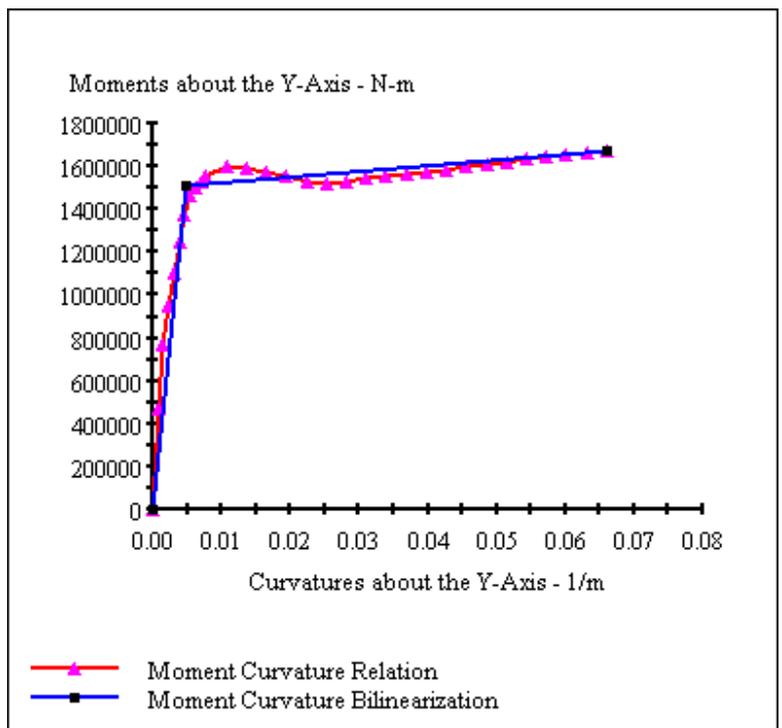
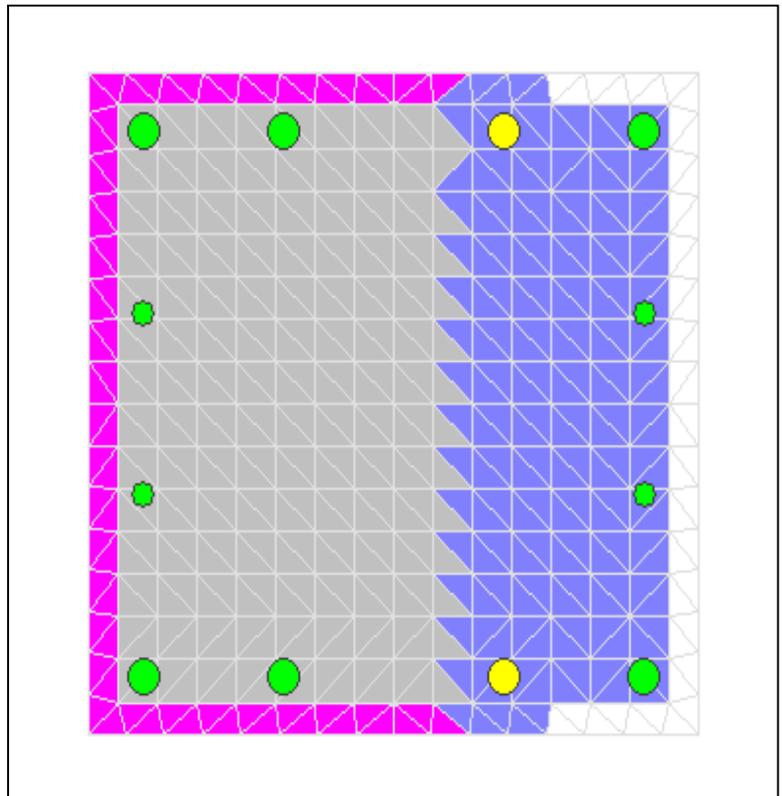
X Centroid:  $-6.666E-14$  mm  
Y Centroid:  $.1923E-15$  mm  
Section Area:  $490.0E+3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $3.961E+6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00E-3$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.1460E-19$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.901E-3$  1/m  
Ultimate Curvature:  $66.02E-3$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.247E+6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.670E+6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $80.32E-6$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $4.797E-3$  Ten  
N.A. at First Yield:  $-20.59$  mm  
N.A. at Ultimate:  $72.67$  mm  
Energy per Length:  $101.2E+3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.737E-3$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.514E+6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.103  
Plastic Rotation Capacity:  $21.45E-3$  rad  
EI Effective:  $3.20E+8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $2.547E+6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope:  $.7967$  %  
Curvature Ductility: 13.94



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 3  
Loading Name: MX0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Fuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 4 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

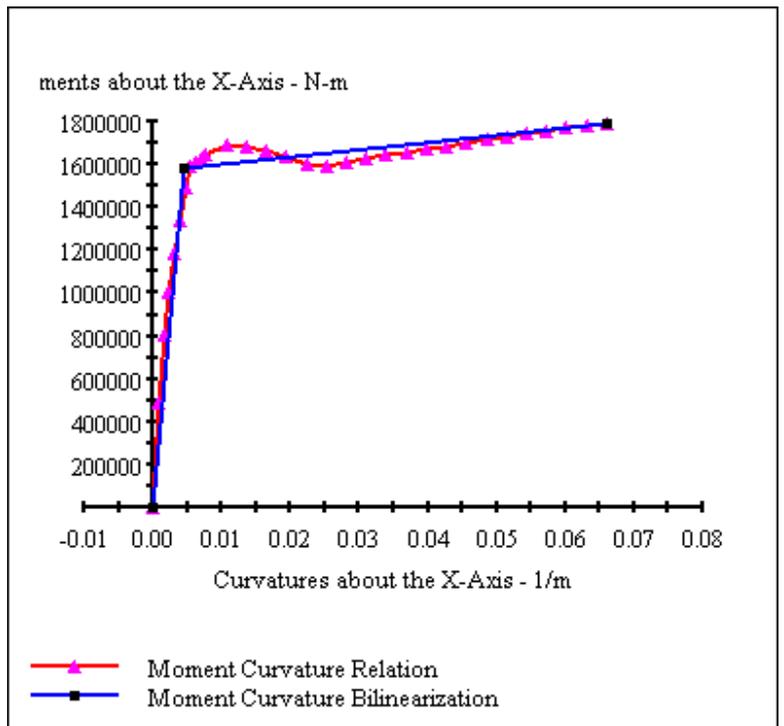
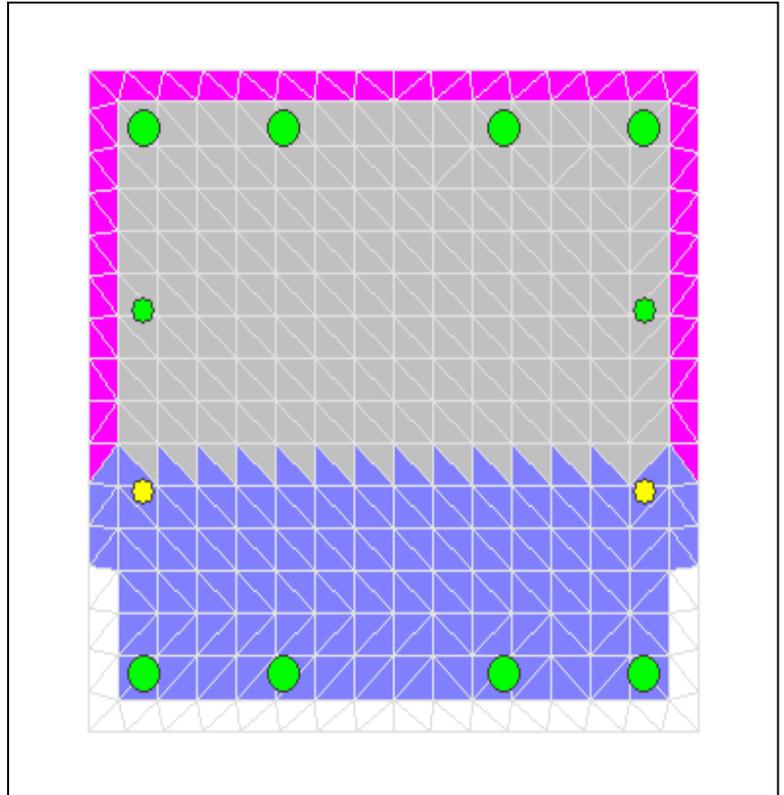
X Centroid:  $-6.666E-14$  mm  
Y Centroid:  $.1923E-15$  mm  
Section Area:  $490.0E+3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $3.961E+6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00E-3$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $-1.933E-19$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.896E-3$  1/m  
Ultimate Curvature:  $66.02E-3$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.341E+6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.793E+6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $81.72E-6$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $4.812E-3$  Ten  
N.A. at First Yield:  $-20.97$  mm  
N.A. at Ultimate:  $72.90$  mm  
Energy per Length:  $107.4E+3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.607E-3$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.585E+6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.131  
Plastic Rotation Capacity:  $21.49E-3$  rad  
EI Effective:  $3.44E+8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $3.382E+6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .9830 %  
Curvature Ductility: 14.33



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MX0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

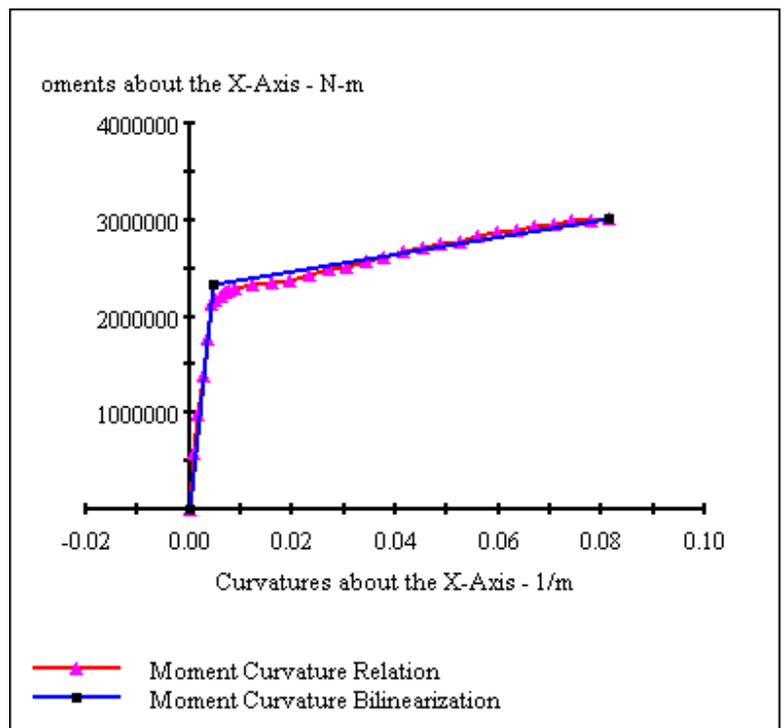
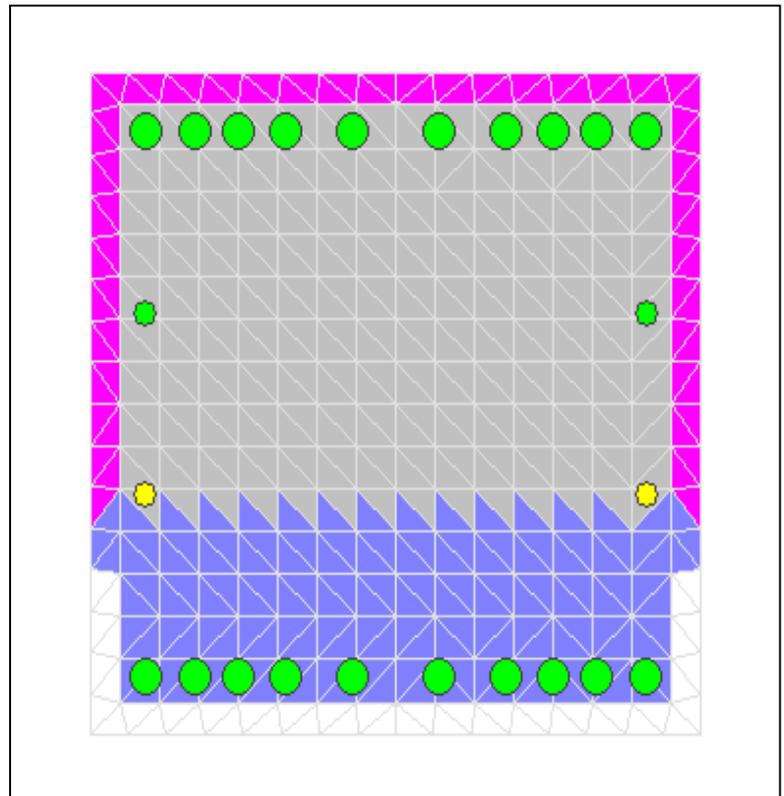
X Centroid:  $-6.206 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.261 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.679 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00 \times 10^{-3}$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $-4.479 \times 10^{-20}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.372 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $81.58 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $2.128 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $3.013 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2317 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $9.591 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 52.98 mm  
N.A. at Ultimate: 117.6 mm  
Energy per Length:  $210.6 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.776 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $2.325 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.296  
Plastic Rotation Capacity:  $26.88 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $4.87 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $8.954 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.839 %  
Curvature Ductility: 17.08



## Comments:

User Comments

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MY0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

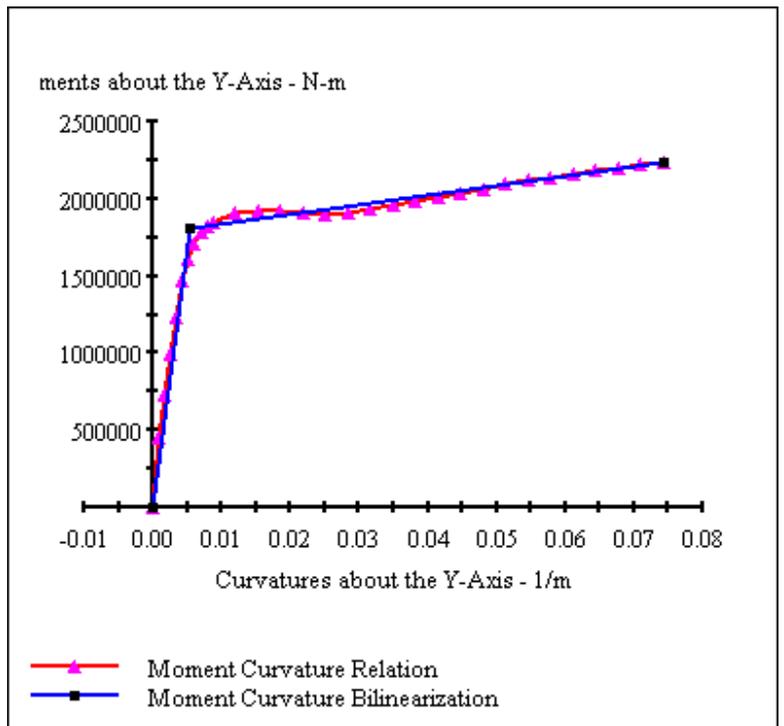
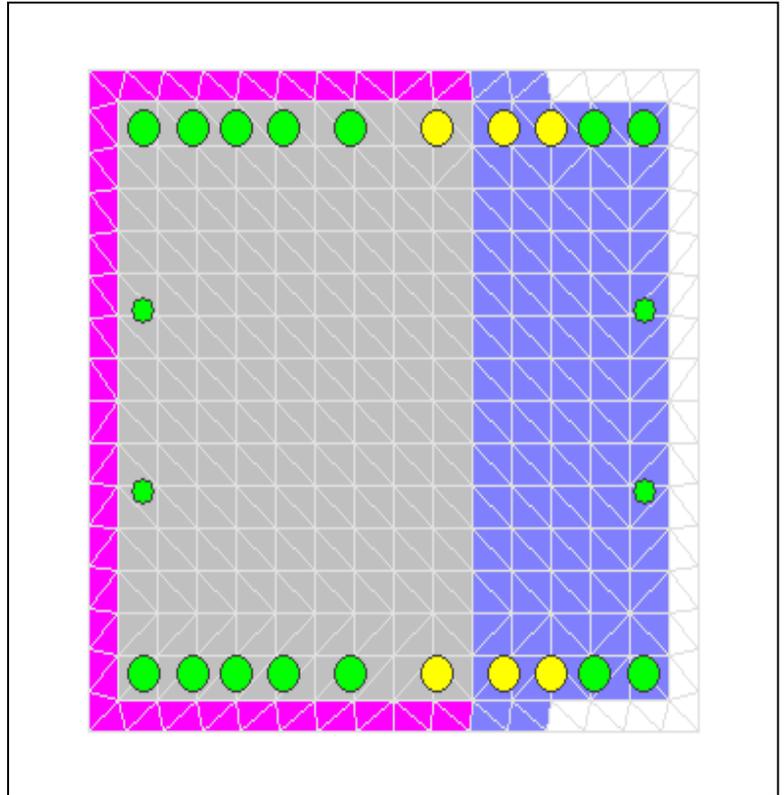
X Centroid:  $-6.206 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.261 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.679 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $-3.137 \times 10^{-19}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.349 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $74.30 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.467 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.236 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2383 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $7.283 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 54.80 mm  
N.A. at Ultimate: 98.02 mm  
Energy per Length:  $144.2 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $5.360 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.809 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.236  
Plastic Rotation Capacity:  $24.13 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $3.37 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $6.194 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.836 %  
Curvature Ductility: 13.86



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MY0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

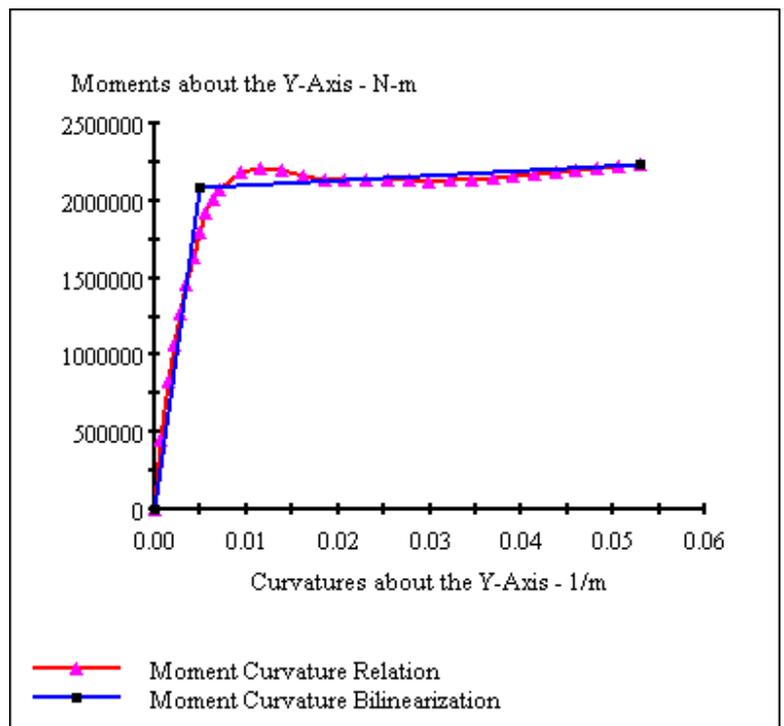
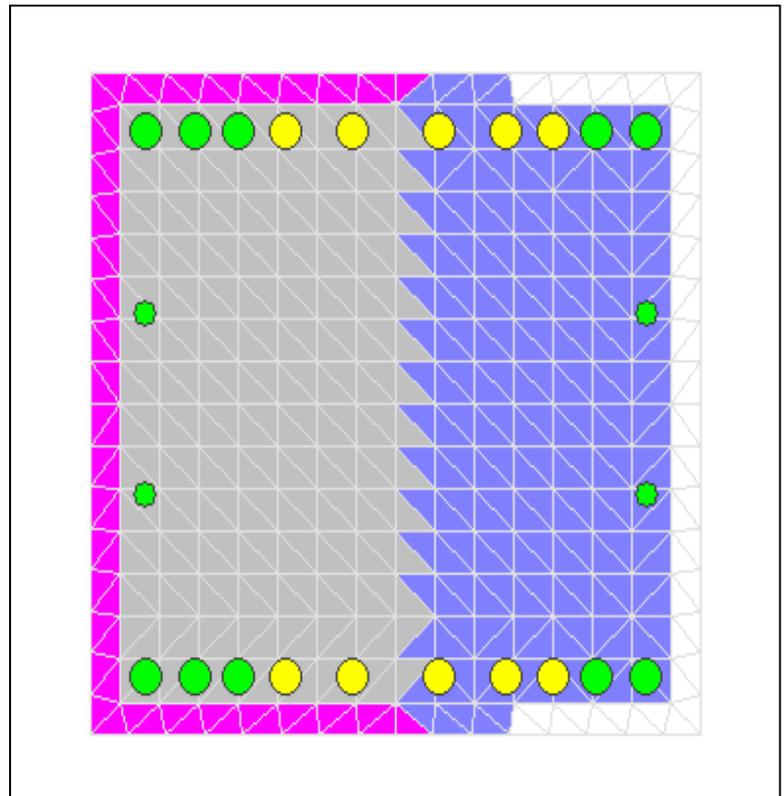
X Centroid:  $-6.206 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.261 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $5.038 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.3533 \times 10^{-18}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.514 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $52.89 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.462 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.241 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2111 \times 10^{-3}$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $.8594 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: -60.08 mm  
N.A. at Ultimate: 16.25 mm  
Energy per Length:  $108.7 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $5.006 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $2.083 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.076  
Plastic Rotation Capacity:  $16.76 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $4.16 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $3.298 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .7927 %  
Curvature Ductility: 10.56



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MX0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

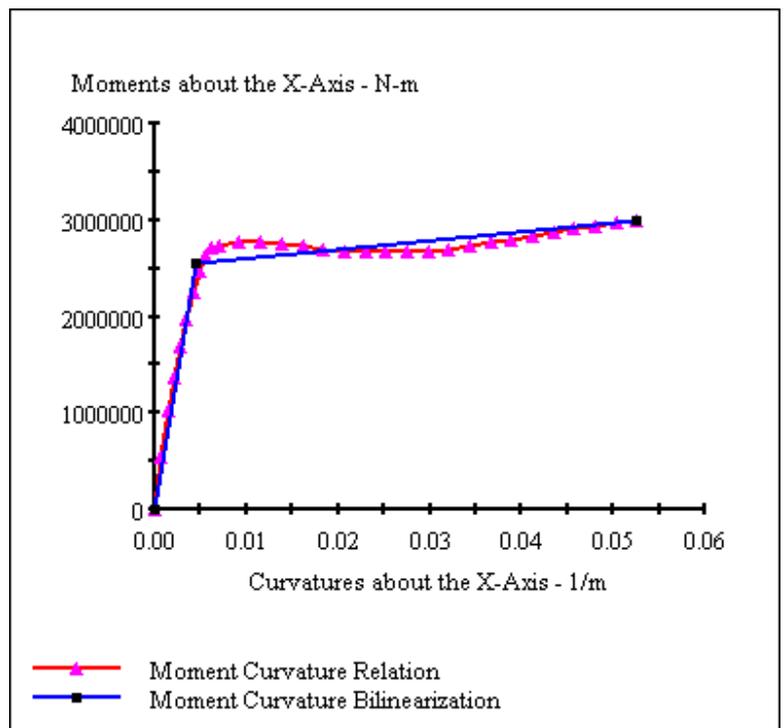
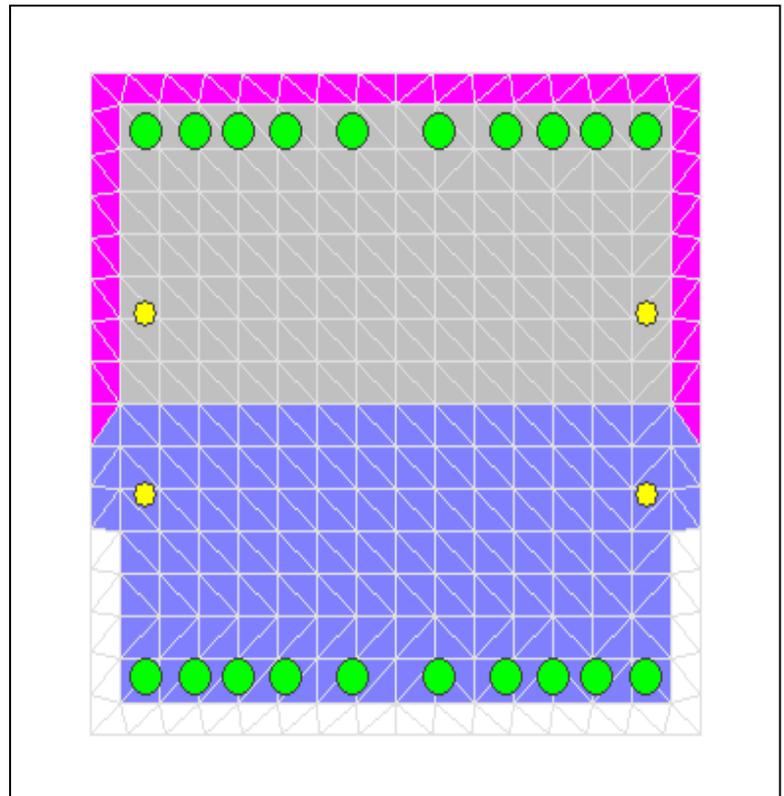
X Centroid:  $-6.206 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.261 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $5.038 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.1416 \times 10^{-19}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.499 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $52.62 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.976 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $3.004 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2160 \times 10^{-3}$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $.7778 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: -61.72 mm  
N.A. at Ultimate: 14.78 mm  
Energy per Length:  $139.2 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.506 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $2.544 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.181  
Plastic Rotation Capacity:  $16.84 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $5.65 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $9.558 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.693 %  
Curvature Ductility: 11.68



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 2  
Loading Name: MX0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

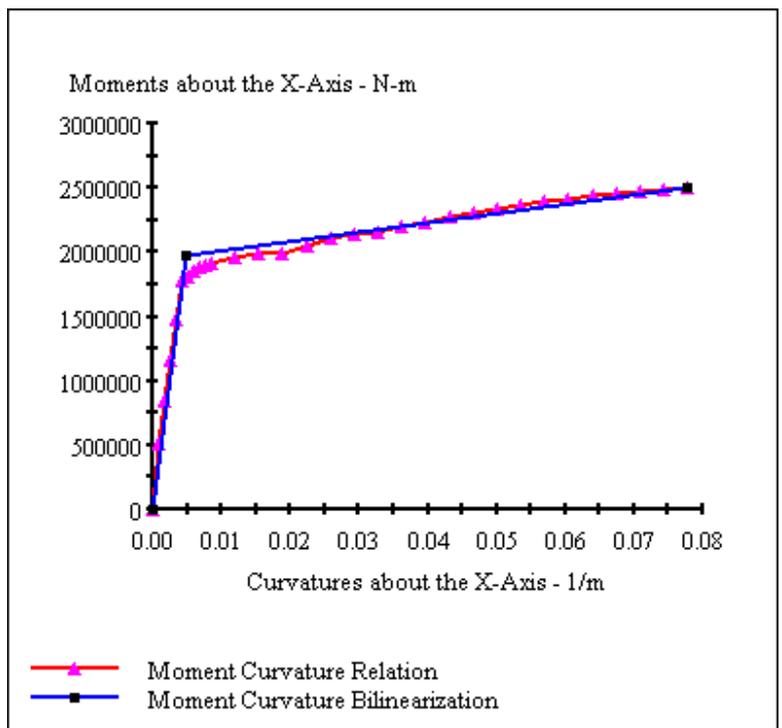
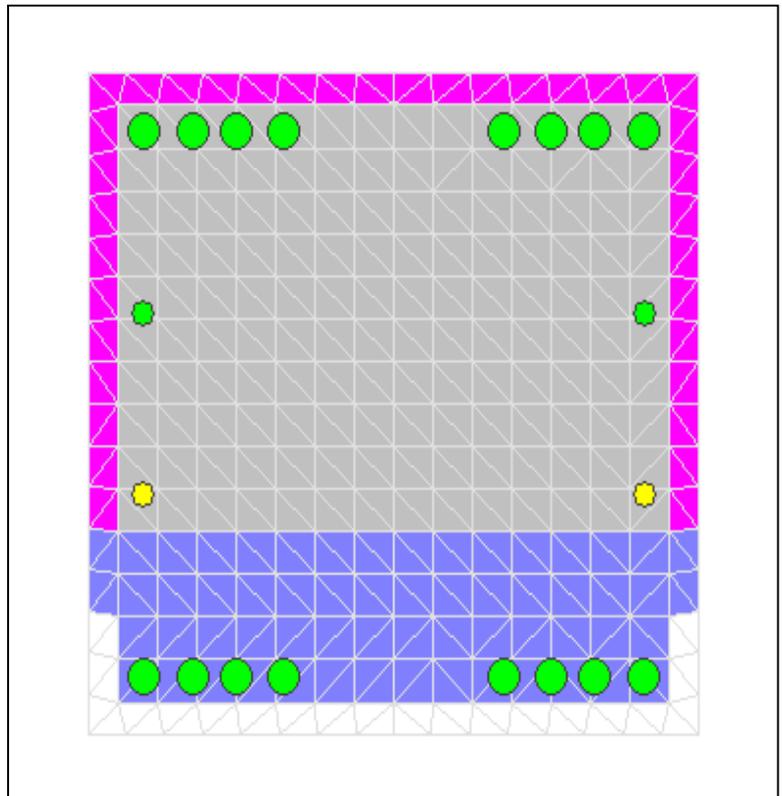
X Centroid: -6449E-14 mm  
Y Centroid: -1.1310E-14 mm  
Section Area: 490.0E+3 mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 1.560E+6 N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain: 33.00E-3 Tension  
Curvature at Initial Load: .1120E-19 1/m  
Curvature at First Yield: 4.242E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 77.83E-3 1/m  
Moment at First Yield: 1.773E+6 N-m  
Ultimate Moment: 2.501E+6 N-m  
Centroid Strain at Yield: .2690E-3 Ten  
Centroid Strain at Ultimate: 10.65E-3 Ten  
N.A. at First Yield: 63.42 mm  
N.A. at Ultimate: 136.8 mm  
Energy per Length: 168.1E+3 N  
Effective Yield Curvature: 4.717E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 1.972E+6 N-m  
Over Strength Factor: 1.268  
Plastic Rotation Capacity: 25.59E-3 rad  
EI Effective: 4.18E+8 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 7.237E+6 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.731 %  
Curvature Ductility: 16.50



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 2  
Loading Name: MY0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

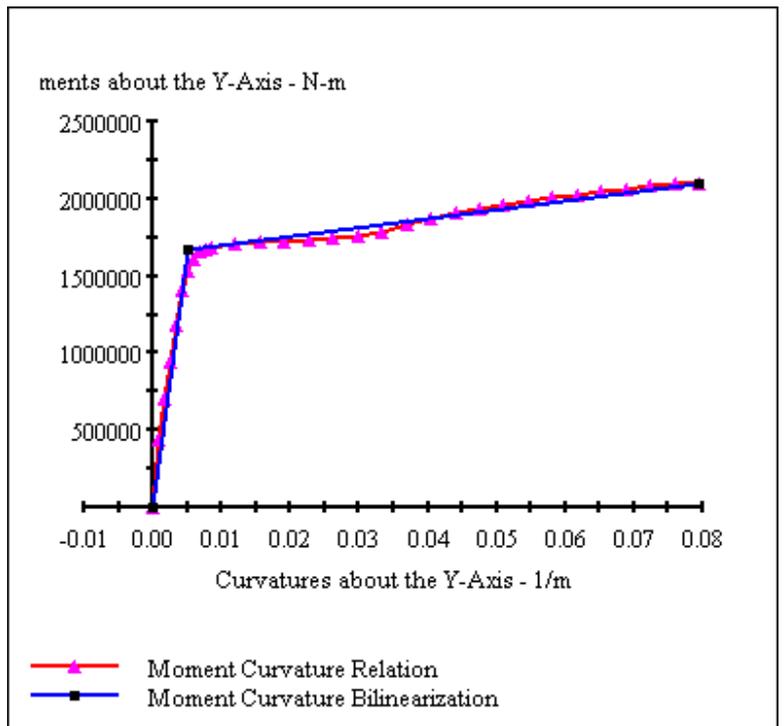
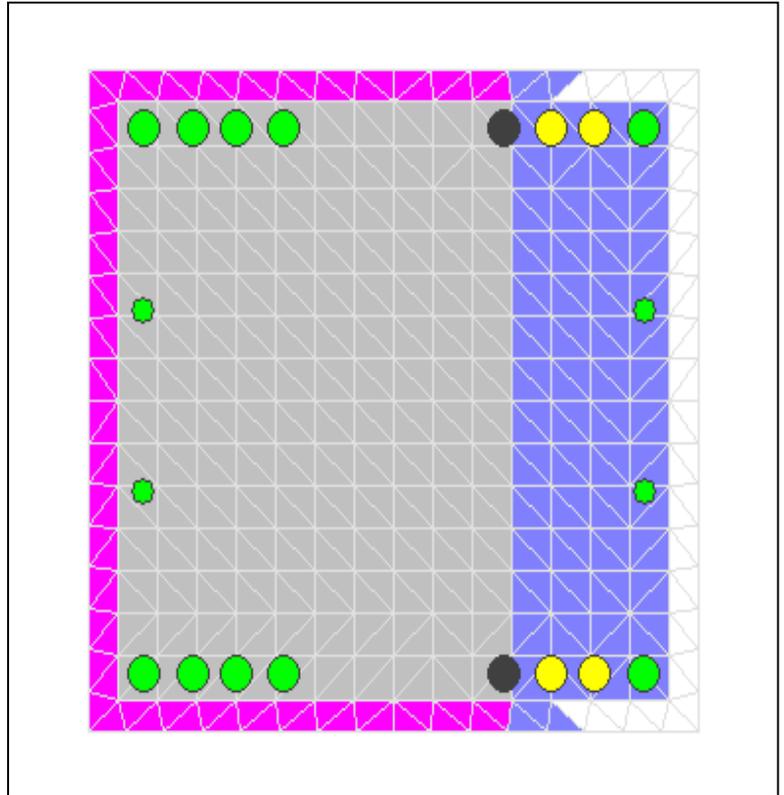
X Centroid:  $-6.449 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.310 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.560 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00 \times 10^{-3}$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $-4.880 \times 10^{-19}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.231 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $79.50 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.402 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.104 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2721 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $10.18 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 64.31 mm  
N.A. at Ultimate: 128.0 mm  
Energy per Length:  $144.7 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $5.044 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.671 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.259  
Plastic Rotation Capacity:  $26.06 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $3.31 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $5.814 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.755 %  
Curvature Ductility: 15.76



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 2  
Loading Name: MY0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

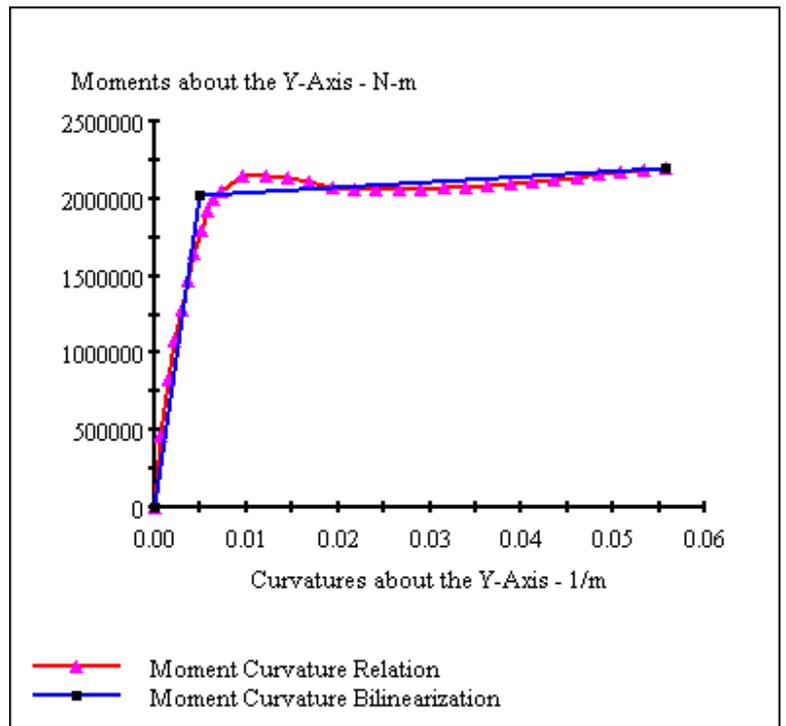
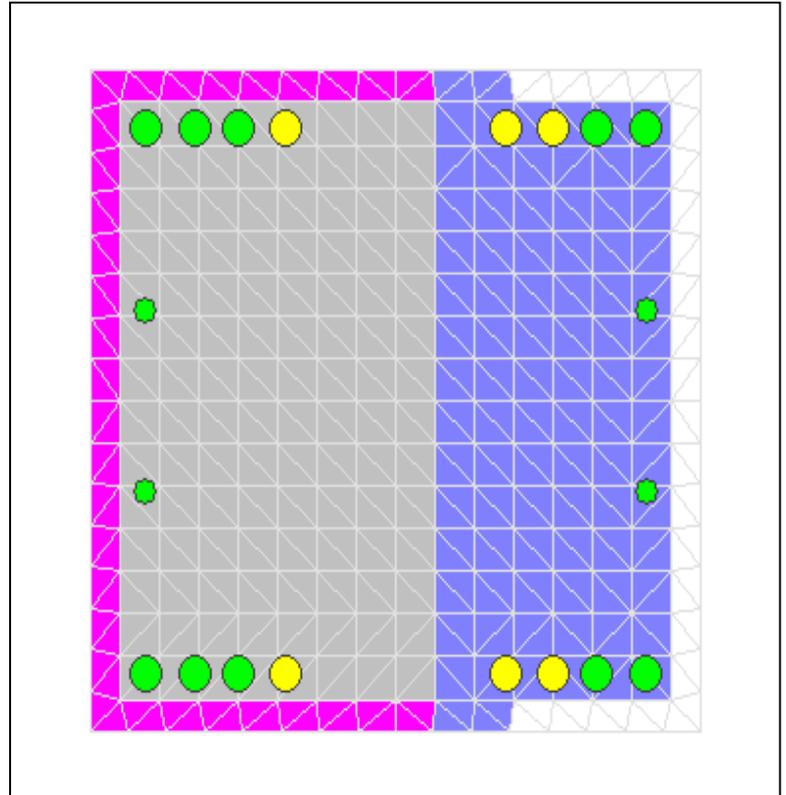
X Centroid:  $-6.449 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.310 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $4.679 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.1574 \times 10^{-18}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.606 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $55.78 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.467 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.197 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.1798 \times 10^{-3}$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $1.728 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: -49.85 mm  
N.A. at Ultimate: 30.98 mm  
Energy per Length:  $112.3 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.975 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $2.024 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.086  
Plastic Rotation Capacity:  $17.78 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $4.07 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $3.408 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .8376 %  
Curvature Ductility: 11.21



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 2  
Loading Name: MX0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

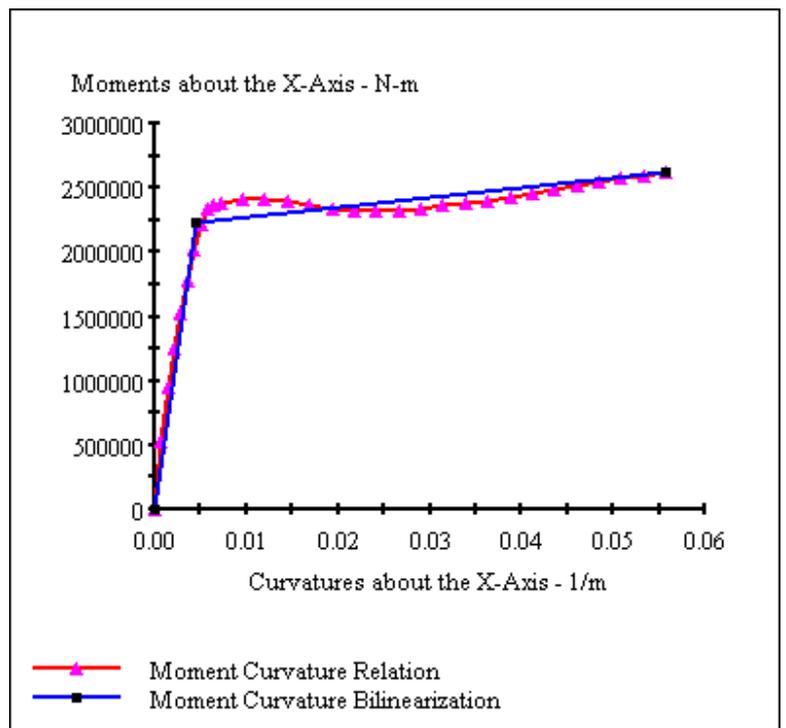
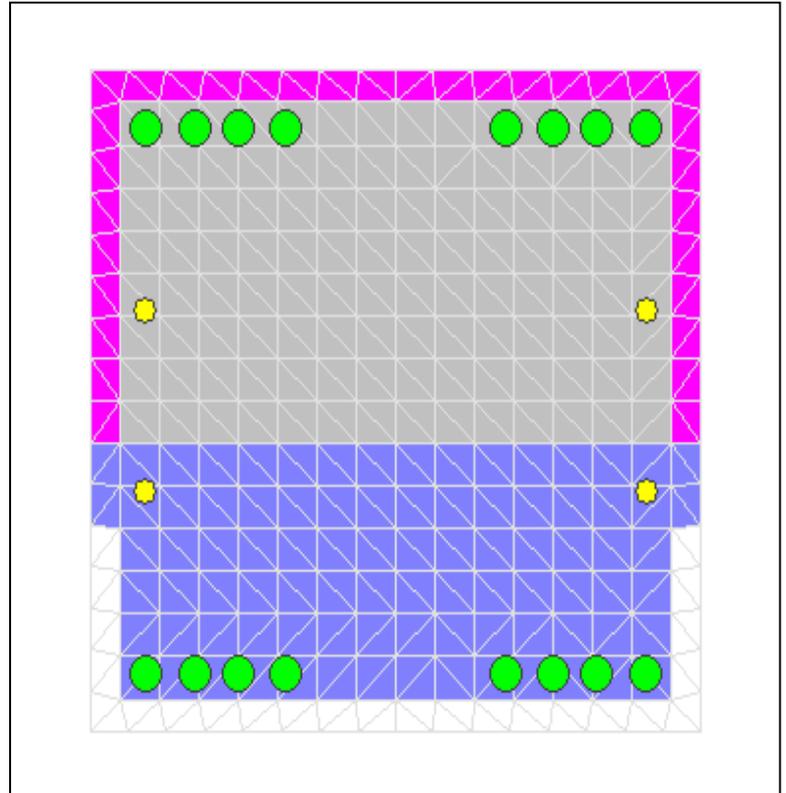
X Centroid:  $-6.449 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.310 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $4.679 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.1822 \times 10^{-19}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.598 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $55.78 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.775 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.624 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.1827 \times 10^{-3}$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $1.727 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: -50.79 mm  
N.A. at Ultimate: 30.96 mm  
Energy per Length:  $129.5 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.524 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $2.232 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.175  
Plastic Rotation Capacity:  $17.94 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $4.93 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $7.638 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.548 %  
Curvature Ductility: 12.33



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 3  
Loading Name: MX0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

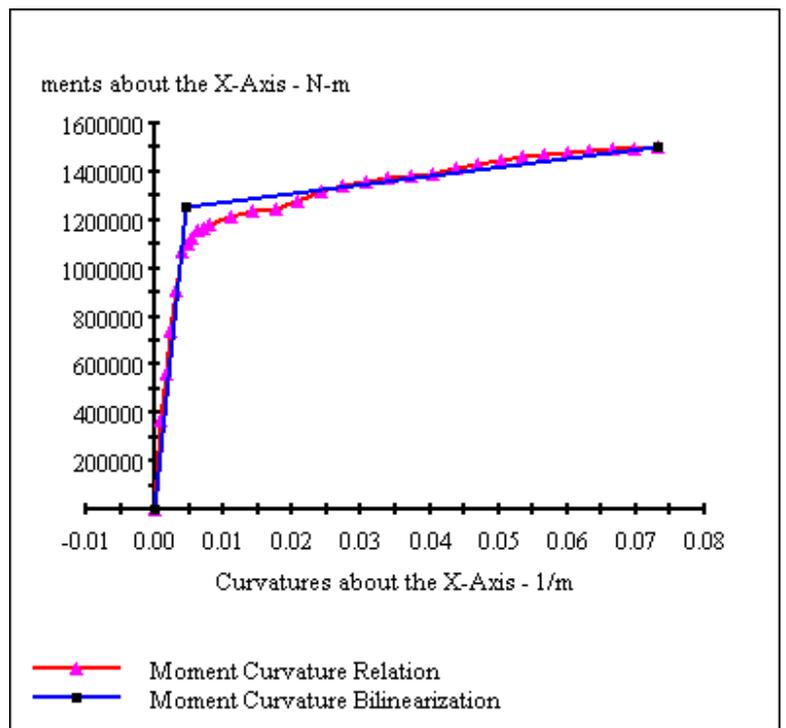
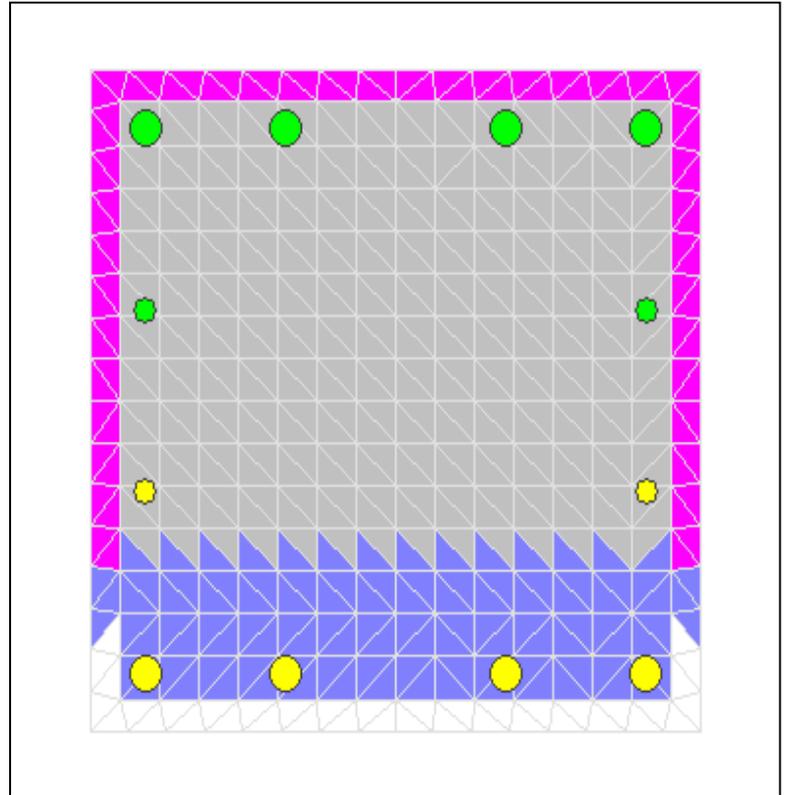
X Centroid: -6.666E-14 mm  
Y Centroid: .1923E-15 mm  
Section Area: 490.0E+3 mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 1.320E+6 N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain: 33.00E-3 Tension  
Curvature at Initial Load: -1.1301E-19 1/m  
Curvature at First Yield: 3.907E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 73.09E-3 1/m  
Moment at First Yield: 1.068E+6 N-m  
Ultimate Moment: 1.501E+6 N-m  
Centroid Strain at Yield: .3651E-3 Ten  
Centroid Strain at Ultimate: 12.02E-3 Ten  
N.A. at First Yield: 93.45 mm  
N.A. at Ultimate: 164.5 mm  
Energy per Length: 97.16E+3 N  
Effective Yield Curvature: 4.579E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 1.252E+6 N-m  
Over Strength Factor: 1.198  
Plastic Rotation Capacity: 23.98E-3 rad  
EI Effective: 2.73E+8 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 3.628E+6 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.327 %  
Curvature Ductility: 15.96



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 3  
Loading Name: MY0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

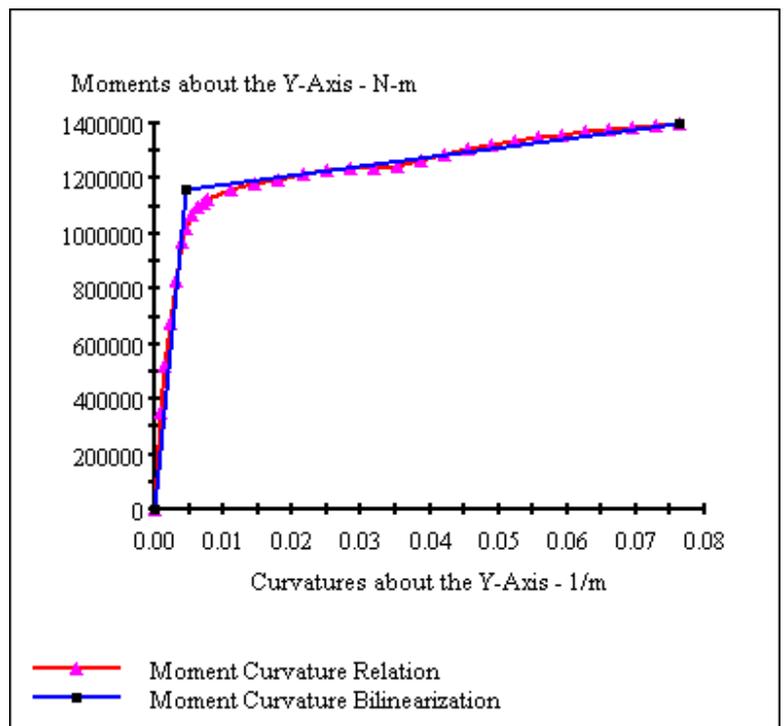
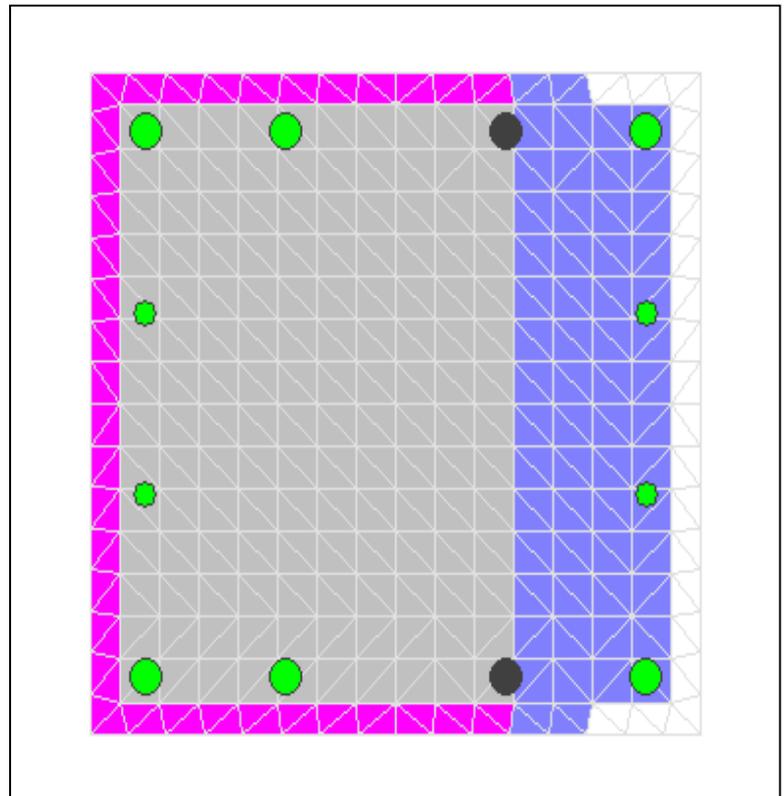
X Centroid:  $-6.666E-14$  mm  
Y Centroid:  $.1923E-15$  mm  
Section Area:  $490.0E+3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.320E+6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00E-3$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $.7101E-19$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.902E-3$  1/m  
Ultimate Curvature:  $76.27E-3$  1/m  
Moment at First Yield:  $971.8E+3$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.399E+6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.3666E-3$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $11.11E-3$  Ten  
N.A. at First Yield: 93.94 mm  
N.A. at Ultimate: 145.7 mm  
Energy per Length:  $94.46E+3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.671E-3$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.163E+6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.203  
Plastic Rotation Capacity:  $25.06E-3$  rad  
EI Effective:  $2.49E+8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $3.297E+6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.324 %  
Curvature Ductility: 16.33



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 3  
Loading Name: MY0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

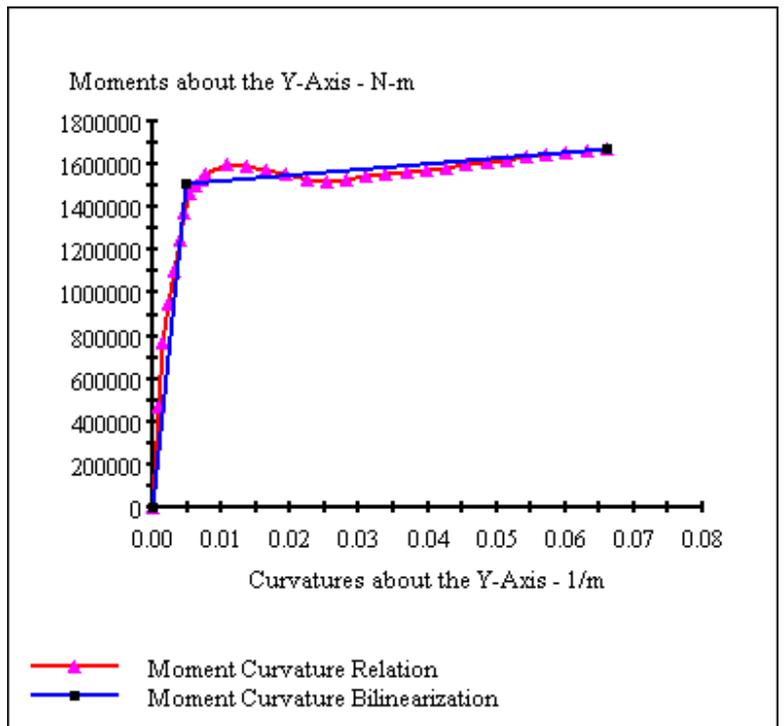
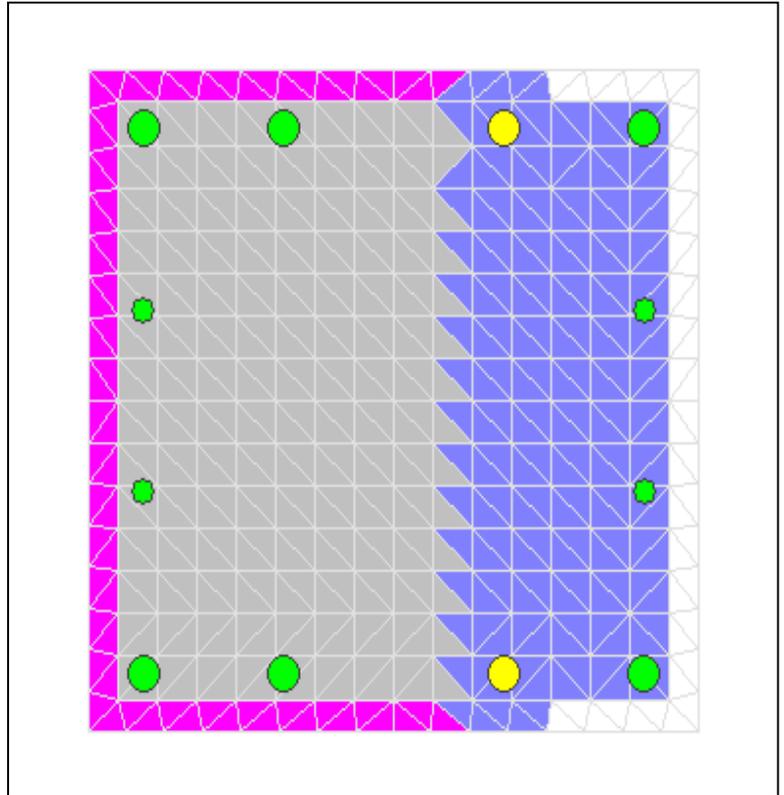
X Centroid:  $-6.666E-14$  mm  
Y Centroid:  $.1923E-15$  mm  
Section Area:  $490.0E+3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $3.961E+6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00E-3$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.6820E-20$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.901E-3$  1/m  
Ultimate Curvature:  $66.02E-3$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.247E+6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.670E+6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $80.32E-6$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $4.797E-3$  Ten  
N.A. at First Yield:  $-20.59$  mm  
N.A. at Ultimate:  $72.67$  mm  
Energy per Length:  $101.2E+3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.737E-3$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.514E+6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.103  
Plastic Rotation Capacity:  $21.45E-3$  rad  
EI Effective:  $3.20E+8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $2.547E+6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope:  $.7967$  %  
Curvature Ductility: 13.94



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 3  
Loading Name: MX0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

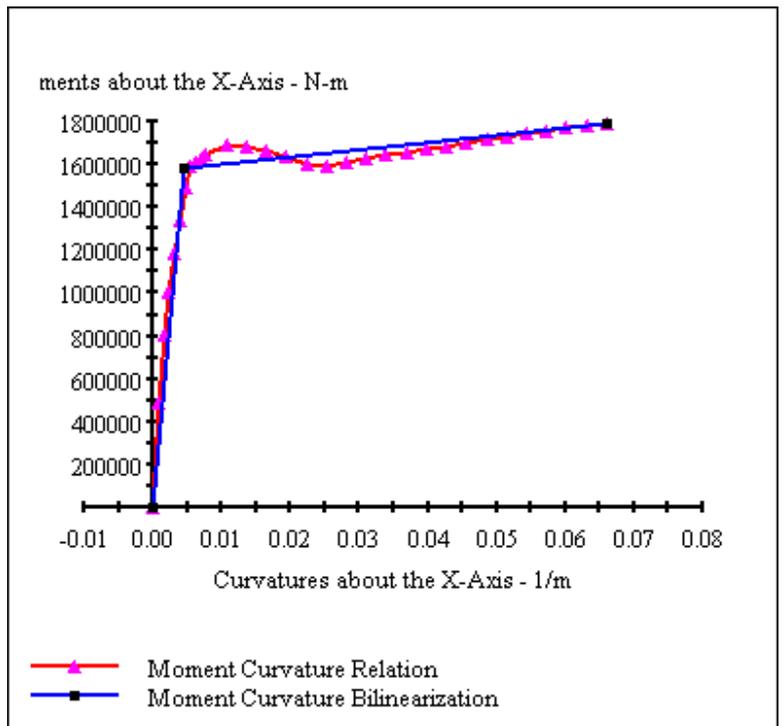
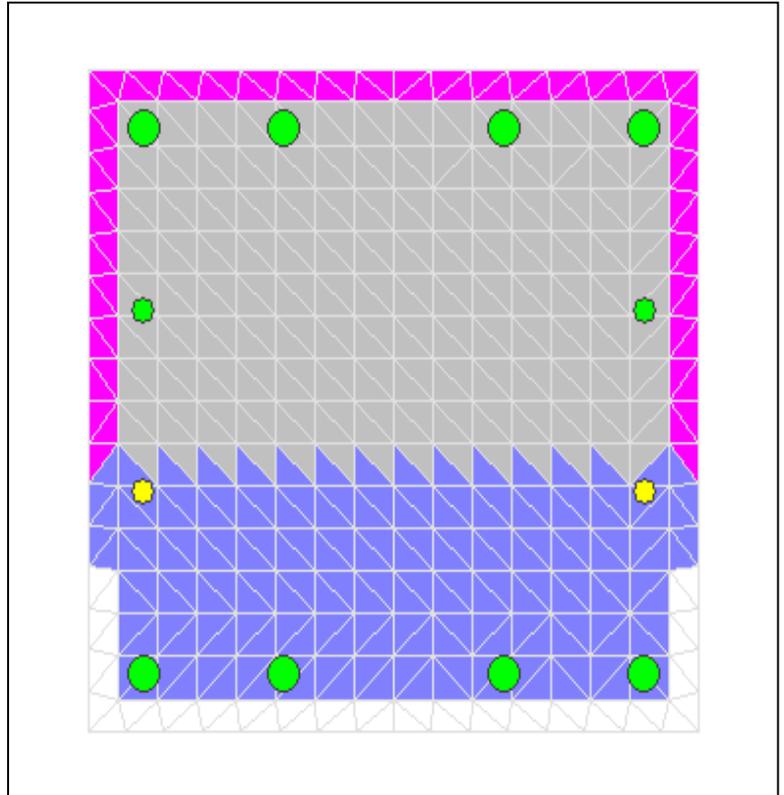
X Centroid:  $-6.6666 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $1.923 \times 10^{-15}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $3.961 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $-9.209 \times 10^{-20}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.896 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $66.02 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.341 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $1.793 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $81.72 \times 10^{-6}$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $4.812 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: -20.97 mm  
N.A. at Ultimate: 72.90 mm  
Energy per Length:  $107.4 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.607 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.585 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.131  
Plastic Rotation Capacity:  $21.49 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $3.44 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $3.382 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .9830 %  
Curvature Ductility: 14.33



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MX0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

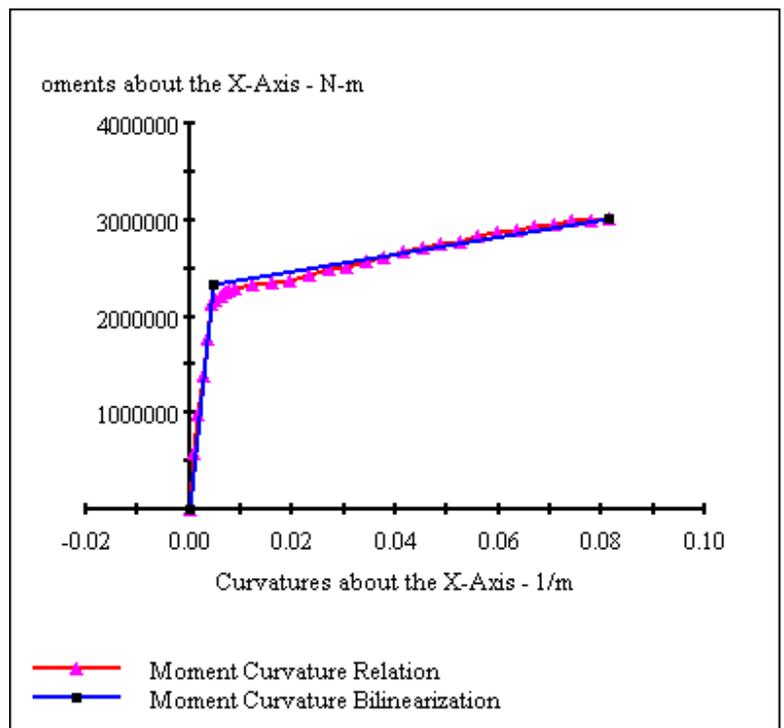
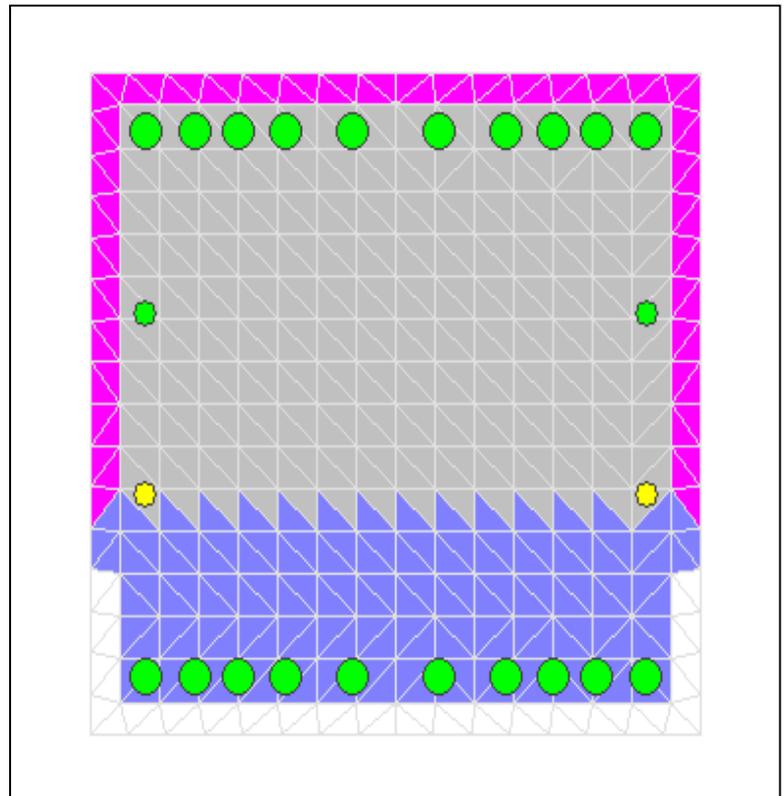
X Centroid:  $-6.206 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.261 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.679 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00 \times 10^{-3}$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $-4.479 \times 10^{-20}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.372 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $81.58 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $2.128 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $3.013 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2317 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $9.591 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 52.98 mm  
N.A. at Ultimate: 117.6 mm  
Energy per Length:  $210.6 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.776 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $2.325 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.296  
Plastic Rotation Capacity:  $26.88 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $4.87 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $8.954 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.839 %  
Curvature Ductility: 17.08



## Comments:

User Comments

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MY0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

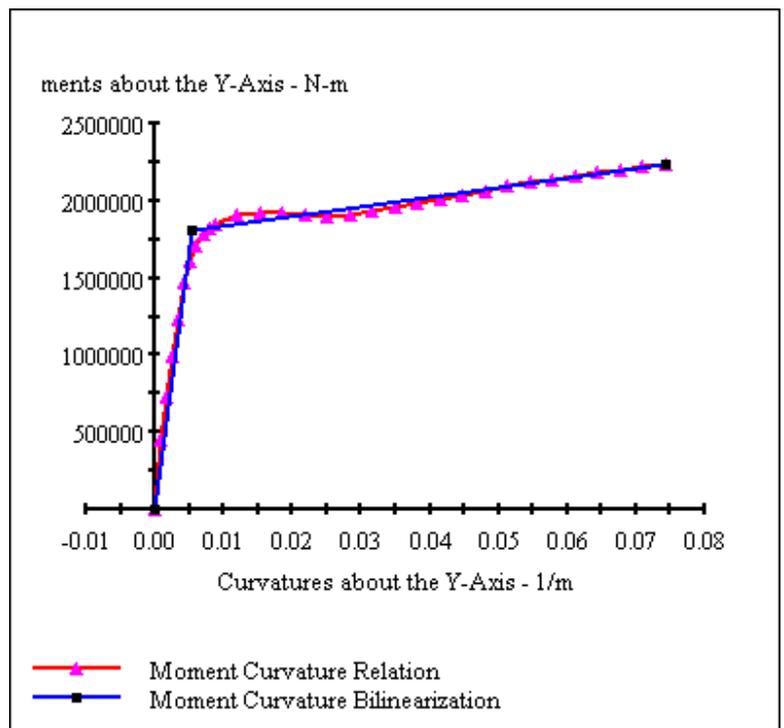
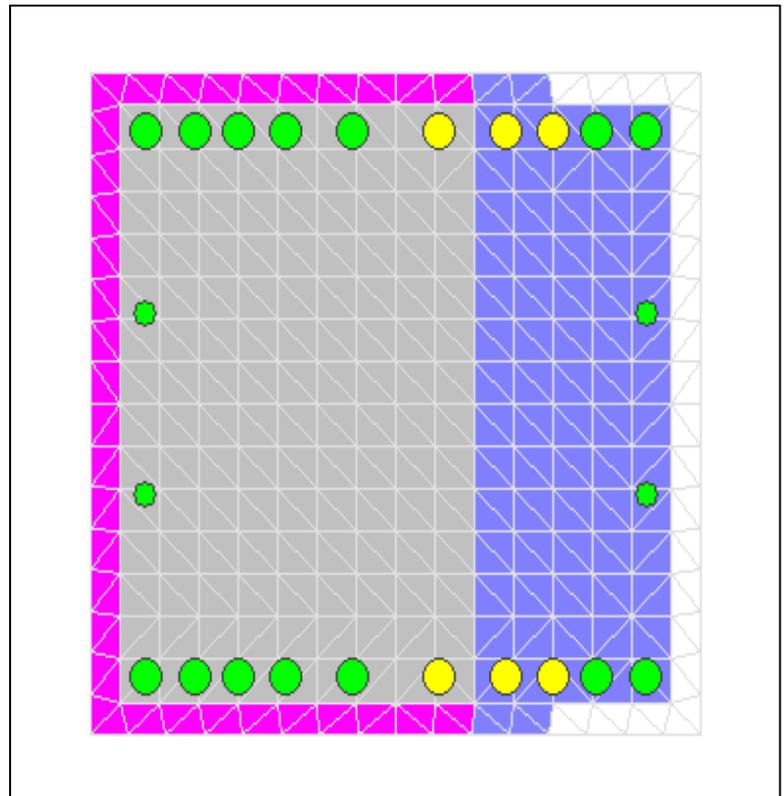
X Centroid:  $-6.206 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.261 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.679 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $-3.137 \times 10^{-19}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.349 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $74.30 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.467 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.236 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2383 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $7.283 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 54.80 mm  
N.A. at Ultimate: 98.02 mm  
Energy per Length:  $144.2 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $5.360 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.809 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.236  
Plastic Rotation Capacity:  $24.13 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $3.37 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $6.194 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.836 %  
Curvature Ductility: 13.86



## Comments:

User Comments

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MY0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

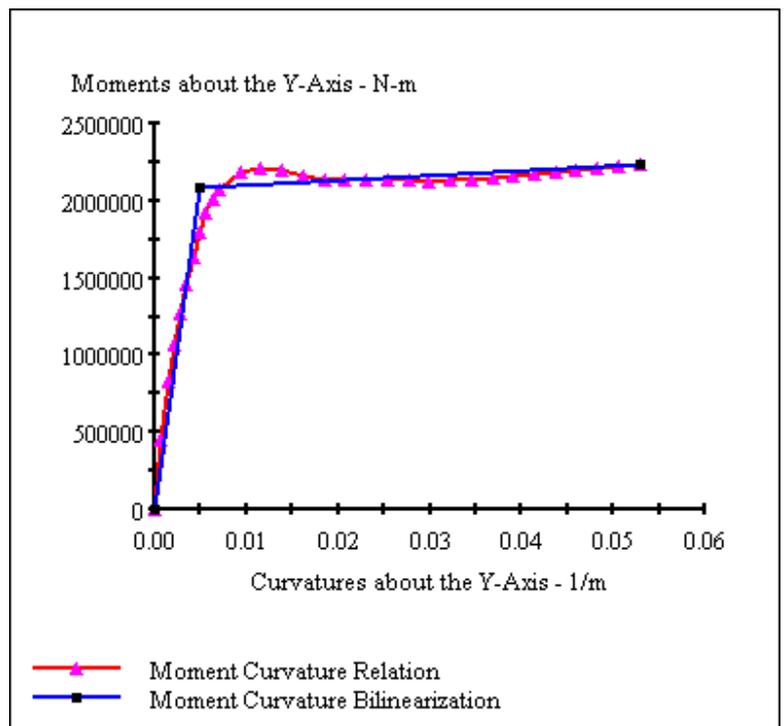
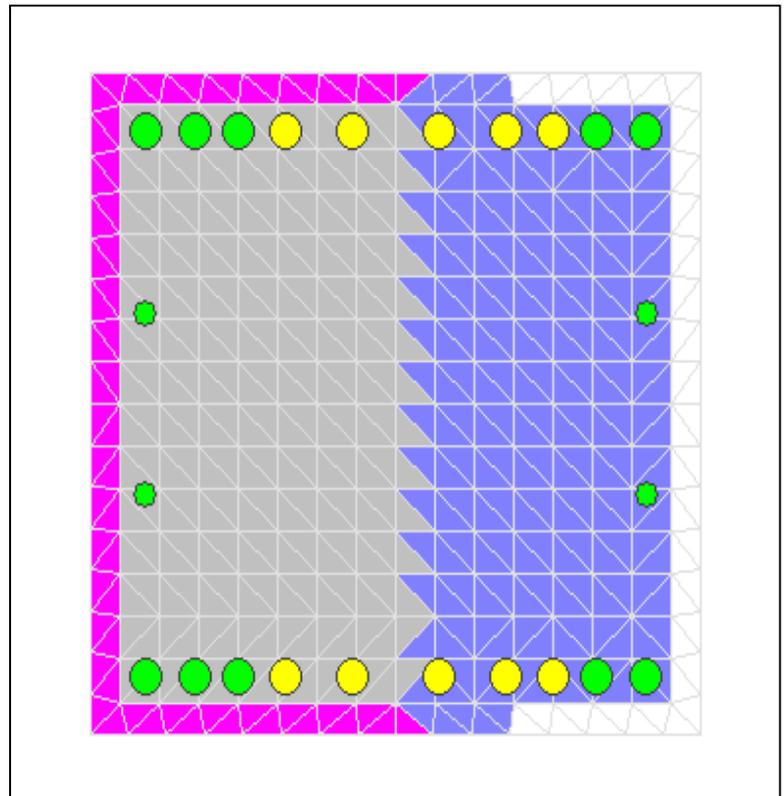
X Centroid:  $-6.206 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.261 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $5.038 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.3533 \times 10^{-18}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.514 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $52.89 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.462 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.241 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2111 \times 10^{-3}$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $.8594 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: -60.08 mm  
N.A. at Ultimate: 16.25 mm  
Energy per Length:  $108.7 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $5.006 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $2.083 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.076  
Plastic Rotation Capacity:  $16.76 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $4.16 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $3.298 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .7927 %  
Curvature Ductility: 10.56



## Comments:

User Comments

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MX0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

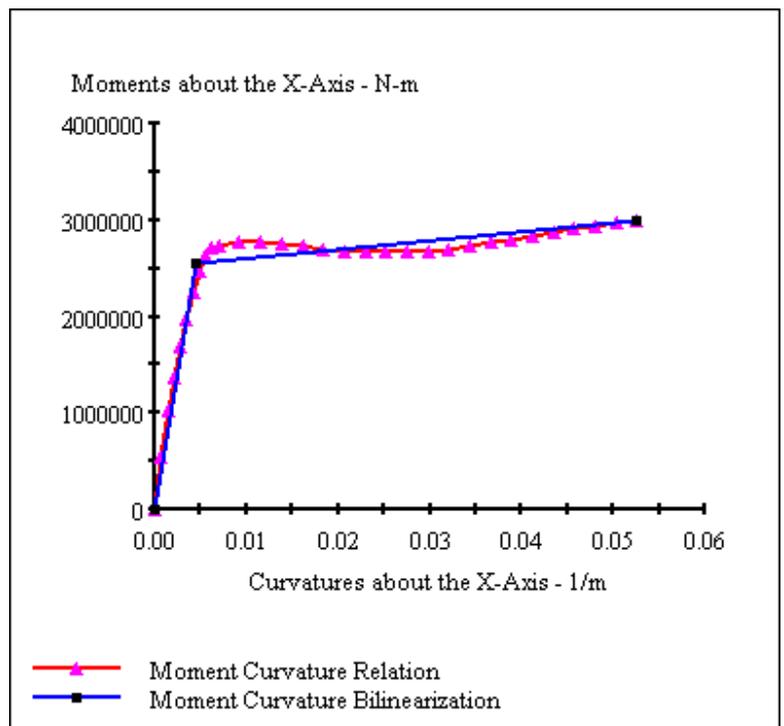
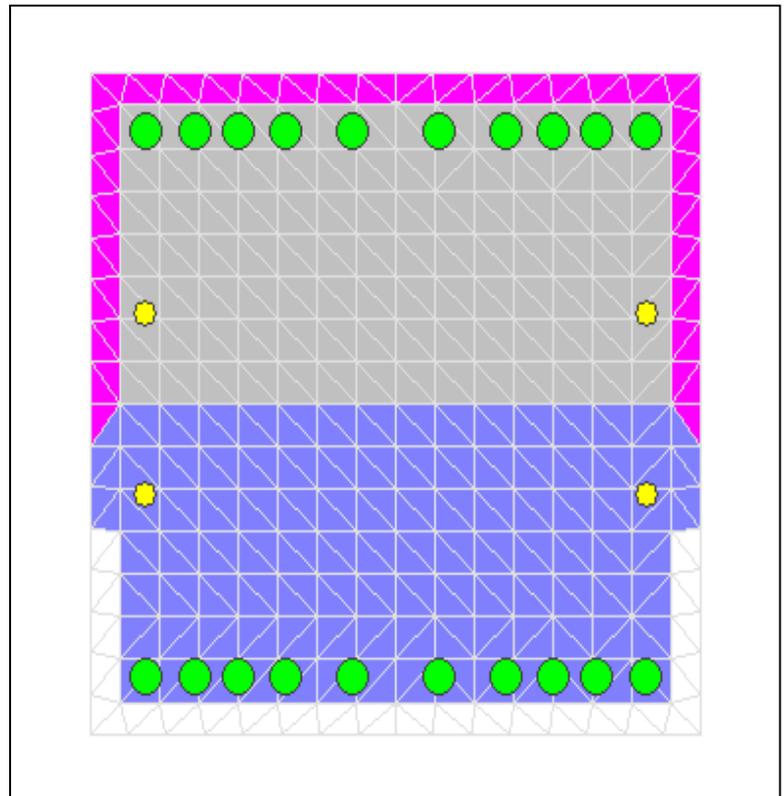
X Centroid:  $-6.206 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.261 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $5.038 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.1416 \times 10^{-19}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.499 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $52.62 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.976 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $3.004 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2160 \times 10^{-3}$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $.7778 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: -61.72 mm  
N.A. at Ultimate: 14.78 mm  
Energy per Length:  $139.2 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.506 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $2.544 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.181  
Plastic Rotation Capacity:  $16.84 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $5.65 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $9.558 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.693 %  
Curvature Ductility: 11.68



## Comments:

User Comments

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 2  
Loading Name: MX0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

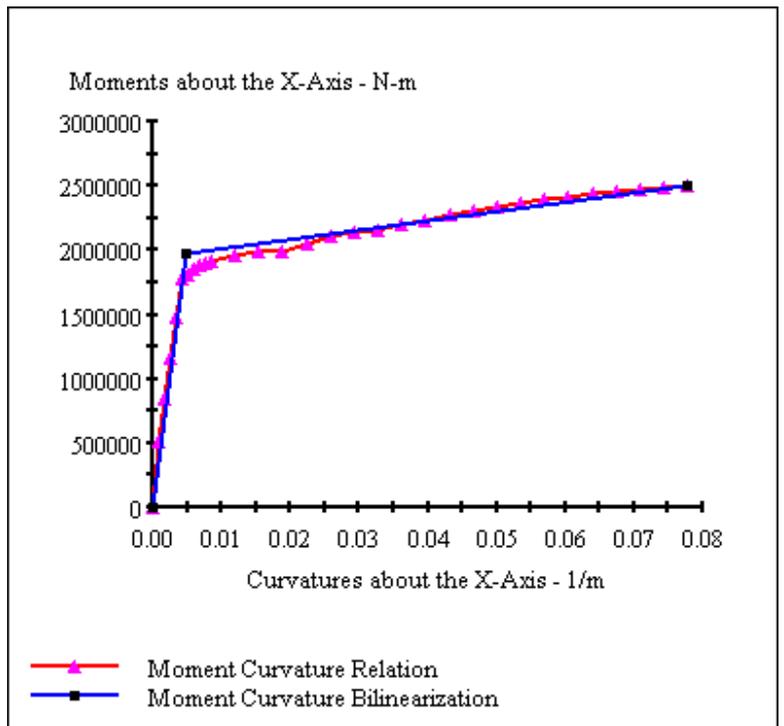
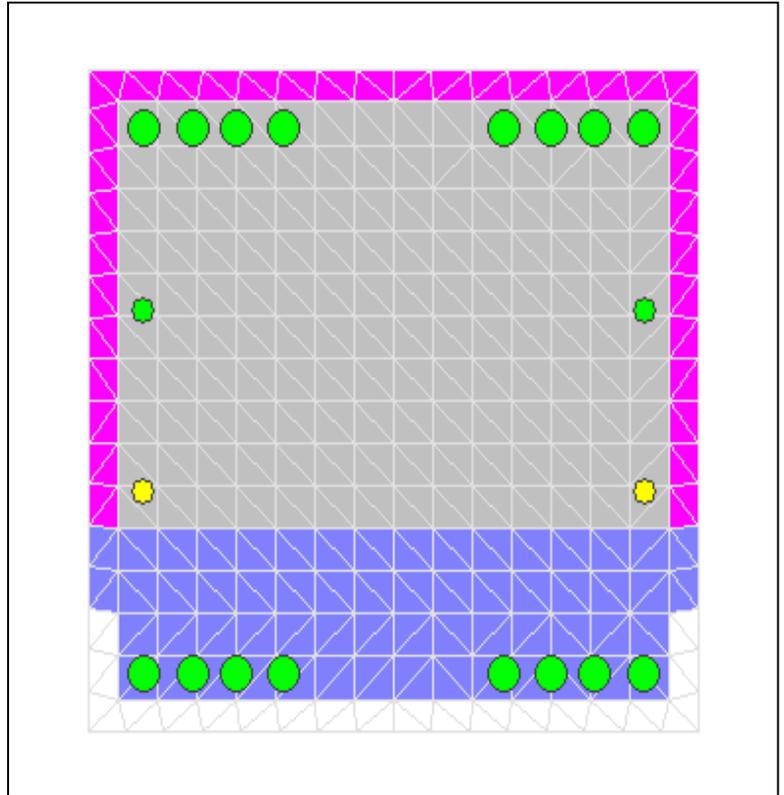
X Centroid: -6449E-14 mm  
Y Centroid: -1.1310E-14 mm  
Section Area: 490.0E+3 mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 1.560E+6 N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain: 33.00E-3 Tension  
Curvature at Initial Load: .1120E-19 1/m  
Curvature at First Yield: 4.242E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 77.83E-3 1/m  
Moment at First Yield: 1.773E+6 N-m  
Ultimate Moment: 2.501E+6 N-m  
Centroid Strain at Yield: .2690E-3 Ten  
Centroid Strain at Ultimate: 10.65E-3 Ten  
N.A. at First Yield: 63.42 mm  
N.A. at Ultimate: 136.8 mm  
Energy per Length: 168.1E+3 N  
Effective Yield Curvature: 4.717E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 1.972E+6 N-m  
Over Strength Factor: 1.268  
Plastic Rotation Capacity: 25.59E-3 rad  
EI Effective: 4.18E+8 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 7.237E+6 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.731 %  
Curvature Ductility: 16.50



## Comments:

User Comments

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 2  
Loading Name: MY0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

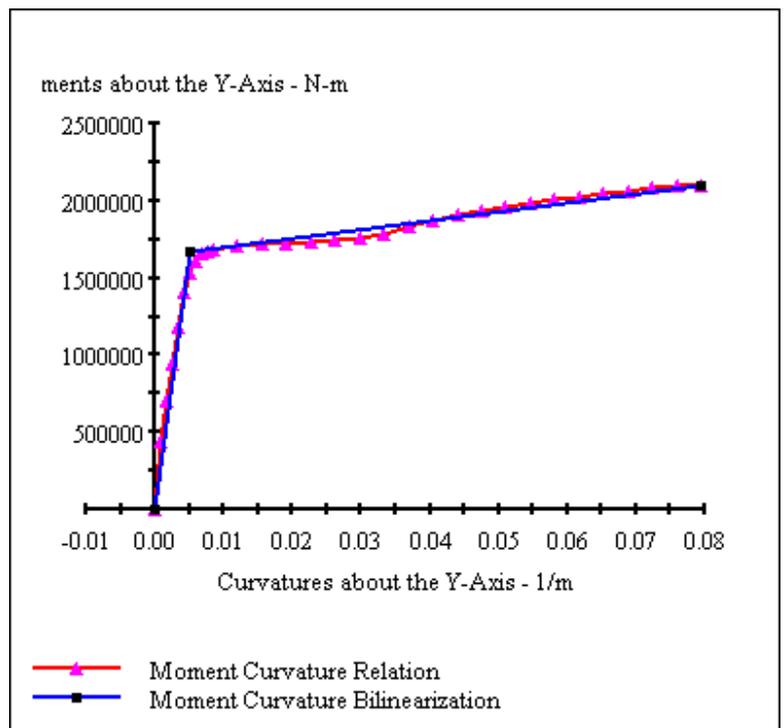
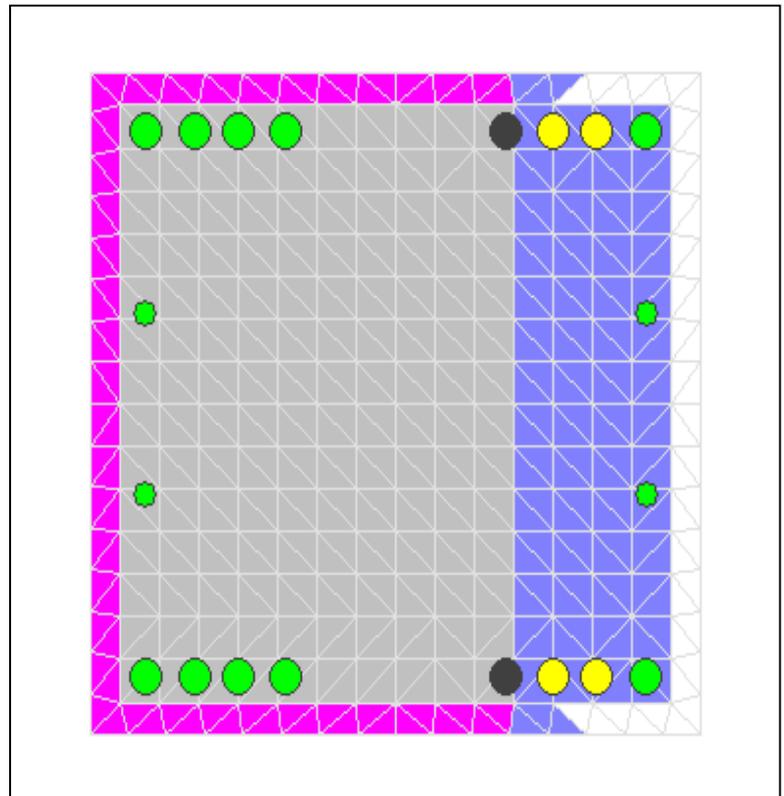
X Centroid:  $-6.449 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.310 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.560 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00 \times 10^{-3}$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $-4.880 \times 10^{-19}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.231 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $79.50 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.402 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.104 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2721 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $10.18 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 64.31 mm  
N.A. at Ultimate: 128.0 mm  
Energy per Length:  $144.7 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $5.044 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.671 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.259  
Plastic Rotation Capacity:  $26.06 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $3.31 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $5.814 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.755 %  
Curvature Ductility: 15.76



## Comments:

User Comments

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 2  
Loading Name: MY0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

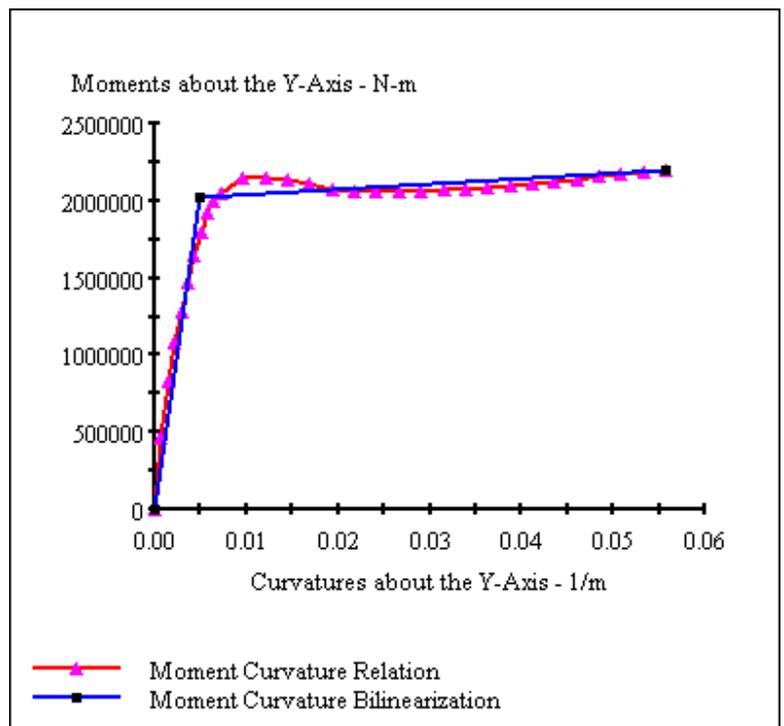
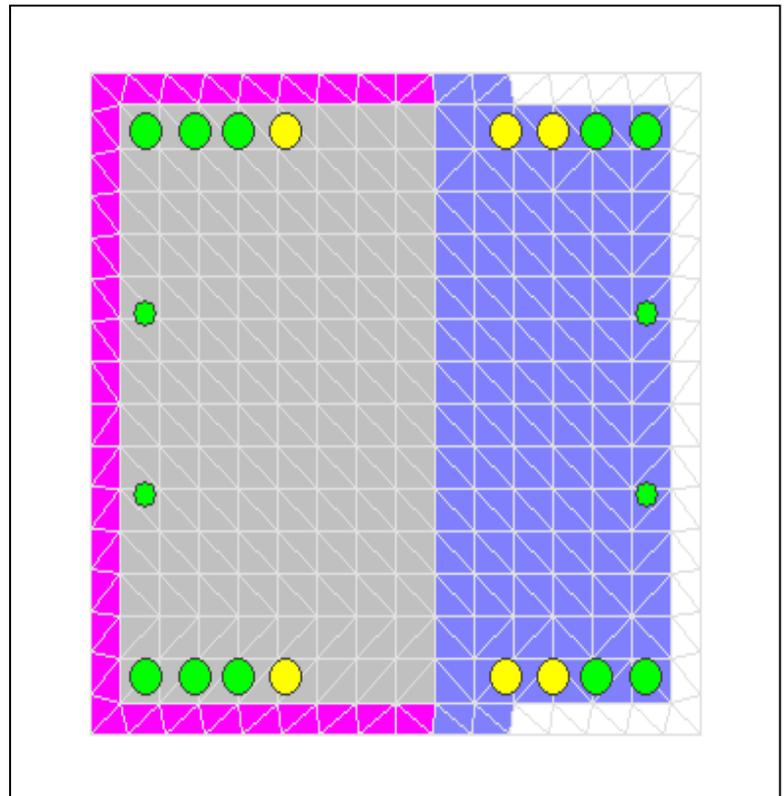
X Centroid:  $-6.449 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.310 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $4.679 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.1574 \times 10^{-18}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.606 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $55.78 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.467 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.197 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.1798 \times 10^{-3}$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $1.728 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: -49.85 mm  
N.A. at Ultimate: 30.98 mm  
Energy per Length:  $112.3 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.975 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $2.024 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.086  
Plastic Rotation Capacity:  $17.78 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $4.07 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $3.408 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .8376 %  
Curvature Ductility: 11.21



## Comments:

User Comments

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 2  
Loading Name: MX0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

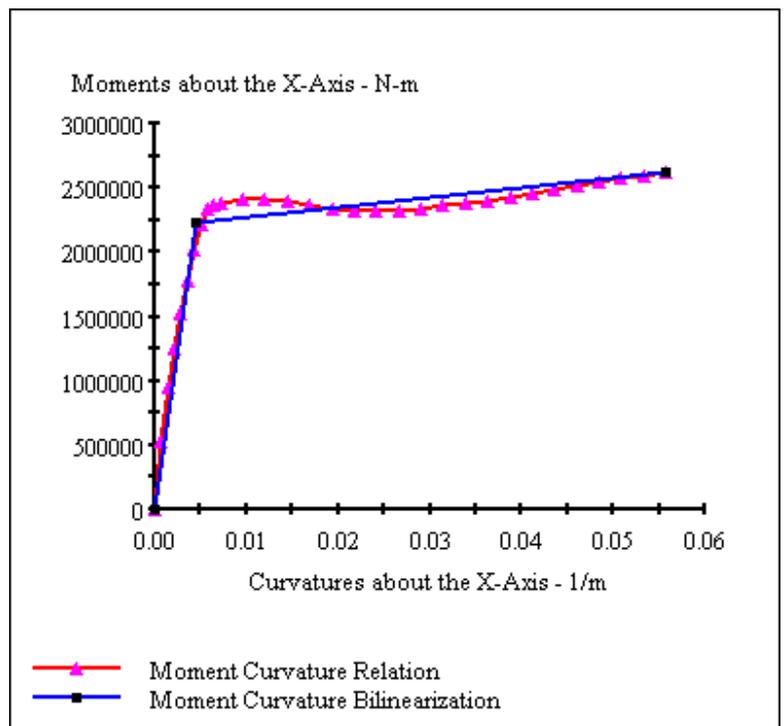
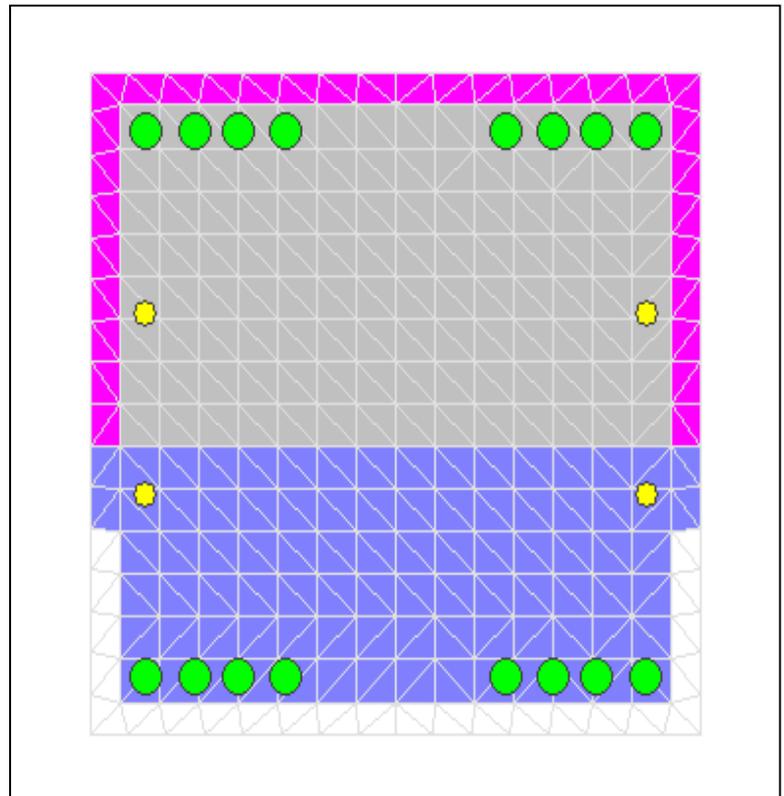
X Centroid:  $-6.449 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.1310 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $4.679 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.1822 \times 10^{-19}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.598 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $55.78 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.775 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.624 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.1827 \times 10^{-3}$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $1.727 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: -50.79 mm  
N.A. at Ultimate: 30.96 mm  
Energy per Length:  $129.5 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.524 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $2.232 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.175  
Plastic Rotation Capacity:  $17.94 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $4.93 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $7.638 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.548 %  
Curvature Ductility: 12.33



## Comments:

User Comments

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 3  
Loading Name: MX0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

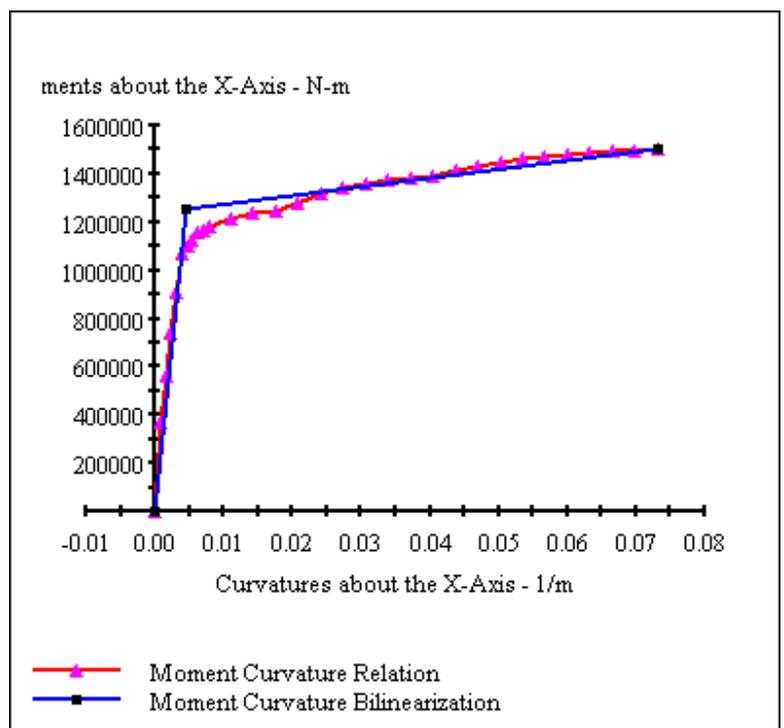
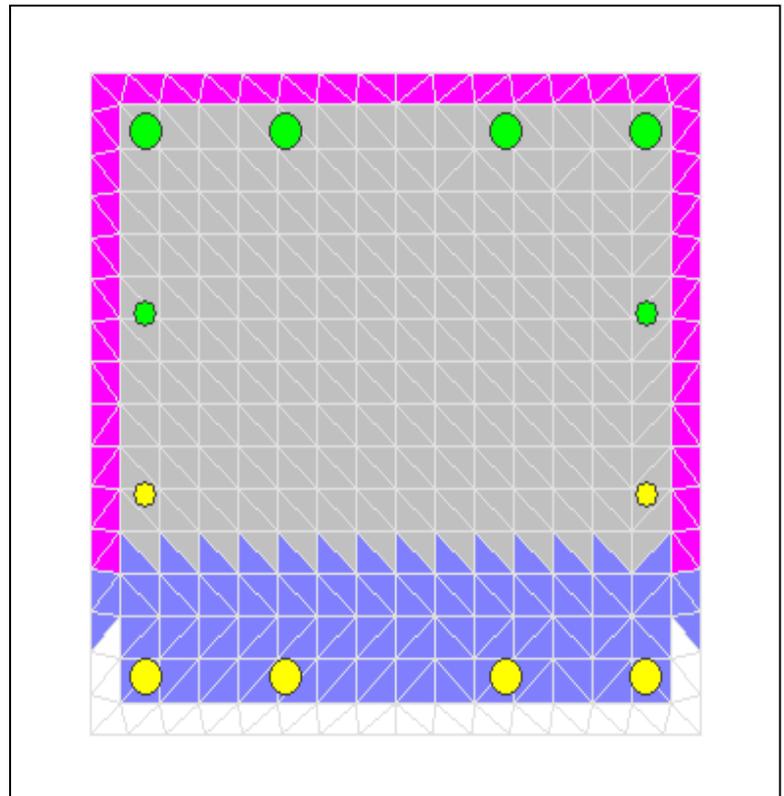
X Centroid: -6.666E-14 mm  
Y Centroid: .1923E-15 mm  
Section Area: 490.0E+3 mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 1.320E+6 N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain: 33.00E-3 Tension  
Curvature at Initial Load: -1.1301E-19 1/m  
Curvature at First Yield: 3.907E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 73.09E-3 1/m  
Moment at First Yield: 1.068E+6 N-m  
Ultimate Moment: 1.501E+6 N-m  
Centroid Strain at Yield: .3651E-3 Ten  
Centroid Strain at Ultimate: 12.02E-3 Ten  
N.A. at First Yield: 93.45 mm  
N.A. at Ultimate: 164.5 mm  
Energy per Length: 97.16E+3 N  
Effective Yield Curvature: 4.579E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 1.252E+6 N-m  
Over Strength Factor: 1.198  
Plastic Rotation Capacity: 23.98E-3 rad  
EI Effective: 2.73E+8 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 3.628E+6 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.327 %  
Curvature Ductility: 15.96



## Comments:

User Comments

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 3  
Loading Name: MY0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

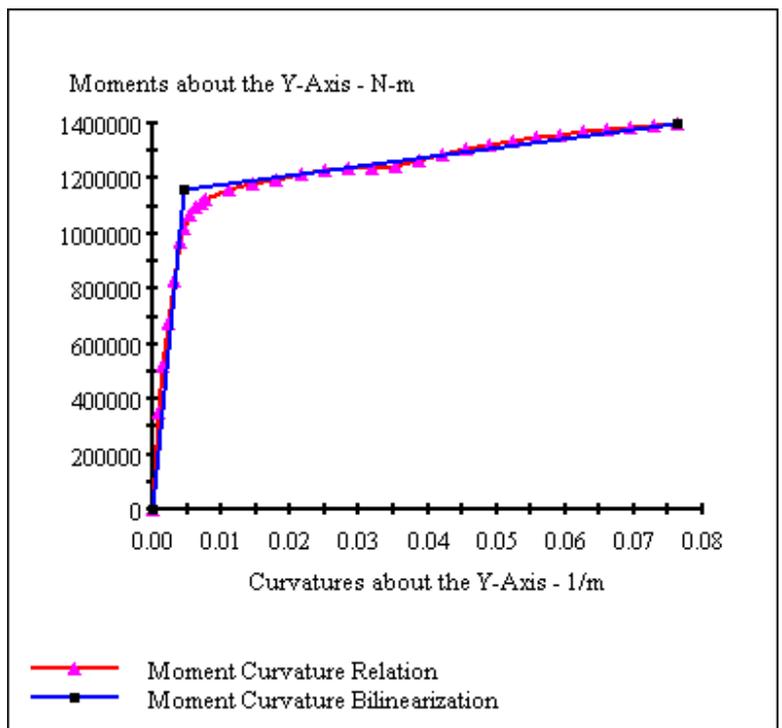
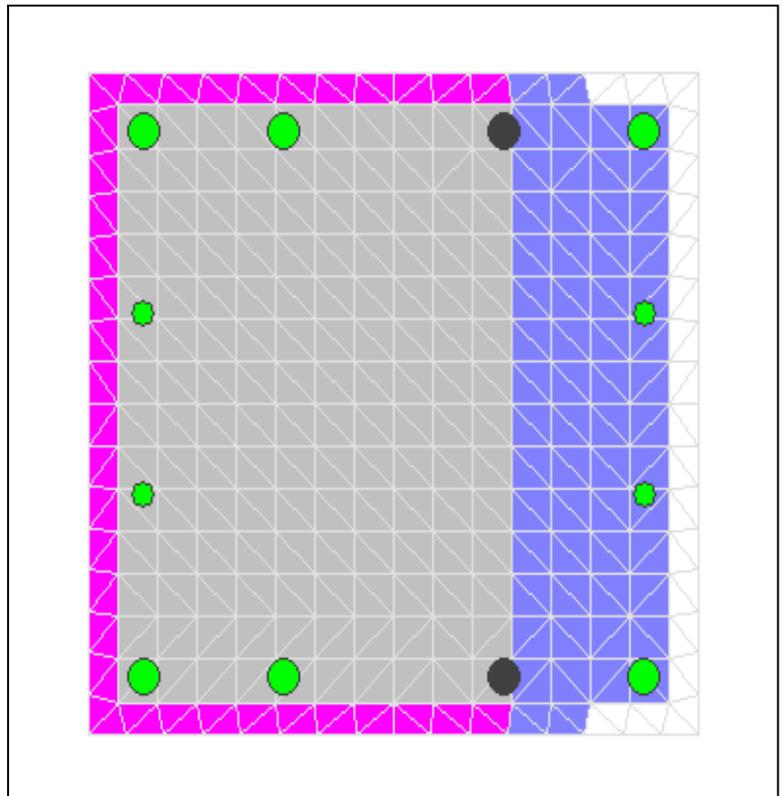
X Centroid: -6.666E-14 mm  
Y Centroid: .1923E-15 mm  
Section Area: 490.0E+3 mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 1.320E+6 N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain: 33.00E-3 Tension  
Curvature at Initial Load: .7101E-19 1/m  
Curvature at First Yield: 3.902E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 76.27E-3 1/m  
Moment at First Yield: 971.8E+3 N-m  
Ultimate Moment: 1.399E+6 N-m  
Centroid Strain at Yield: .3666E-3 Ten  
Centroid Strain at Ultimate: 11.11E-3 Ten  
N.A. at First Yield: 93.94 mm  
N.A. at Ultimate: 145.7 mm  
Energy per Length: 94.46E+3 N  
Effective Yield Curvature: 4.671E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 1.163E+6 N-m  
Over Strength Factor: 1.203  
Plastic Rotation Capacity: 25.06E-3 rad  
EI Effective: 2.49E+8 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 3.297E+6 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.324 %  
Curvature Ductility: 16.33



## Comments:

User Comments

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 3  
Loading Name: MY0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

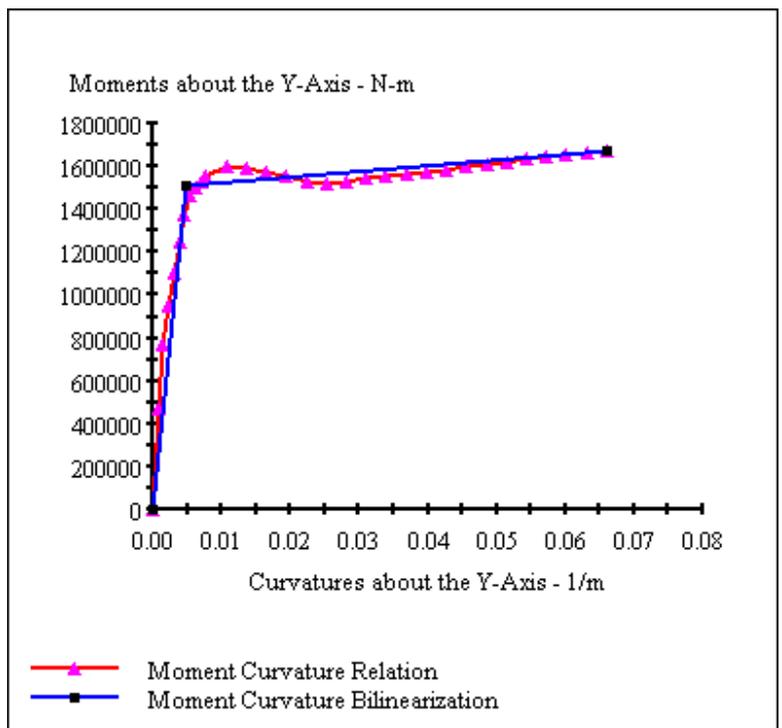
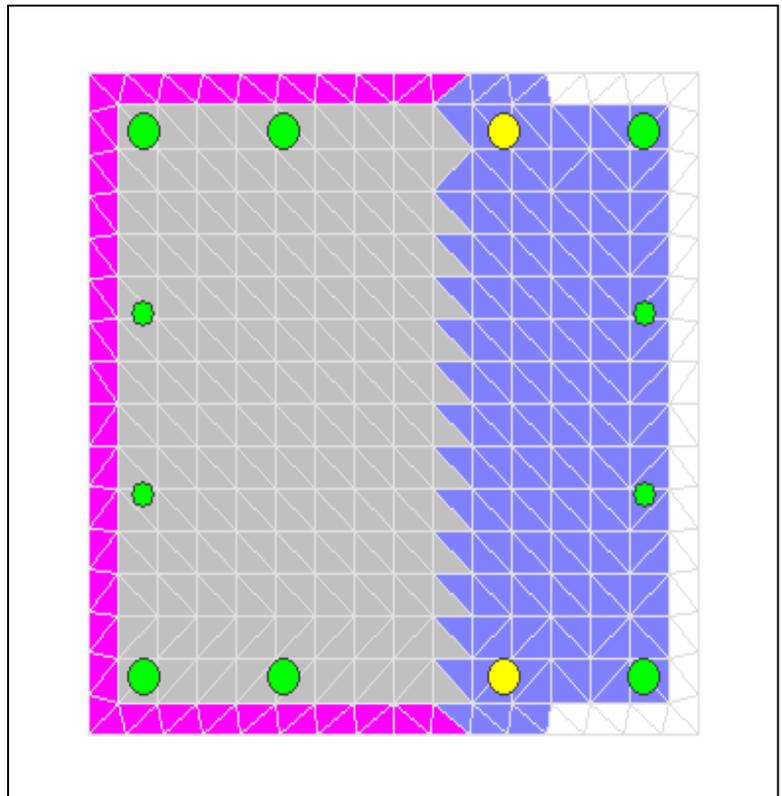
X Centroid: -6.666E-14 mm  
Y Centroid: .1923E-15 mm  
Section Area: 490.0E+3 mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 3.961E+6 N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain: 15.00E-3 Compression  
Curvature at Initial Load: .6820E-20 1/m  
Curvature at First Yield: 3.901E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 66.02E-3 1/m  
Moment at First Yield: 1.247E+6 N-m  
Ultimate Moment: 1.670E+6 N-m  
Centroid Strain at Yield: 80.32E-6 Comp  
Centroid Strain at Ultimate: 4.797E-3 Ten  
N.A. at First Yield: -20.59 mm  
N.A. at Ultimate: 72.67 mm  
Energy per Length: 101.2E+3 N  
Effective Yield Curvature: 4.737E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 1.514E+6 N-m  
Over Strength Factor: 1.103  
Plastic Rotation Capacity: 21.45E-3 rad  
EI Effective: 3.20E+8 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 2.547E+6 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .7967 %  
Curvature Ductility: 13.94



## Comments:

User Comments

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 3  
Loading Name: MX0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 8 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

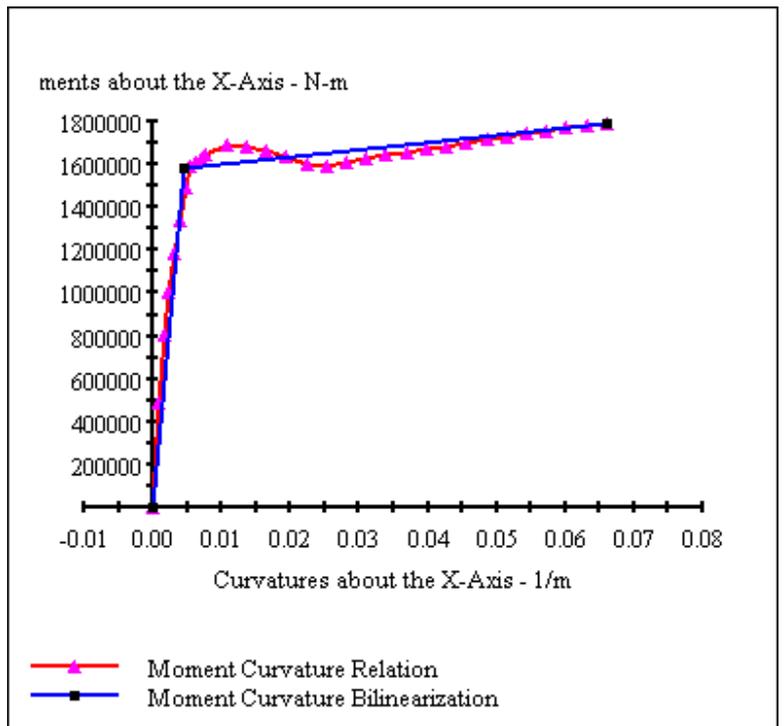
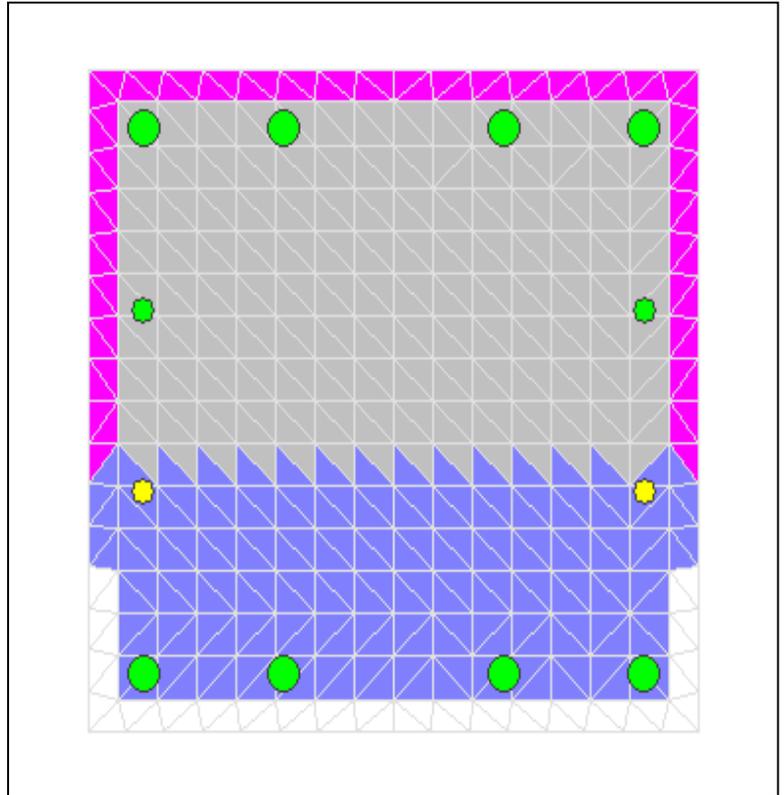
X Centroid: -6.666E-14 mm  
Y Centroid: .1923E-15 mm  
Section Area: 490.0E+3 mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P: 3.961E+6 N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain: 15.00E-3 Compression  
Curvature at Initial Load: -9.209E-20 1/m  
Curvature at First Yield: 3.896E-3 1/m  
Ultimate Curvature: 66.02E-3 1/m  
Moment at First Yield: 1.341E+6 N-m  
Ultimate Moment: 1.793E+6 N-m  
Centroid Strain at Yield: 81.72E-6 Comp  
Centroid Strain at Ultimate: 4.812E-3 Ten  
N.A. at First Yield: -20.97 mm  
N.A. at Ultimate: 72.90 mm  
Energy per Length: 107.4E+3 N  
Effective Yield Curvature: 4.607E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 1.585E+6 N-m  
Over Strength Factor: 1.131  
Plastic Rotation Capacity: 21.49E-3 rad  
EI Effective: 3.44E+8 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 3.382E+6 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .9830 %  
Curvature Ductility: 14.33



## Comments:

User Comments

# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MX0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

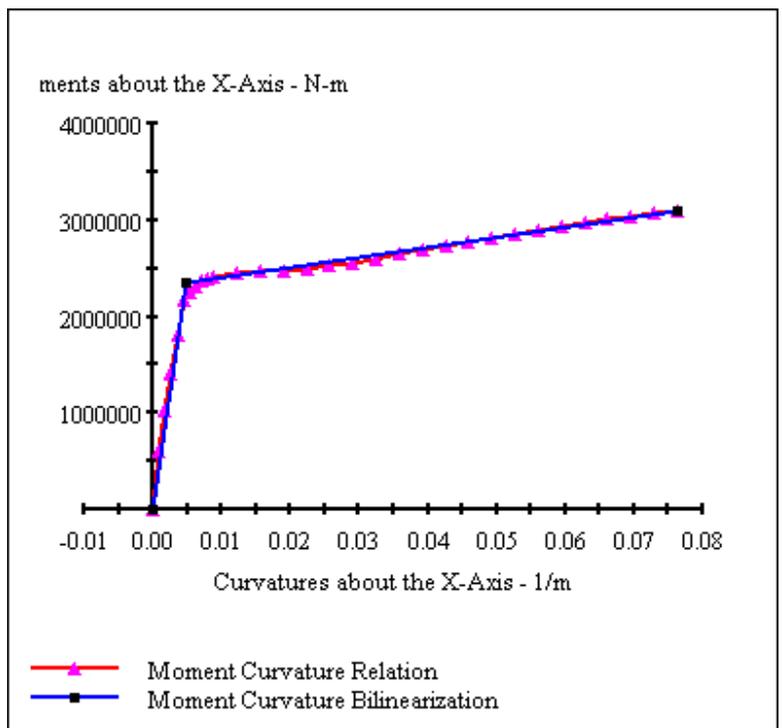
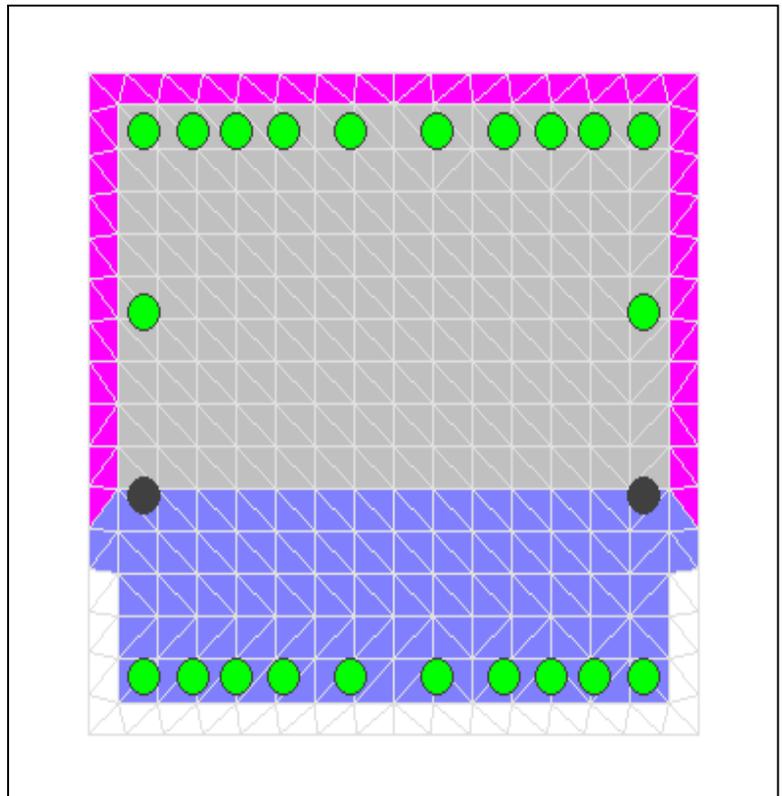
X Centroid:  $-6.087 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.236 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.739 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $-2.390 \times 10^{-20}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.426 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $76.29 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $2.178 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $3.088 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2162 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $7.881 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 48.84 mm  
N.A. at Ultimate: 103.3 mm  
Energy per Length:  $200.2 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.783 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $2.354 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.312  
Plastic Rotation Capacity:  $25.03 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $4.92 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $1.03 \times 10^7$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 2.085 %  
Curvature Ductility: 15.95



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MY0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

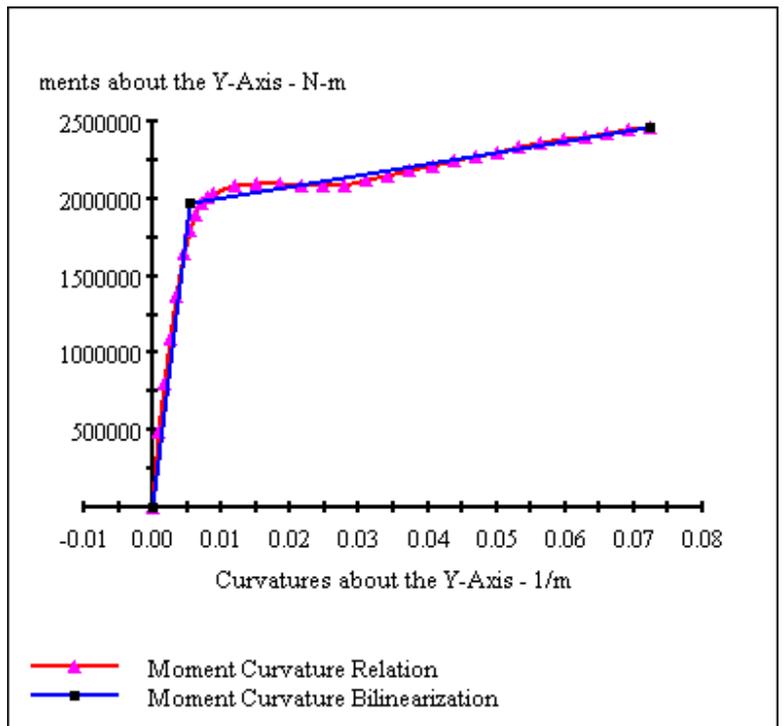
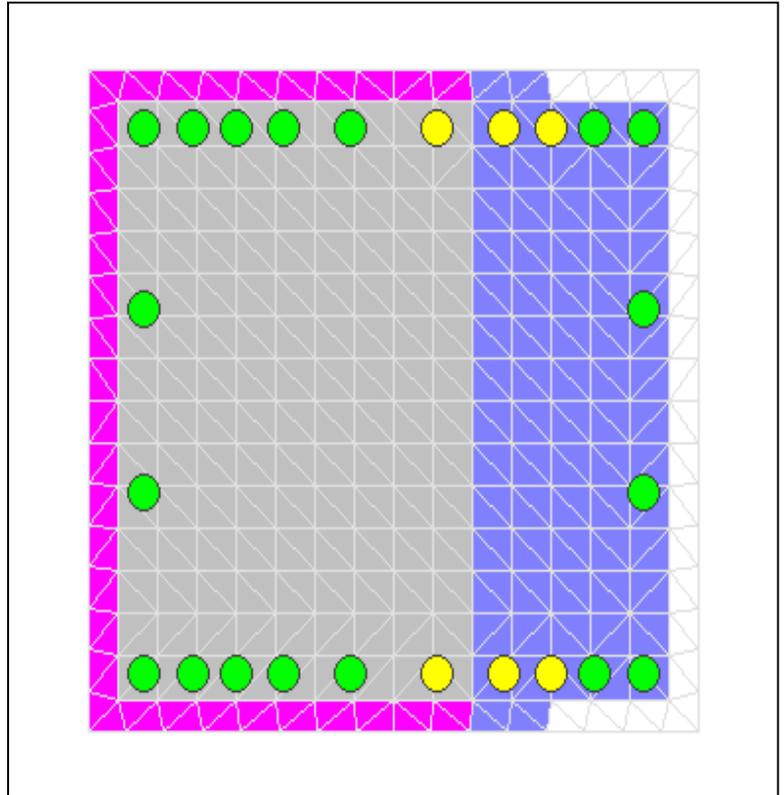
X Centroid:  $-6.087 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.236 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.739 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $-1.168 \times 10^{-18}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.407 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $72.34 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.641 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.467 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2218 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $6.710 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 50.34 mm  
N.A. at Ultimate: 92.76 mm  
Energy per Length:  $154.2 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $5.307 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.977 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.248  
Plastic Rotation Capacity:  $23.46 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $3.73 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $7.317 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.964 %  
Curvature Ductility: 13.63



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MY0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

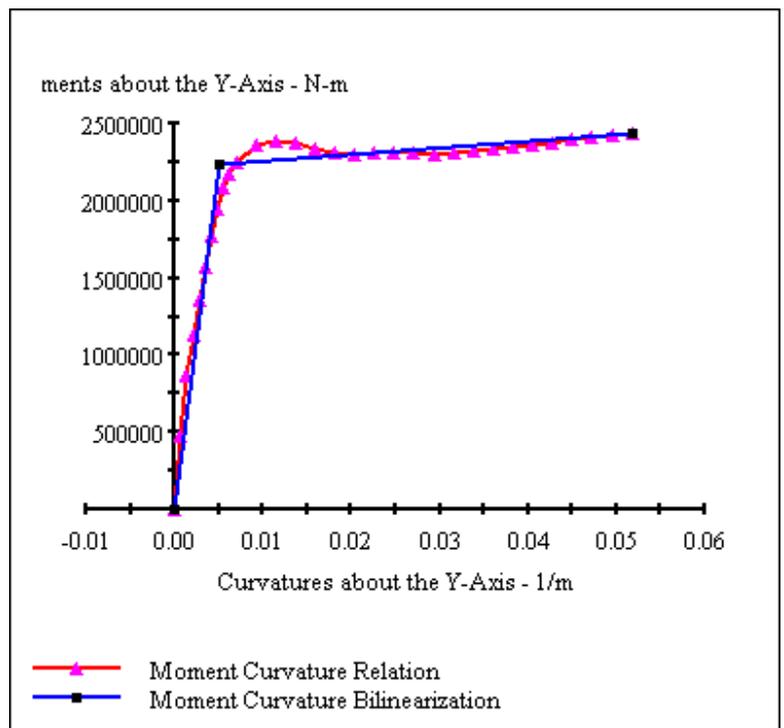
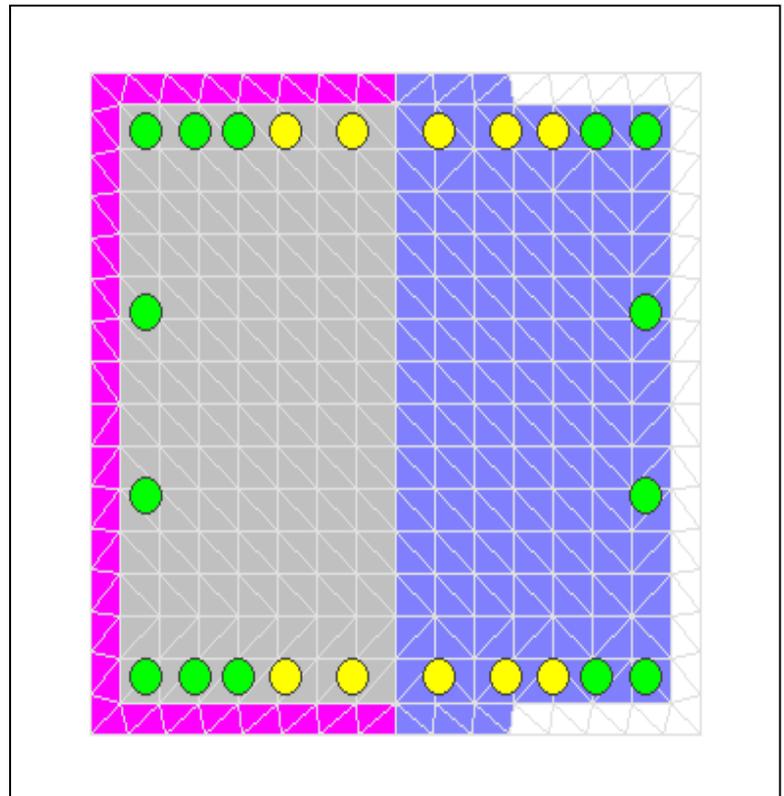
X Centroid:  $-6.087 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.1236 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $5.216 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $-1.1025 \times 10^{-18}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.475 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $51.72 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.571 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.442 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2242 \times 10^{-3}$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $.5152 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: -64.53 mm  
N.A. at Ultimate: 9.961 mm  
Energy per Length:  $115.1 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.961 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $2.242 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.089  
Plastic Rotation Capacity:  $16.37 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $4.52 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $4.276 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .9461 %  
Curvature Ductility: 10.42



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Columna estribos  
Loading Name: MX0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

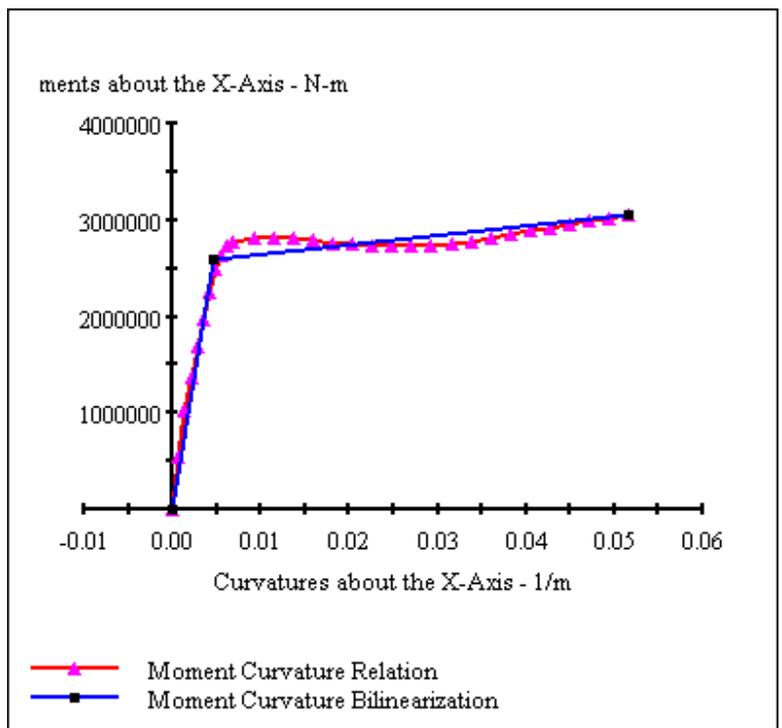
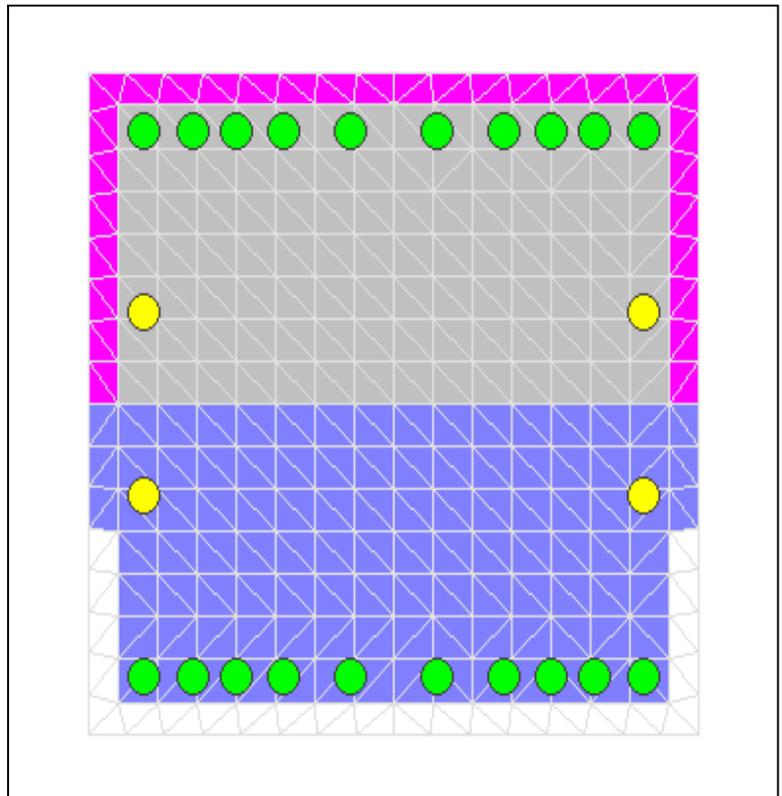
X Centroid:  $-6.087 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.236 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $5.216 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $-5.717 \times 10^{-20}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.466 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $51.68 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.978 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $3.050 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2275 \times 10^{-3}$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $.5124 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: -65.65 mm  
N.A. at Ultimate: 9.915 mm  
Energy per Length:  $139.0 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.556 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $2.600 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.173  
Plastic Rotation Capacity:  $16.49 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $5.71 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $9.535 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.671 %  
Curvature Ductility: 11.34



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 2  
Loading Name: MX0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

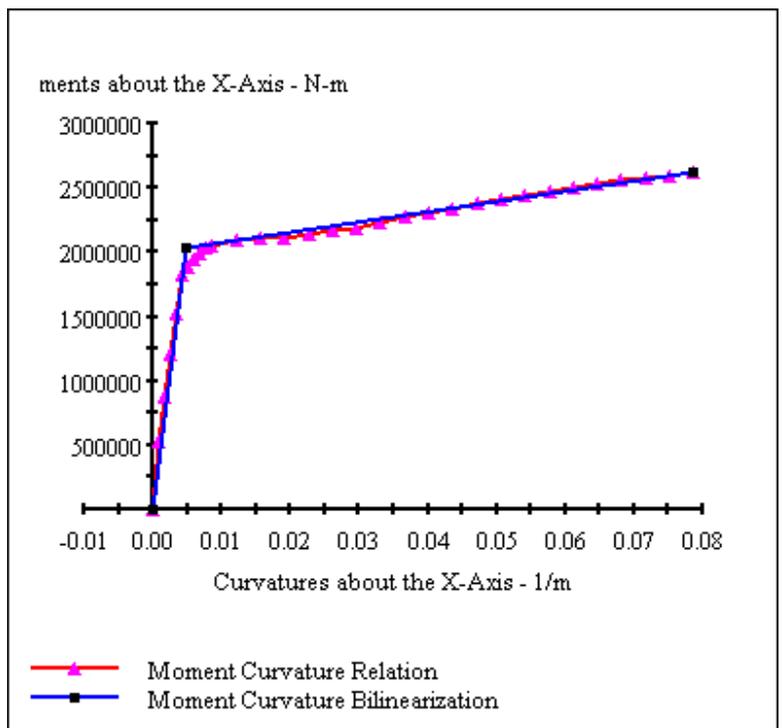
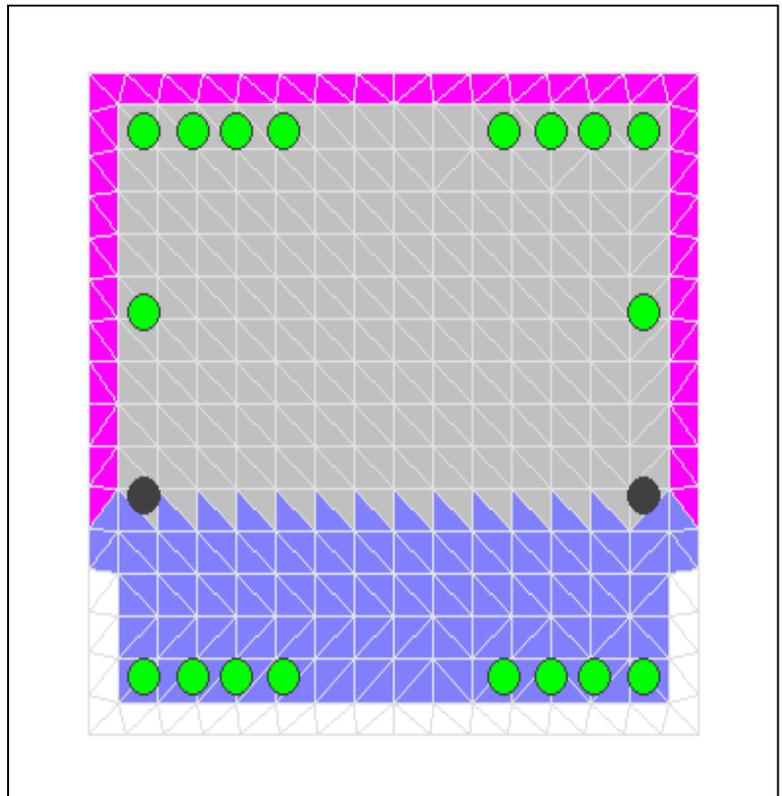
X Centroid:  $-5.785E-14$  mm  
Y Centroid:  $-1.1267E-14$  mm  
Section Area:  $490.0E+3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.619E+6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00E-3$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $-5.261E-21$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.305E-3$  1/m  
Ultimate Curvature:  $78.67E-3$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.825E+6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.616E+6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2509E-3$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $8.596E-3$  Ten  
N.A. at First Yield: 58.28 mm  
N.A. at Ultimate: 109.3 mm  
Energy per Length:  $176.6E+3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.794E-3$  1/m  
Effective Yield Moment:  $2.032E+6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.287  
Plastic Rotation Capacity:  $25.86E-3$  rad  
EI Effective:  $4.24E+8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $7.907E+6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.865 %  
Curvature Ductility: 16.41



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 2  
Loading Name: MY0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

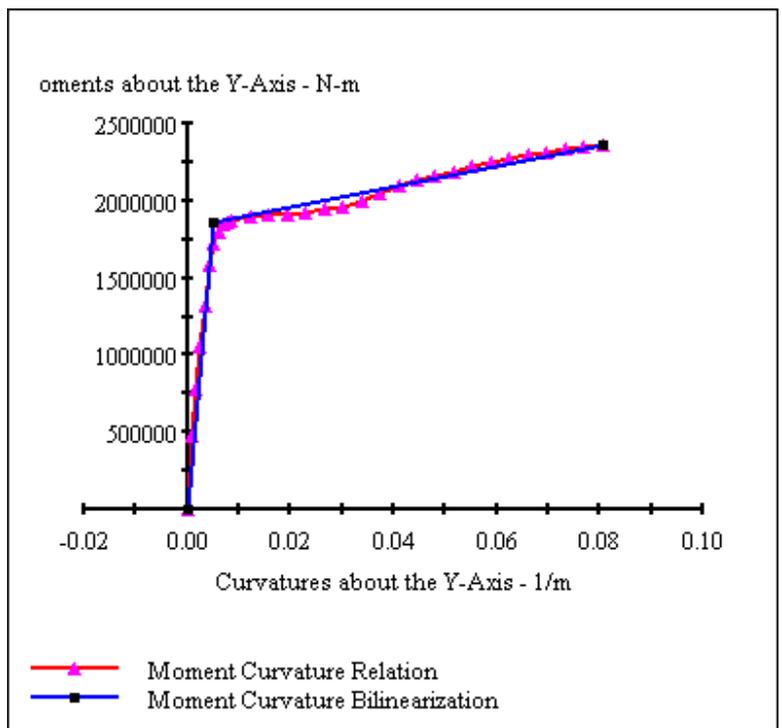
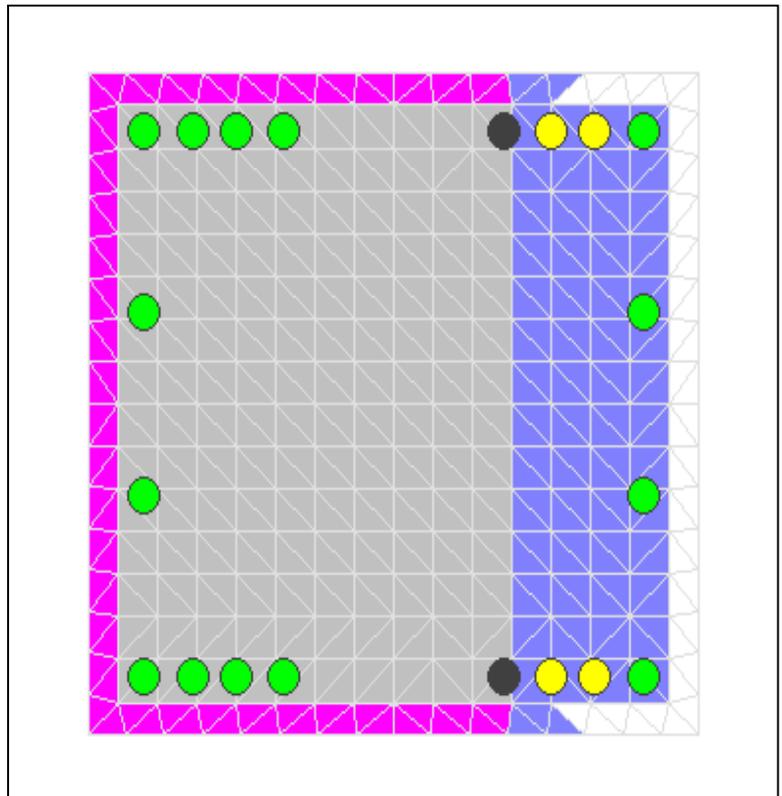
X Centroid:  $-.5785E-14$  mm  
Y Centroid:  $-.1267E-14$  mm  
Section Area:  $490.0E+3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.619E+6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00E-3$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $-.6024E-19$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.302E-3$  1/m  
Ultimate Curvature:  $80.52E-3$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.579E+6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.356E+6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2518E-3$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $9.894E-3$  Ten  
N.A. at First Yield: 58.53 mm  
N.A. at Ultimate: 122.9 mm  
Energy per Length:  $163.6E+3$  N  
Effective Yield Curvature:  $5.057E-3$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.856E+6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.269  
Plastic Rotation Capacity:  $26.41E-3$  rad  
EI Effective:  $3.67E+8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $6.620E+6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.803 %  
Curvature Ductility: 15.92



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 2  
Loading Name: MY0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

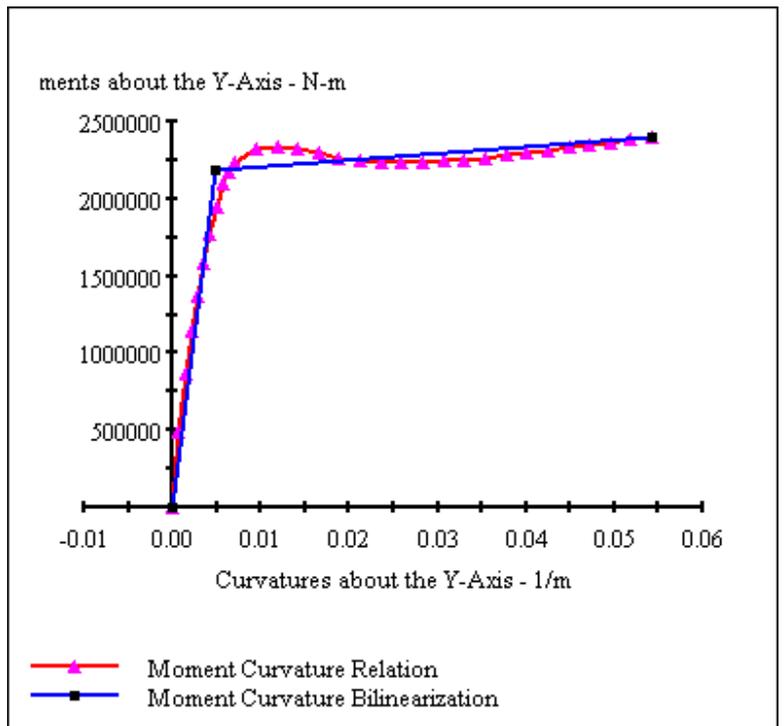
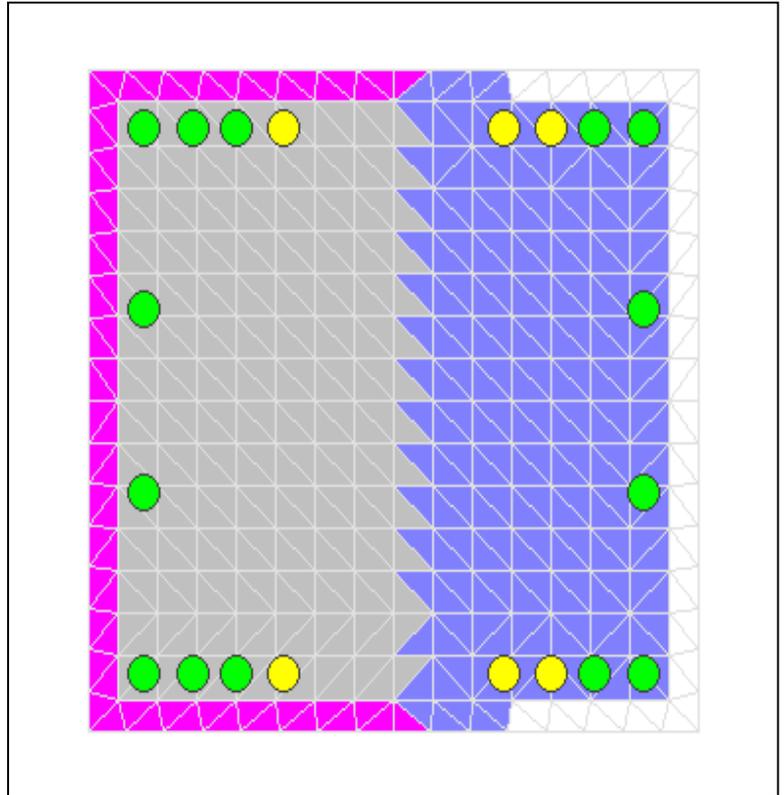
X Centroid:  $-.5785E-14$  mm  
Y Centroid:  $-.1267E-14$  mm  
Section Area:  $490.0E+3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $4.857E+6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00E-3$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $-.1570E-18$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.555E-3$  1/m  
Ultimate Curvature:  $54.26E-3$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.578E+6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.403E+6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.1971E-3$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $1.274E-3$  Ten  
N.A. at First Yield:  $-55.44$  mm  
N.A. at Ultimate:  $23.49$  mm  
Energy per Length:  $118.6E+3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.929E-3$  1/m  
Effective Yield Moment:  $2.187E+6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.098  
Plastic Rotation Capacity:  $17.26E-3$  rad  
EI Effective:  $4.44E+8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $4.366E+6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: .9840 %  
Curvature Ductility: 11.01



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 2  
Loading Name: MX0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

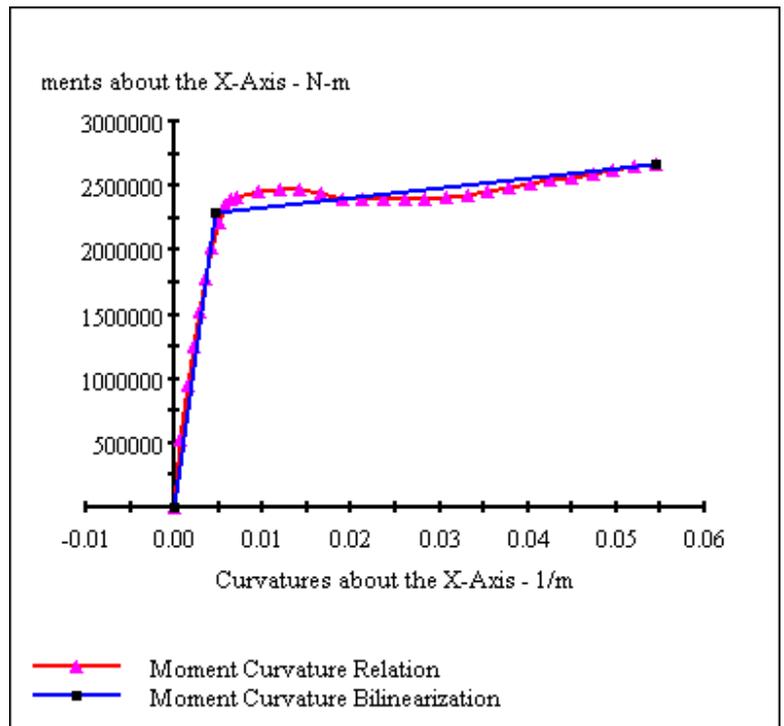
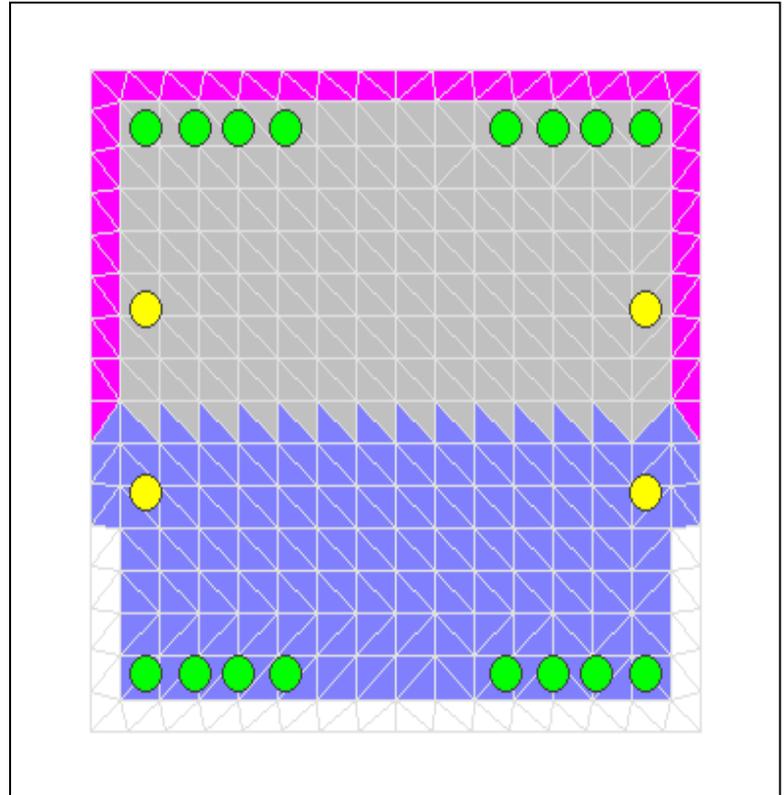
X Centroid:  $-.5785E-14$  mm  
Y Centroid:  $-.1267E-14$  mm  
Section Area:  $490.0E+3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $4.857E+6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00E-3$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $-.3993E-19$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.551E-3$  1/m  
Ultimate Curvature:  $54.38E-3$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.778E+6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.671E+6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.1985E-3$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $1.316E-3$  Ten  
N.A. at First Yield:  $-55.90$  mm  
N.A. at Ultimate:  $24.20$  mm  
Energy per Length:  $128.8E+3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.579E-3$  1/m  
Effective Yield Moment:  $2.292E+6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.165  
Plastic Rotation Capacity:  $17.43E-3$  rad  
EI Effective:  $5.01E+8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $7.604E+6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.519 %  
Curvature Ductility: 11.87



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 3  
Loading Name: MX0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

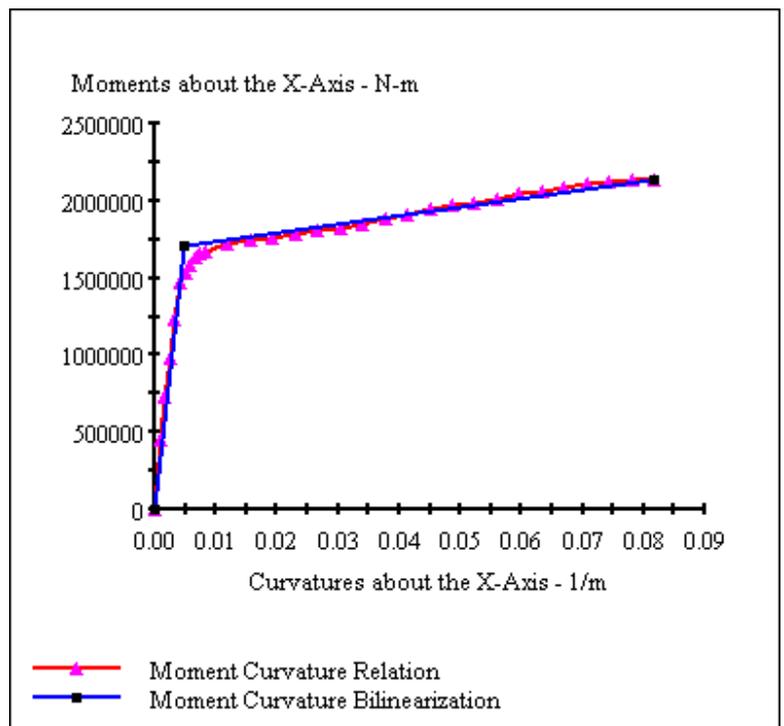
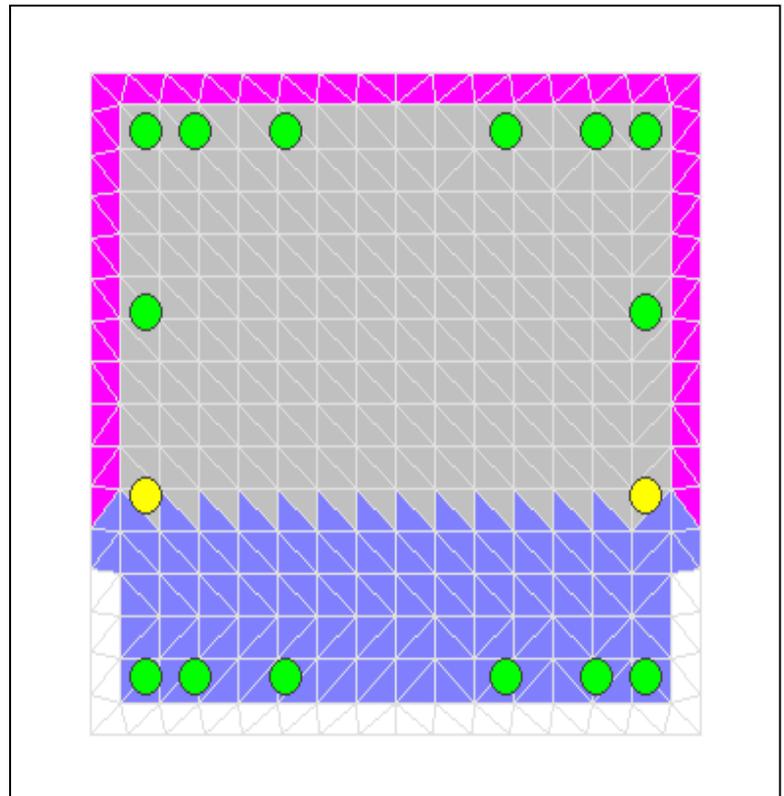
X Centroid:  $-6.016 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.1317 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.499 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.1432 \times 10^{-19}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.165 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $81.72 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.476 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.138 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2912 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $9.510 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 69.92 mm  
N.A. at Ultimate: 116.4 mm  
Energy per Length:  $151.9 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.815 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.706 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.254  
Plastic Rotation Capacity:  $26.92 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $3.54 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $5.625 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.588 %  
Curvature Ductility: 16.97



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 3  
Loading Name: MY0.1PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

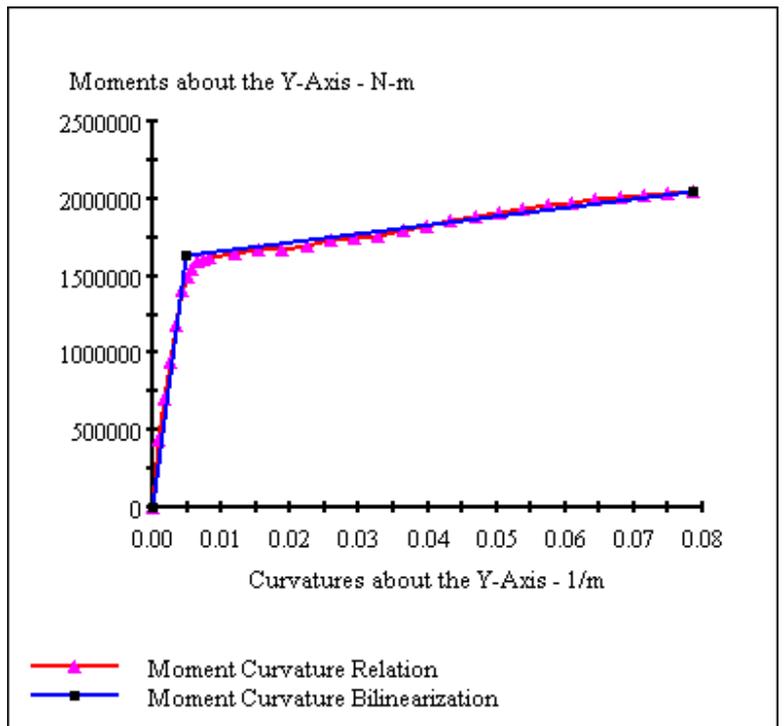
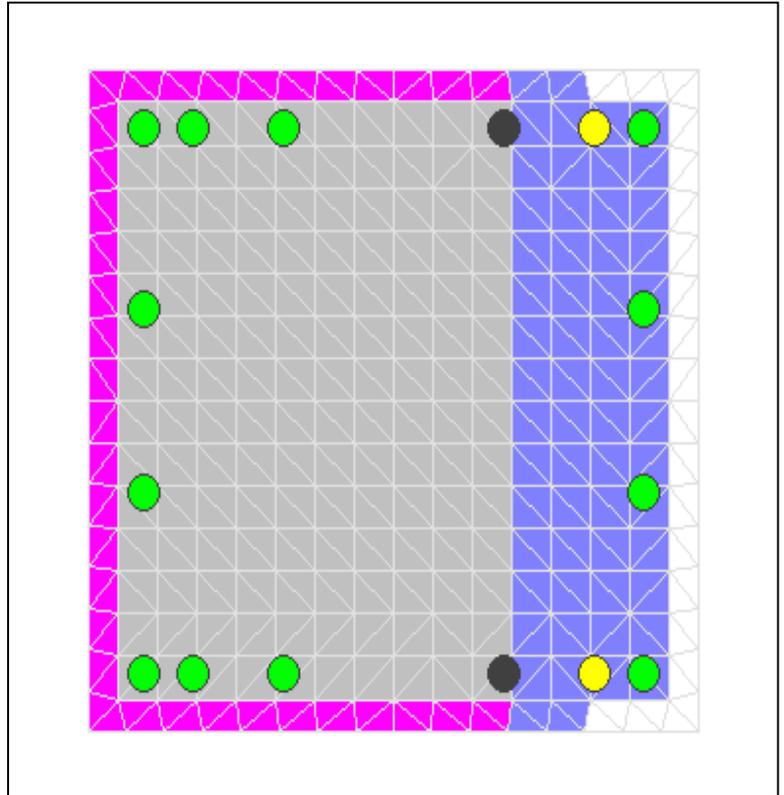
X Centroid:  $-6.016 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.1317 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $1.499 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Acero cubano  
Failure Strain:  $33.00 \times 10^{-3}$  Tension  
Curvature at Initial Load:  $.1375 \times 10^{-18}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $4.164 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $78.48 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.402 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.044 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.2915 \times 10^{-3}$  Ten  
Centroid Strain at Ultimate:  $10.49 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: 70.01 mm  
N.A. at Ultimate: 133.6 mm  
Energy per Length:  $139.4 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.858 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.635 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.250  
Plastic Rotation Capacity:  $25.77 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $3.37 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $5.555 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.650 %  
Curvature Ductility: 16.15



# XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section 3  
Loading Name: MY0.3PO  
Analysis Type: Moment Curvature

Yordanis Yuerte  
CENAIS-UO  
11/06/2014  
Puentes italianos  
Estribos 70 - 10 m  
Page \_\_ of \_\_

## Section Details:

X Centroid:  $-6.016 \times 10^{-14}$  mm  
Y Centroid:  $-1.1317 \times 10^{-14}$  mm  
Section Area:  $490.0 \times 10^3$  mm<sup>2</sup>

## Loading Details:

Constant Load - P:  $4.498 \times 10^6$  N  
Incrementing Loads: Myy Only  
Number of Points: 30  
Analysis Strategy: Displacement Control

## Analysis Results:

Failing Material: Núcleo  
Failure Strain:  $15.00 \times 10^{-3}$  Compression  
Curvature at Initial Load:  $.1439 \times 10^{-18}$  1/m  
Curvature at First Yield:  $3.664 \times 10^{-3}$  1/m  
Ultimate Curvature:  $58.91 \times 10^{-3}$  1/m  
Moment at First Yield:  $1.505 \times 10^6$  N-m  
Ultimate Moment:  $2.210 \times 10^6$  N-m  
Centroid Strain at Yield:  $.1602 \times 10^{-3}$  Comp  
Centroid Strain at Ultimate:  $2.650 \times 10^{-3}$  Ten  
N.A. at First Yield: -43.73 mm  
N.A. at Ultimate: 44.98 mm  
Energy per Length:  $117.5 \times 10^3$  N  
Effective Yield Curvature:  $4.772 \times 10^{-3}$  1/m  
Effective Yield Moment:  $1.959 \times 10^6$  N-m  
Over Strength Factor: 1.128  
Plastic Rotation Capacity:  $18.95 \times 10^{-3}$  rad  
EI Effective:  $4.11 \times 10^8$  N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective:  $4.629 \times 10^6$  N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Harding Slope: 1.127 %  
Curvature Ductility: 12.34

