

TITULO: ALMACENAMIENTO COMPACTO DE ELEMENTOS COMBUSTIBLES IRRADIADOS (ECI) PARA LA CENTRAL NUCLEAR ATUCHA I

AUTORES: antonaccio, c.(*) (antonacciocarlos@uol.com.ar) - conde, a.(*) (condealb@uol.com.ar) - flores, a.(*) - masciotra, h.(*) - sala, g.(*) (guilhermosala@uol.com.ar) - zanni, p.(*)

(*) - NUCLEOELECTRICA ARGENTINA S.A. (NASA)

RESUMEN: La Central Nuclear Atucha I posee dos edificios con piletas de almacenamiento de elementos combustibles irradiados (ECI). La capacidad de almacenamiento disponible para las instalaciones es del 8% y 26% de su capacidad total. Según las previsiones adoptadas para el quemado y el rendimiento de generación de la central, para el año 2008 debiera completarse la totalidad de las posiciones disponibles para colocar los ECI en las correspondientes perchas de almacenamiento.

Las perchas son conjuntos estructurales de acero inoxidable consistentes en una viga cajón y peines dispuestos transversalmente, donde se "enhebran" los mecanismos de acople de cada ECI. Estos conjuntos se apoyan en vigas longitudinales que recorren lateralmente cada piletta de almacenamiento, las cuales descargan a su vez en cuatro (4) ménsulas en cada lado de las piletas.

La intervención debe realizarse en la Casa de Piletas II, la cual posee mayor capacidad de almacenamiento disponible. Las piletas construidas en la Casa II, son cuatro (4) en total para almacenamiento de ECI, más una (1) de trabajo. Las cuatro de almacenamiento poseen dos niveles de ubicación de las perchas (superior e inferior).

En el nivel inferior (-10960) se ubican las perchas dobles que almacenan como máximo 224 ECI en total cada una. En cada nivel se instalan 4 (cuatro) perchas por cada piletta.

En el nivel superior (-4770) se ubican las denominadas perchas simples que almacenan hasta 140 ECI en total cada una. En cada nivel se colocan 6 (seis) unidades por piletta, excepto en una en las que se instalan sólo 5 (cinco).

La totalidad de ECI que, según el diseño original, se almacena es de 6804 posiciones, para completar la capacidad máxima de almacenamiento en la Casa de Piletas II.

Considerando las mejoras introducidas en el rendimiento del quemado de EC y factores de carga razonables para la operación de la central (217 ECI/año), se considera adecuado alcanzar el aumento en la capacidad de almacenamiento original un 25%, alcanzando de este modo hasta el año 2014, fecha estimada como límite para la operación comercial de la planta.

El mencionado 25%, es el porcentaje máximo de aumento de capacidad portante que admiten los soportes laterales de la viga longitudinal de las piletas de almacenamiento, luego de los análisis realizados con métodos de cálculo adecuados.

Mediante métodos de cálculo convencionales y por elementos finitos (éstos últimos se presentan en el informe) se han analizado los soportes ménsulas laterales y sus correspondientes anclajes. Este análisis fue decisivo para definir el porcentaje de incremento admisible de almacenamiento. Los elementos críticos se reconocen en los pernos de anclaje embutidos en el hormigón.

Bajo los mismos métodos analíticos y tomando en consideración las condiciones de diseño involucradas, se verificaron los componentes estructurales de las perchas (viga cajón y peines) de acuerdo con los nuevos diseños. Asimismo se modelizó la viga longitudinal. En todos los casos se tomó en consideración el peso en agua de cada ECI y la correspondiente carga de la herramienta de

izaje. Los resultados alcanzados en todos los casos se consideraron admisibles, conforme las normas de aplicación.

La modificación a la instalación consiste en incrementar de 140 ECI a 168 ECI la capacidad de la totalidad de las perchas simples y de 224 ECI a 310 ECI la capacidad de las perchas dobles extremas en cada nivel. En sumatoria, se obtienen 1332 posiciones y 6 años adicionales de almacenamiento.

Para alcanzar la optimización de las nuevas posiciones, con la consiguiente introducción de las perchas con el nuevo diseño, deben recolocarse aproximadamente 5000 ECI.

El régimen de movimientos de ECI adoptados para la optimización de la ubicación de los ECI se incrementa a 6 ECI/día.

Las modificaciones en las perchas simples consisten en incrementar de 5 ECI a 6 ECI en cada peine. El total de peines es de 28. Para las dobles se producen dos tipos de modificaciones: se incrementa de 8 ECI a 10 ECI cada peine doble y se aumenta de 28 a 31 el número de peines por percha.

Los análisis térmico y neutrónico, admiten la posibilidad de esta modificación.

El presupuesto de la modificación asciende a un monto de \$ 1.000.000.-, a erogar en tres años. El costo de la alternativa de construir una nueva pileta de almacenamiento, según la necesidad futura, ascendería como mínimo a \$ 5.000.000.- Este monto no incluye el costo de la provisión de siete perchas, las cuales no fueron suministradas con los componentes originales de la Casa de Piletas II. Estas perchas, con la introducción de las modificaciones, se encuentran en gestión de compra

ABSTRACT: The object of this report is to verify the possibility to increase the available storage of irradiated fuel assemblies, placed in the spent fuel pools of the Atucha I NPP. There is intends the realization of structural modifications in the storage bracket-suspension beam (single and double) for the upper and lower level of the four spent fuel pools. With these modifications that increase the storage capacity 25%, would arrive until the year 2014, it dates dear for the limit of the commercial operation of NPP. The increase of the capacity in function of the permissible stress for the supports of the bracket-suspension beam. They should be carried out 5000 re-accommodations of irradiated fuel assemblies. The task would demand approximately 3 years.

ANALISIS DE SOPORTES - NIVEL INFERIOR

1. OBJETO

El propósito de este trabajo es el de calcular y evaluar el nivel de esfuerzos y tensiones en los soportes de las vigas de apoyo de las bandejas del nivel inferior de las piletas de almacenamiento de los elementos combustible (E.C.) de la Central Nuclear Atucha I (CNA I).

2. ALCANCE

Este informe se refiere e incluye a los siguientes componentes:

- 2.1. Ménsula de soporte de las vigas longitudinales
- 2.2. Pernos de anclaje en el hormigón

3. INTRODUCCION

En este trabajo se calculan los esfuerzos, tensiones y deformaciones para la condición de carga que resulta de la configuración de diseño original, se identifica el componente o sección crítica y se estima la magnitud del incremento potencial en la carga actuante sobre el soporte.

4. DESCRIPCION

4.1. Generalidades

Los cálculos de verificación estructural se realizan utilizando un modelo discreto que se resuelve mediante la aplicación del Método de los Elementos Finitos (M.E.F.) [Ref. 50.3].

La utilización de esta herramienta de cálculo tiene la ventaja de incluir buena parte de los detalles geométricos y físicos del soporte, los pernos permitiendo representar de un modo apropiado el modo que las cargas son repartidas entre los distintos componentes, incluyendo la interacción de los pernos con el hormigón.

Esto hace posible una descripción precisa que conduce a resultados mucho más representativos del comportamiento real del sistema.

4.2. Descripción del Modelo de Elementos Finitos

El modelo de E.F. que se presenta en detalle en el Apéndice I incluye todos los componentes del soporte (placa horizontal de asiento del perfil, escuadras de refuerzo y placa de apoyo), además de los pernos de anclaje.

Se adoptan las siguientes hipótesis básicas:

- 4.2.1. Material isótropo e indefinidamente elástico y lineal.
- 4.2.2. Linealidad geométrica.
- 4.2.3. Los componentes del soporte guardan proporciones geométricas tales que pueden representarse en forma adecuada mediante elementos de cáscara delgada SHELL4 [Ref. 50.3].
- 4.2.4. Los pernos de anclaje trabajan primariamente a la tracción y corte, razón por la cual se representan mediante elementos de barra TRUSS3D [Ref. 50.3].
- 4.2.5. Se desprecia la adherencia entre los pernos y el hormigón, suponiendo que el anclaje se produce en los flejes soldados a los extremos libres de aquellos.
- 4.2.6. La placa de apoyo no está en contacto directo con el hormigón aún en la zona de compresión. Esta hipótesis se fundamenta en dos observaciones:
 - Los pernos de anclaje están soldados a la placa de apoyo impidiendo deslizamientos relativos entre ambos componentes.
 - No se aplica *grouting* de compensación que asegure un buen contacto entre el hormigón y la placa de apoyo.
- 4.2.7. En línea con la hipótesis anterior, se desprecia la fricción entre la placa de apoyo y el hormigón, de modo que toda la carga vertical es tomada por corte en los pernos

de anclaje y transferida al hormigón circundante por aplastamiento. Los elementos representativos de los pernos están soportados transversalmente en el extremo del lado de la placa de anclaje, mediante apoyos elásticos que representan en modo aproximado la rigidez del hormigón al aplastamiento.

4.3. Cálculo de esfuerzos y tensiones mediante el modelo de Elementos Finitos

4.3.1. Pernos de anclaje

En las Tablas siguientes se incluyen los resultados más relevantes de los cálculos cuyo detalle se incluye en el Apéndice I.

Tabla 1 – Tensiones sobre los pernos de anclaje más solicitados.

Estado de Cargas	σ [kgf/cm ²]		τ [kgf/cm ²]		S [kgf/cm ²]	
	Calc.	Adm.	Calc.	Adm.	Calc.	Adm.
H	480	1.339	324	670	738	1.339
HZ	1.455	1.500	369	750	1.589	1.500

4.3.2. Soporte

De las Figs. I-5(a) a (d) pueden obtenerse los valores de la máxima tensión de Von Mises sobre el soporte que se resumen en la Tabla 2.

Tabla 2 – Tensiones máximas para el soporte

	Tensiones de Membrana [kgf/cm ²]		Tensiones de Membrana + Flexión [kgf/cm ²]	
	Calculada	Admisible	Calculada	Admisible
Cargas Verticales	619	1.356¹	643	2.034²
Cargas Totales	1.200	2.034²	2.000	2.237²

4.4. Desgarramiento del Hormigón

La tensión máxima de desgarramiento en el hormigón de anclaje es de 2,80 kgf/cm² (Apéndice II), valor que está por debajo del valor admisible para este tipo de sollicitación [Ref. 50.14].

5. CONCLUSIONES

A partir de los resultados de las verificaciones realizadas en el presente trabajo, pueden concluirse que, dado el nivel de tensiones en el soporte y en los pernos de anclaje para la configuración actual, no es posible aumentar la capacidad de almacenamiento de E.C. a expensas de un incremento en la carga por encima de los valores de diseño indicados en el Doc. 49.7.

¹ Valor admisible para tensiones primarias de membrana

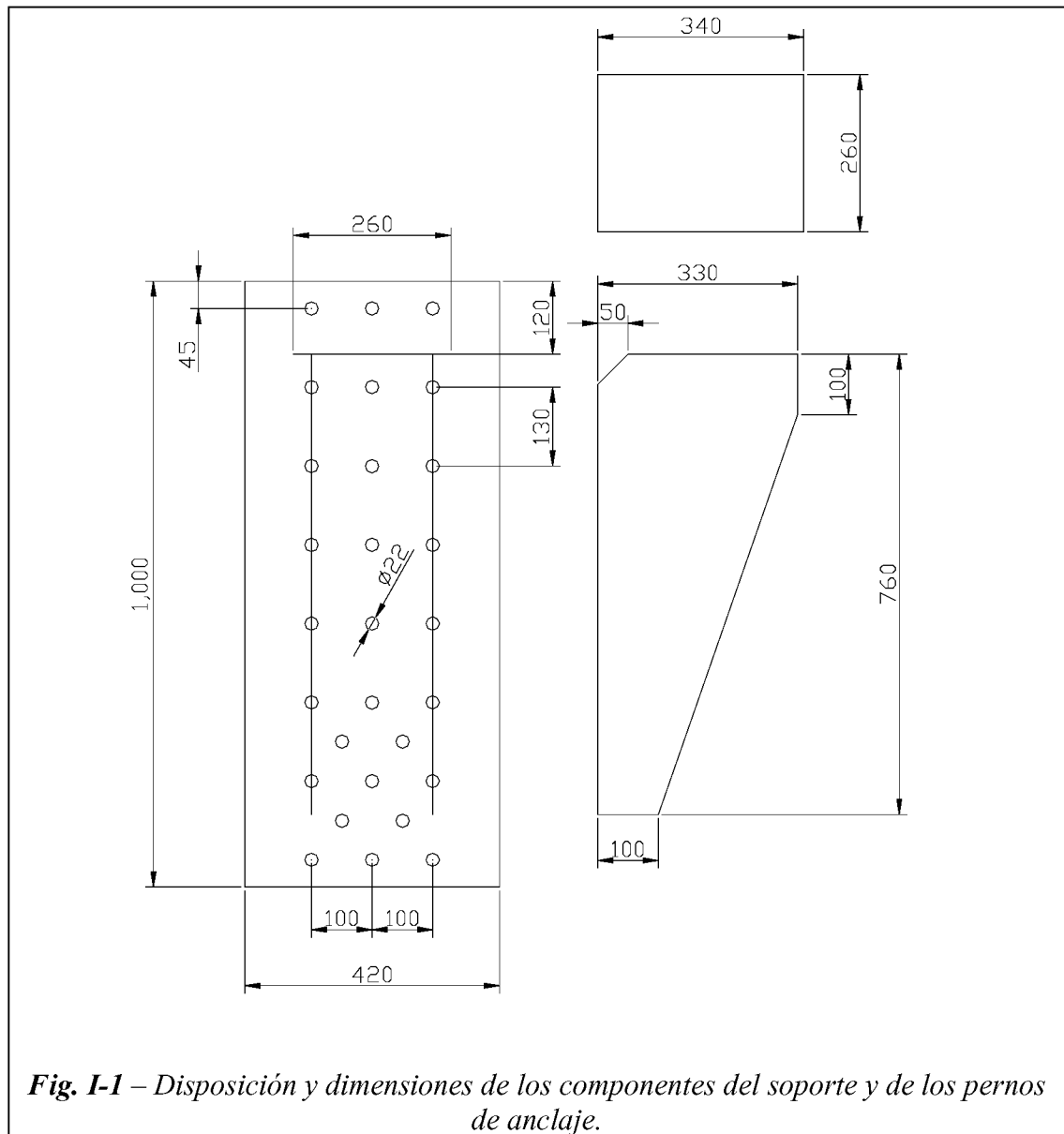
² Valor admisible para tensiones primarias de flexión

APENDICE I

Modelo de Elementos Finitos del Soporte y los Pernos de Anclaje

I.1. Geometría del modelo

La disposición y dimensiones generales de los componentes se muestran en la Fig. I-1, donde puede apreciarse que las dimensiones de la placa de apoyo de la viga longitudinal y las escuadras han sido consideradas con sus verdaderas dimensiones, sin adicionar el semi-espesor de la placa de apoyo.



I.2. Cargas aplicadas

Las cargas y momento de cálculo se obtienen del Doc. 49.7 y valen:

Carga vertical $V = 335 \text{ kN} = 34.149 \text{ kgf}$

Carga Transversal $T = 100 \text{ kN} = 10.194 \text{ kgf}$

Carga Longitudinal $L = \pm 91 \text{ kN} = \pm 9.183 \text{ kgf}$

Momento al nivel de la placa de asiento de la viga longitudinal

$$M = 32,66 \text{ kN.m} = 332.926 \text{ kgf.cm}$$

I.3. Modelo discreto

En la Fig. I-2 se muestra el modelo discreto utilizado para la simulación numérica del comportamiento estructural del soporte y los pernos de anclaje. El modelo consiste de 4.434 elementos y 2.451 nodos.

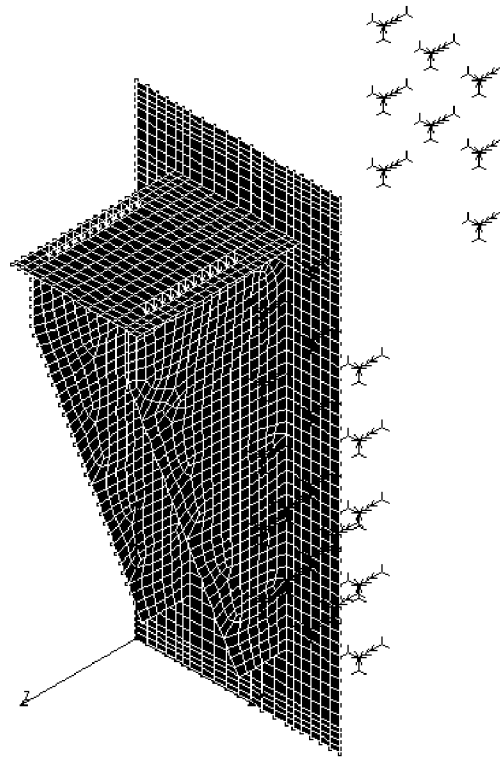


Fig.I-2. Vista general del modelo de E.F. utilizado para el cálculo de tensiones en los componentes del soporte, los esfuerzos en los pernos de anclaje y las reacciones en los apoyos.

Las placas son representadas mediante elementos de cáscara 3D SHELL4, para los pernos son se utilizan elementos de barra TRUSS3D y para los apoyos elásticos elementos SPRING [Ref. 50.3].

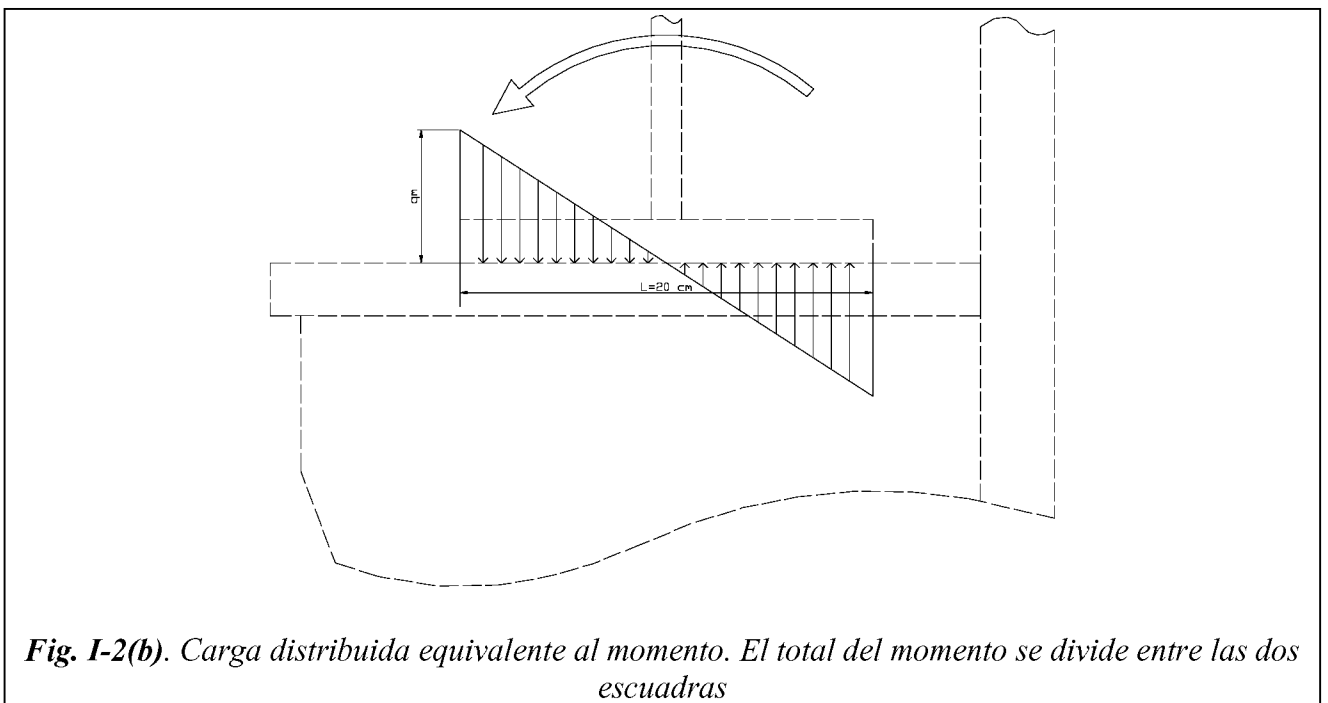
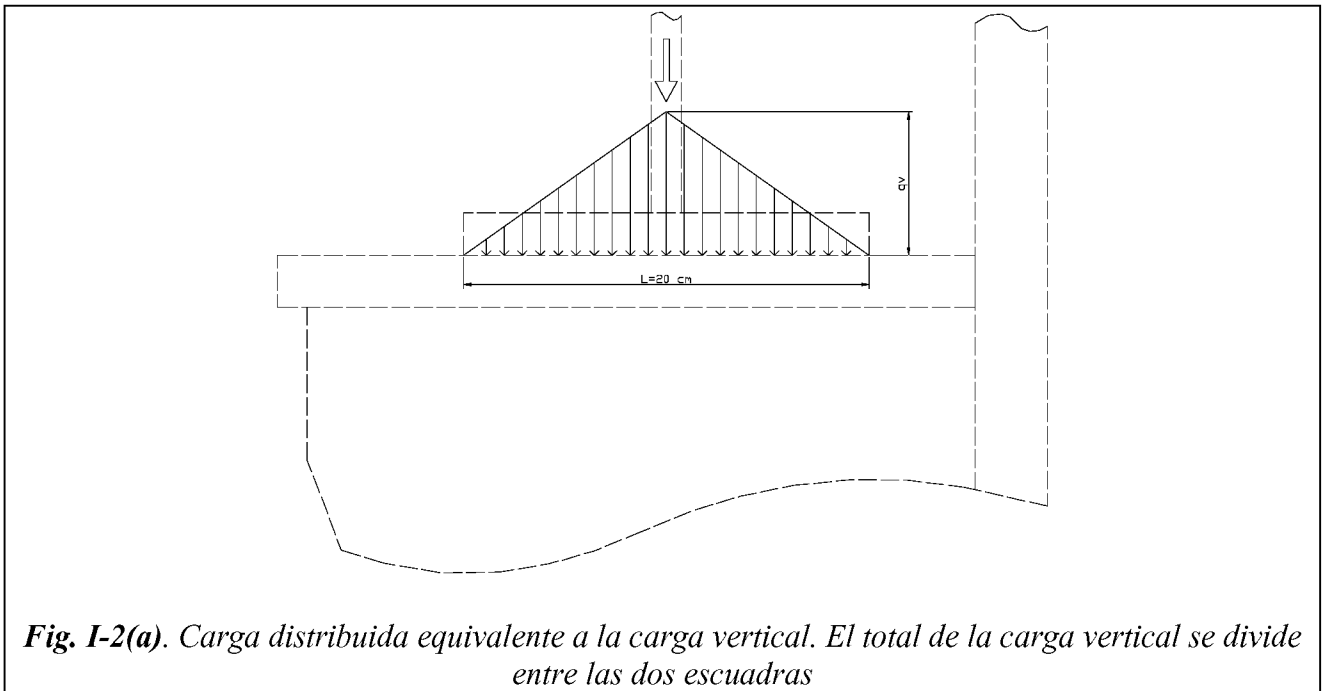
I.4. Representación de las cargas

Las cargas aplicadas son distribuidas en los nodos y/o bordes de los elementos pertenecientes a las escuadras verticales, en la zona de contacto con la platabanda inferior de la viga longitudinal.

Teniendo en cuenta la rigidez relativa de los elementos en contacto, la carga vertical es modelada como se muestra en las Figs. I-2(a) y (b). A partir de ese modelo, se obtienen los valores que se indican a continuación.

$$q_v = \frac{2F}{L} = \frac{2 \times (34.160 \text{ kgf} / 2)}{20 \text{ cm}} = 1.708 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$q_m = \frac{6M}{L^2} = \frac{6 \times (338.776 \text{ kgf} \cdot \text{cm} / 2)}{(20 \text{ cm})^2} = 2.540 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$



Las cargas horizontales longitudinal y transversal se aplican como cargas concentradas, repartidas uniformemente entre los nodos de las escuadras inmediatamente debajo de la platabanda inferior de la viga longitudinal.

I.5. Condiciones de vínculo

Las condiciones de vínculo impuestas al modelo son consistentes con las hipótesis según las cuales el mismo ha sido generado. Todos los pernos (representados por elementos de barra TRUSS3D [Ref. 50.3], tienen restringido el grado de libertad axial en el nodo correspondiente al extremo libre (lado opuesto a la placa de anclaje) y elásticamente restringidos los desplazamientos transversales del extremo opuesto.

Para evitar la singularidad de la matriz de rigidez, los nodos del extremo libre también están rígidamente restringidos en ambas direcciones transversales, aunque por las características de los elementos utilizados estos apoyos no toman carga.

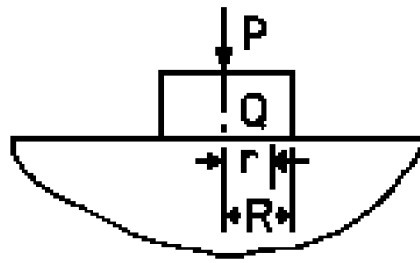


Fig. I-3. Esquema del modelo utilizado para determinar la rigidez equivalente del hormigón trabajando al aplastamiento.

La constante de rigidez de los apoyos transversales elásticos se calculan en forma aproximada siguiendo la metodología presentada en la (Fig. I-3).

Modulo de elasticidad del hormigón $E := 30000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Coefficiente de Poisson del hormigón $\nu := 0.20$

Radio del perno $R := 11 \cdot \text{mm}$

Constante de rigidez del hormigón $k_h := \frac{2 \cdot R \cdot E}{1 - \nu^2}$

$$k_h = 6.875 \cdot 10^4 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

I.6. Cargas sobre los pernos de anclaje

Las cargas sobre los pernos de anclaje pueden determinarse a partir de las reacciones en los apoyos del modelo. Para ello se incluyen las Figs. I-4 (a), (b) y (c) - que permiten identificar los números de nodo asignados - y la tabla I-1 y I-2 con los valores de las reacciones correspondientes.

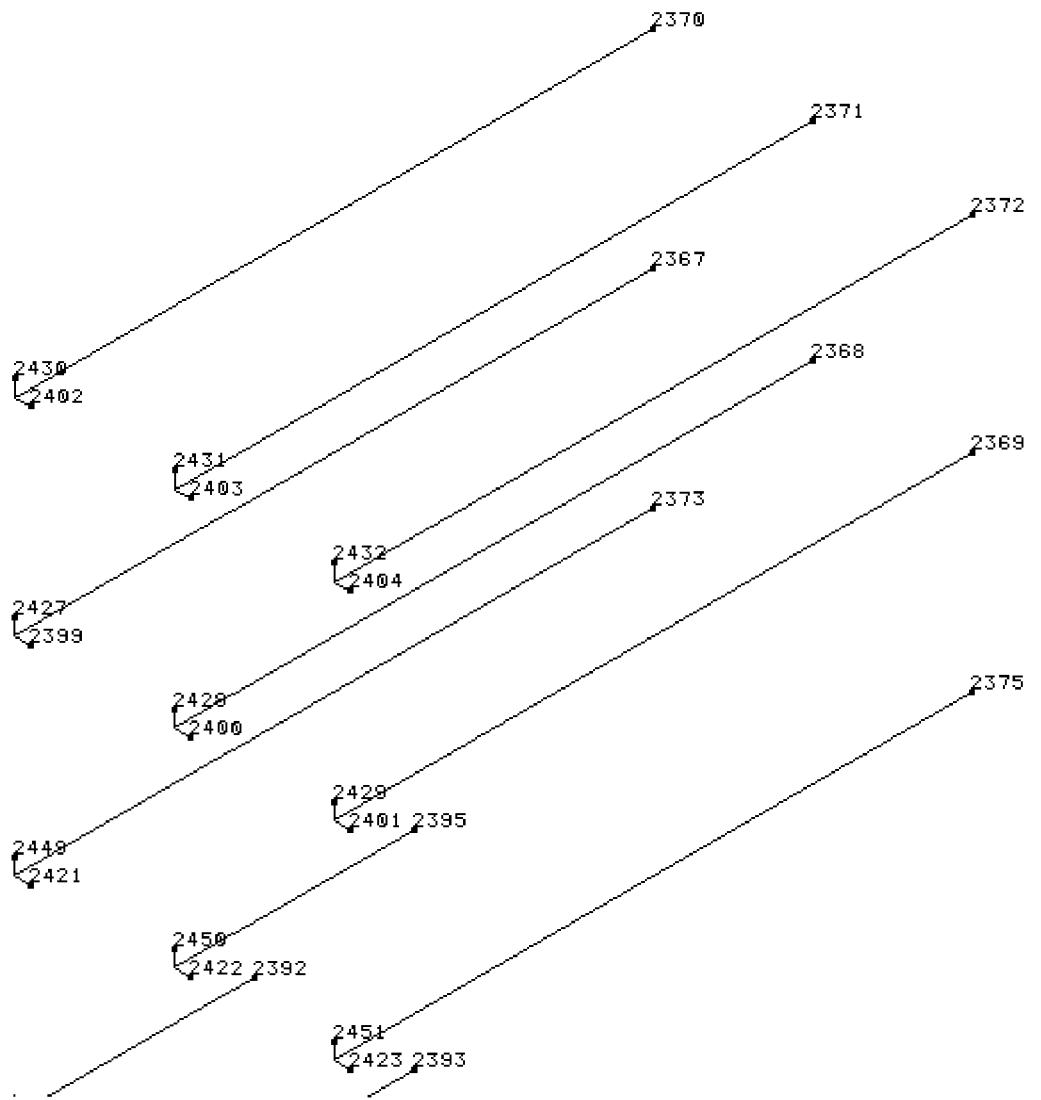


Fig. I-4(a). Numero de identificación de los nodos correspondientes a las tres filas superiores de pernos

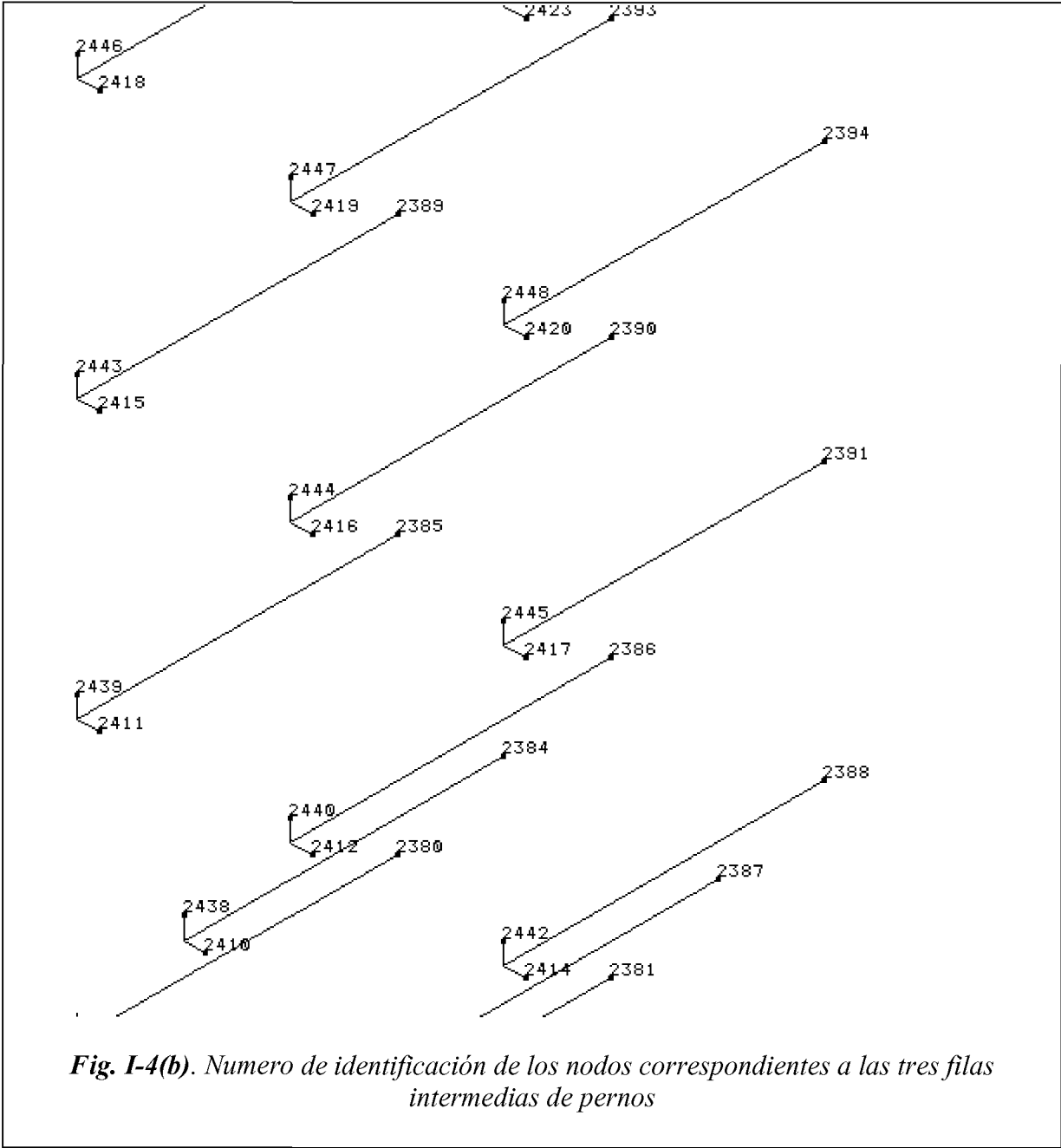


Fig. I-4(b). Numero de identificación de los nodos correspondientes a las tres filas intermedias de pernos

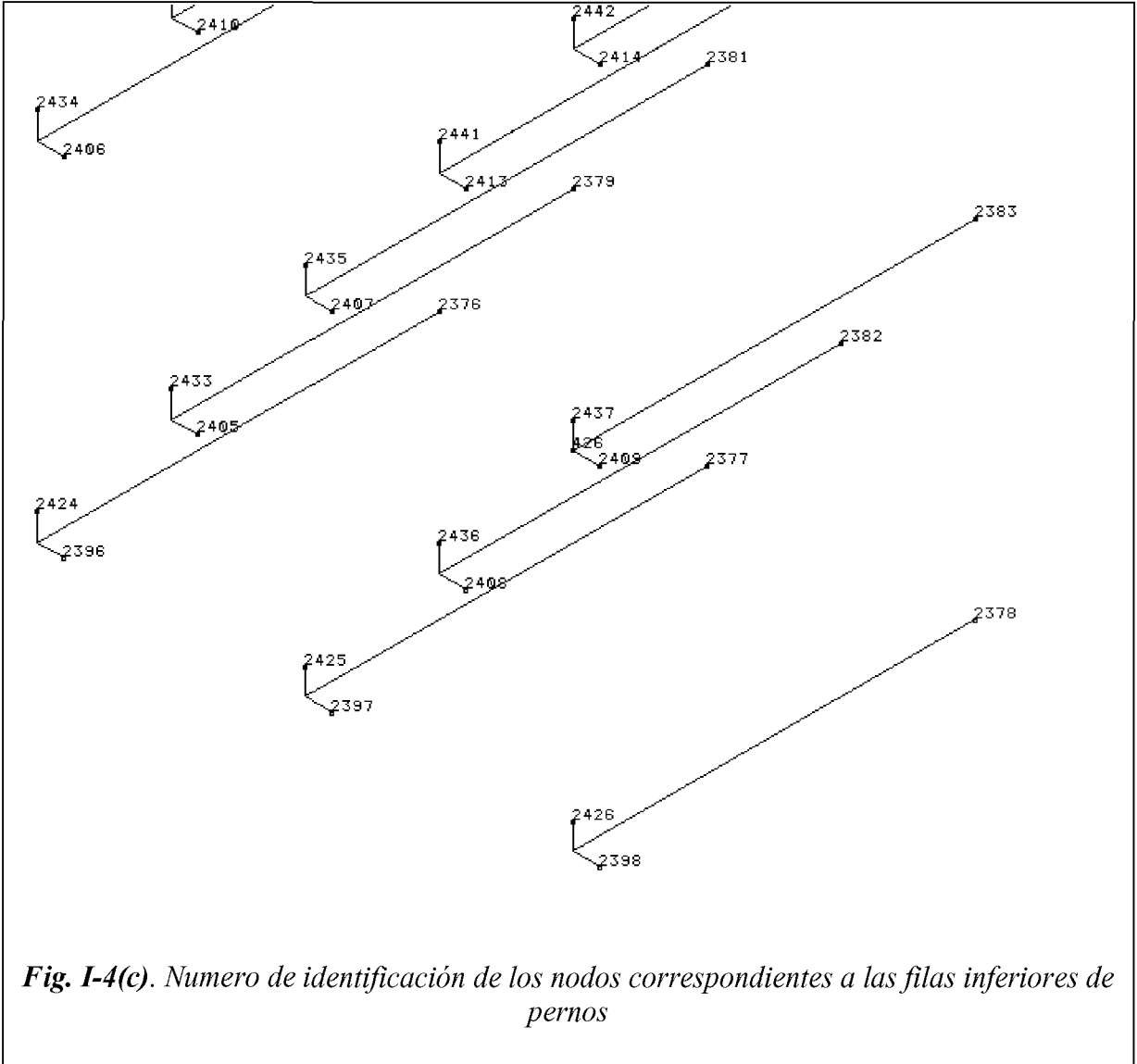


Fig. I-4(c). Numero de identificación de los nodos correspondientes a las filas inferiores de pernos

I.7. Tensiones sobre los pernos de anclaje

A partir de los valores detallados en las tablas precedentes y teniendo en cuenta los números de nodo de apoyo que corresponden, se construyen las tablas siguientes, en las que se vuelcan los esfuerzos (axiales y de corte) y las tensiones (normales, de corte y combinadas) que corresponden a cada para cada perno. Las tensiones son calculadas mediante las fórmulas siguientes:

$$\sigma = \frac{4RFZ}{\pi D^2} \quad \tau = \frac{4\sqrt{RFX^2 + RFY^2}}{\pi D^2} \quad S = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$$

Esfuerzos [kgf] y Tensiones [kgf/cm²] en los pernos de anclaje. Estado de Cargas H

Perno	Carga Axil	Corte x	Corte y	σ	τ	S
1	-1389.00	0.00	1230.00	-365	324	669
2	-1345.00	0.00	1230.00	-354	324	663
3	-1389.00	0.00	1230.00	-365	324	669
4	-1310.00	0.00	1230.00	-345	324	658
5	-1262.00	0.00	1230.00	-332	324	651
6	-1310.00	0.00	1230.00	-345	324	658
7	-636.40	0.00	1230.00	-167	324	585
8	-1307.00	0.00	1230.00	-344	324	658
9	-636.60	0.00	1230.00	-167	324	585
10	-437.30	0.00	1230.00	-115	324	572
11	-287.20	0.00	1230.00	-76	324	566
12	-437.80	0.00	1230.00	-115	324	572
13	-261.10	0.00	1230.00	-69	324	565
14	-146.60	0.00	1230.00	-39	324	562
15	260.80	0.00	1230.00	69	324	565
16	1824.00	0.00	1230.00	480	324	738
17	394.50	0.00	1230.00	104	324	570
18	1825.00	0.00	1230.00	480	324	738
19	656.20	0.00	1230.00	173	324	586
20	656.40	0.00	1230.00	173	324	586
21	2081.00	0.00	1230.00	547	324	783
22	214.90	0.00	1230.00	57	324	563
23	2082.00	0.00	1230.00	548	324	784
24	529.00	0.00	1230.00	139	324	577
25	529.30	0.00	1230.00	139	324	577
26	369.40	0.00	1230.00	97	324	569
27	412.60	0.00	1230.00	109	324	571
28	369.70	0.00	1230.00	97	324	569

Esfuerzos [kgf] y Tensiones [kgf/cm²] en los pernos de anclaje. Estado de Cargas HZ

Perno	Carga Axil	Corte x	Corte y	σ	τ	S
1	-5526.00	1075.00	1089.00	-1454	403	1612
2	-3023.00	1075.00	1237.00	-795	431	1091
3	-696.00	1075.00	1386.00	-183	461	820
4	-5531.00	882.50	1089.00	-1455	369	1589
5	-3059.00	882.50	1237.00	-805	400	1062
6	-779.00	882.50	1386.00	-205	432	776
7	-3302.00	689.60	1089.00	-869	339	1049

8	-3415.00	689.60	1237.00	-898	373	1106
9	-31.62	689.60	1386.00	-8	407	705
10	-3994.00	496.80	1089.00	-1051	315	1184
11	-966.30	496.80	1237.00	-254	351	658
12	1029.00	496.80	1386.00	271	387	723
13	-994.00	303.90	1089.00	-261	297	578
14	100.10	303.90	1237.00	26	335	581
15	1322.00	303.90	1386.00	348	373	734
16	2033.00	111.10	1089.00	535	288	731
17	584.60	111.10	1237.00	154	327	586
18	3815.00	111.10	1386.00	1004	366	1187
19	1378.00	14.70	1163.00	363	306	642
20	938.10	14.70	1312.00	247	345	647
21	4606.00	81.70	1089.00	1212	287	1310
22	401.50	81.70	1237.00	106	326	575
23	2561.00	81.70	1386.00	674	365	924
24	1362.00	178.10	1163.00	358	310	645
25	452.30	178.10	1312.00	119	348	615
26	969.70	274.50	1089.00	255	295	572
27	707.10	274.50	1237.00	186	333	607
28	280.90	274.50	1386.00	74	372	648

I.8. Tensiones sobre los componentes del soporte

En las Figs. I-5 (a) a (c) se muestra la distribución de la tensión de Von Mises para cada categoría de tensión y estado de cargas. Los valores máximos, la posición y extensión del área en la que actúan permiten su categorización y evaluación de acuerdo a los requerimientos de la Ref. 50.5.

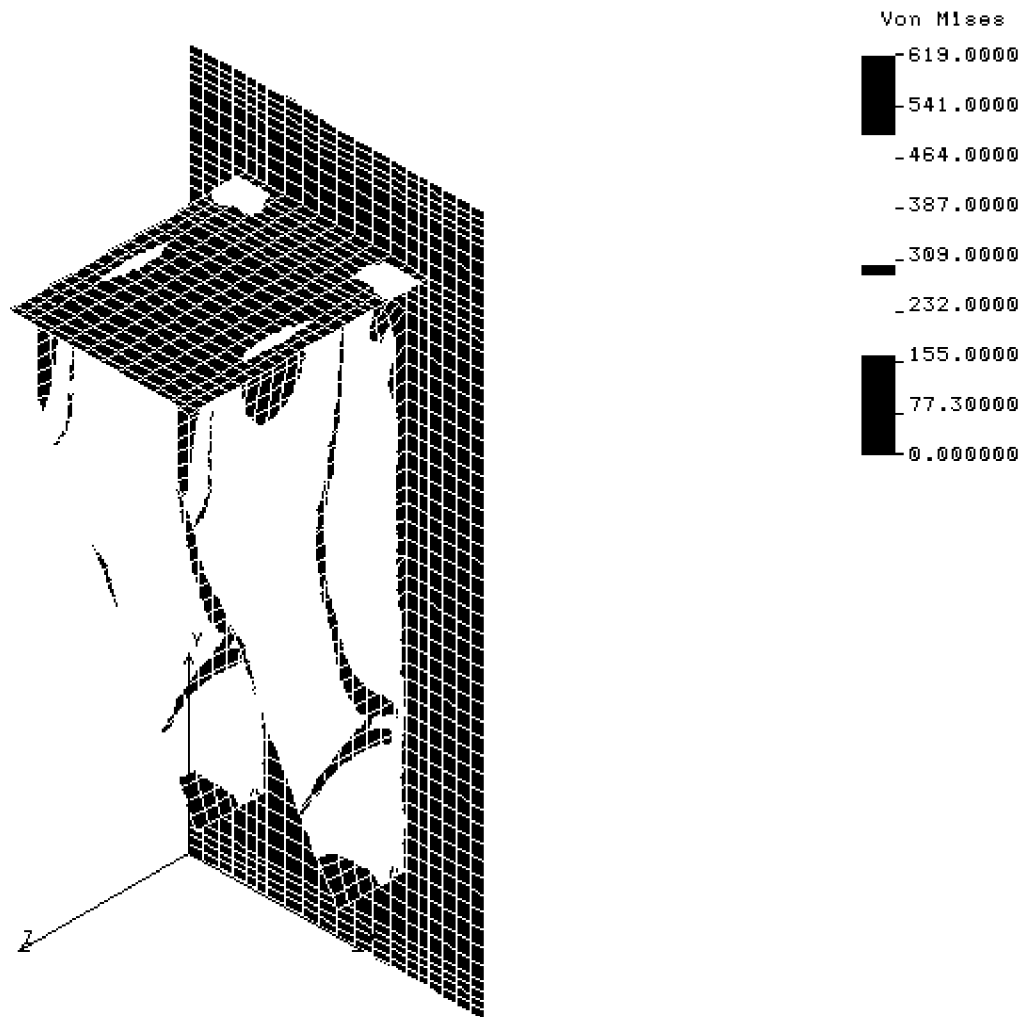


Fig. I-5(a). *Gráfico de contorno de la Tensión de Von Mises de Membrana. Cargas Verticales incluyendo el peso propio del soporte (H)*

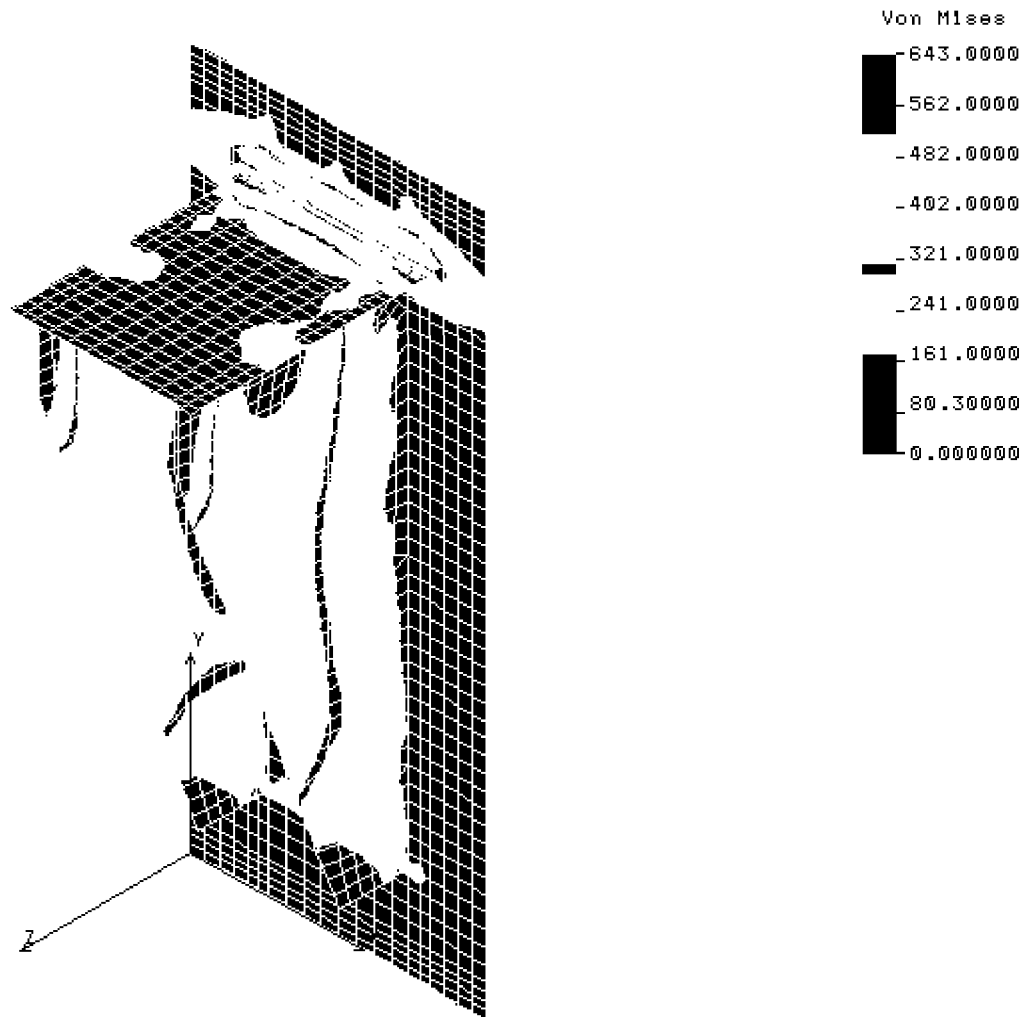


Fig. I-5(b). Gráfico de contorno de la Tensión de Von Mises de Membrana + Flexión. Cargas Verticales incluyendo el peso propio del soporte (H)

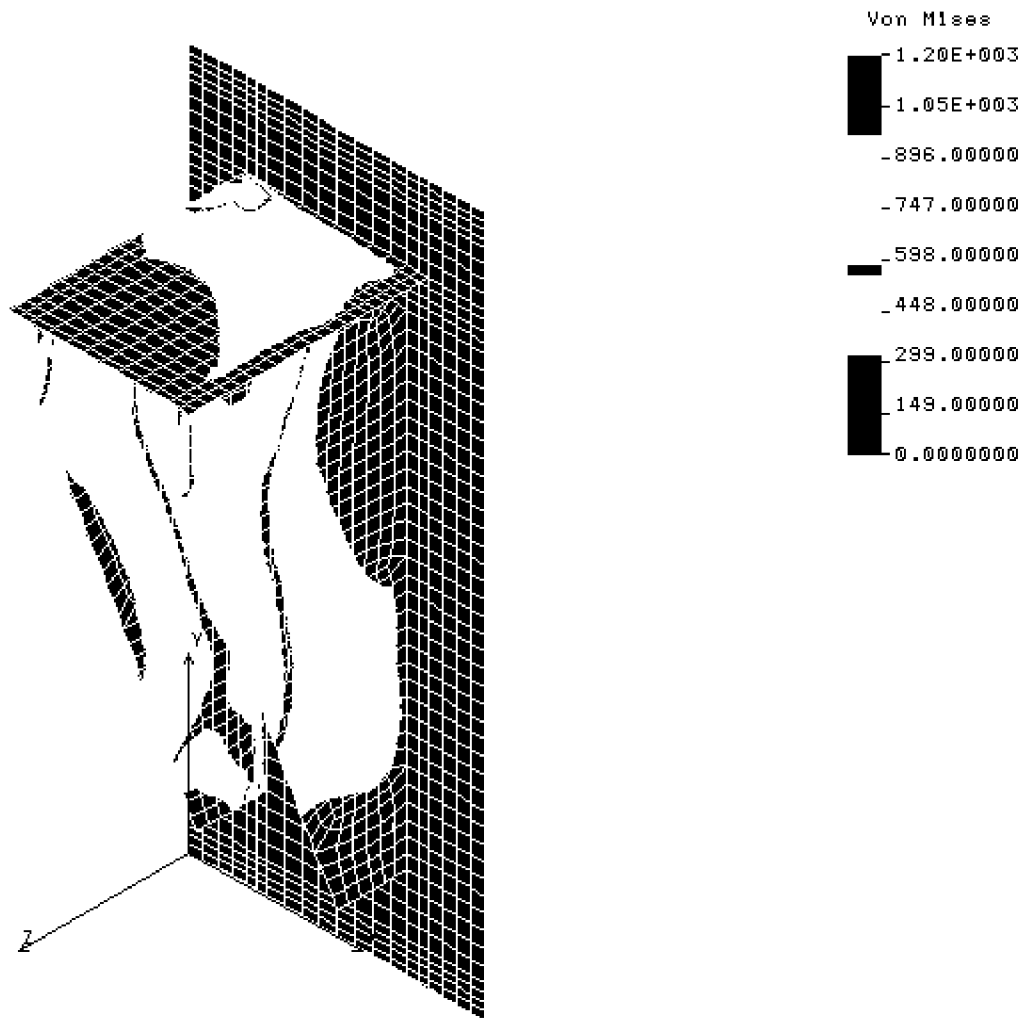


Fig. I-5(c). *Gráfico de contorno de la Tensión de Von Mises de Membrana. Cargas Verticales incluyendo el peso propio del soporte + Cargas Horizontales (HZ)*

APENDICE II

Desgarramiento del Hormigón

II.1. Consideraciones Generales

El cálculo de los esfuerzos de desgarramiento en el hormigón de anclaje se calcula adaptando el procedimiento propuesto en la Ref. 50.14. al tipo y modo de carga transferido a través de la placa de apoyo.

II.2. Cálculos

Las propiedades de área de la sección efectiva de hormigón (Fig. II-2) se obtienen mediante integración numérica, utilizando las capacidades del código de elementos finitos sobre el modelo que se muestra en la Fig. II-1, obteniéndose los resultados que se detallan en la Tabla II-1.

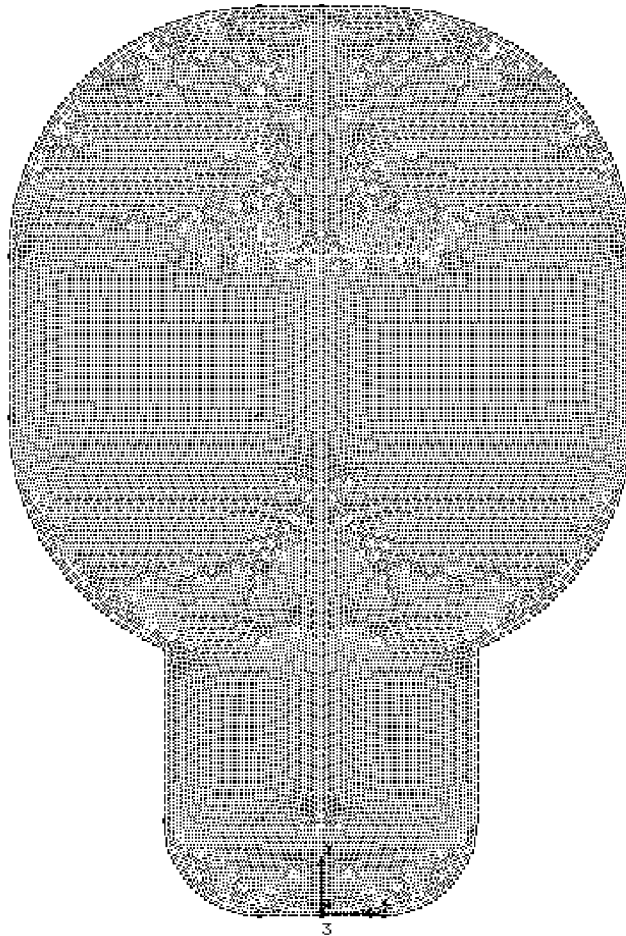


Fig. II-1. Modelo de E.F. utilizado para el cálculo de las propiedades del área

Tabla II-1. Propiedades geométricas de la sección de la Fig. II-1

Mass Distribution Table				
Physical Properties:		Centroids w.r.t. Coord. Sys. [0]:		
		x	y	z
Length = 0	CGL = (0	, 0	, 0)
Area = 1.116e+004	CGA = (10	, -25.44	, 0)
Volume = 1.116e+004	CGV = (10	, -25.44	, 0)
Mass = 1.116e+004	CG = (10	, -25.44	, 0)
Moments of Inertia and Radii of Gyration (w.r.t. Coord. Sys. [0]) :				
	Length	Area	Volume	Mass
Ixx	0	2.29e+007	2.29e+007	2.29e+007
Iyy	0	7.941e+006	7.942e+006	7.942e+006
Izz	0	3.084e+007	3.084e+007	3.084e+007
Ixy	0	-2.839e+006	-2.839e+006	-2.839e+006
Iyz	0	0	0	0
Izx	0	0	0	0
Rx	0	45.3	45.3	45.3
Ry	0	26.68	26.68	26.68
Rz	0	52.57	52.57	52.57
Moments of Inertia and Radii of Gyration (w.r.t. CG's in Coord. Sys. [0]) :				
	Length	Area	Volume	Mass
Ixx	0	1.568e+007	1.568e+007	1.568e+007
Iyy	0	6.825e+006	6.826e+006	6.826e+006
Izz	0	2.25e+007	2.25e+007	2.25e+007
Ixy	0	38.04	38.04	38.04
Iyz	0	0	0	0
Izx	0	0	0	0
Rx	0	37.48	37.49	37.49
Ry	0	24.73	24.73	24.73
Rz	0	44.91	44.91	44.91
Principal Moments of Inertia (w.r.t. CG's) :				
	Length	Area	Volume	Mass
I1	0	2.25e+007	2.25e+007	2.25e+007
I2	0	1.568e+007	1.568e+007	1.568e+007
I3	0	6.825e+006	6.826e+006	6.826e+006
Direction Cosine Vectors (w.r.t. Coord. System [0]) :				
	Length	Area	Volume	Mass
a11	0	0	0	0
a21	0	0	0	0
a31	0	1	1	1
a12	0	1	1	1
a22	0	0	0	0
a32	0	0	0	0
a13	0	0	0	0
a23	0	1	1	1
a33	0	0	0	0

De la Tabla II-I se obtienen los siguientes valores que intervienen en los cálculos:

Area de la sección $A = 11.160 \text{ cm}^2$

Momento de Inercia respecto del eje horizontal baricéntrico

$$I_{xx} = 2,25 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

Momento de Inercia respecto del eje vertical baricéntrico

$$I_{yy} = 1,568 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

Carga Vertical $V = 34.149 \text{ kgf}$

Carga Transversal $T = 10.194 \text{ kgf}$

Carga Longitudinal $L = 9.276 \text{ kgf}$

Momentos reducidos al baricentro

$$M_{xx} = 34.149 \text{ kgf} \times 23 \text{ cm} + 10.194 \text{ kgf} \times (12 - 4,5 + 40 - 65,44) \text{ cm} = 602.547 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_{yy} = 9.276 \text{ kgf} \times 23 \text{ cm} = 213.348 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

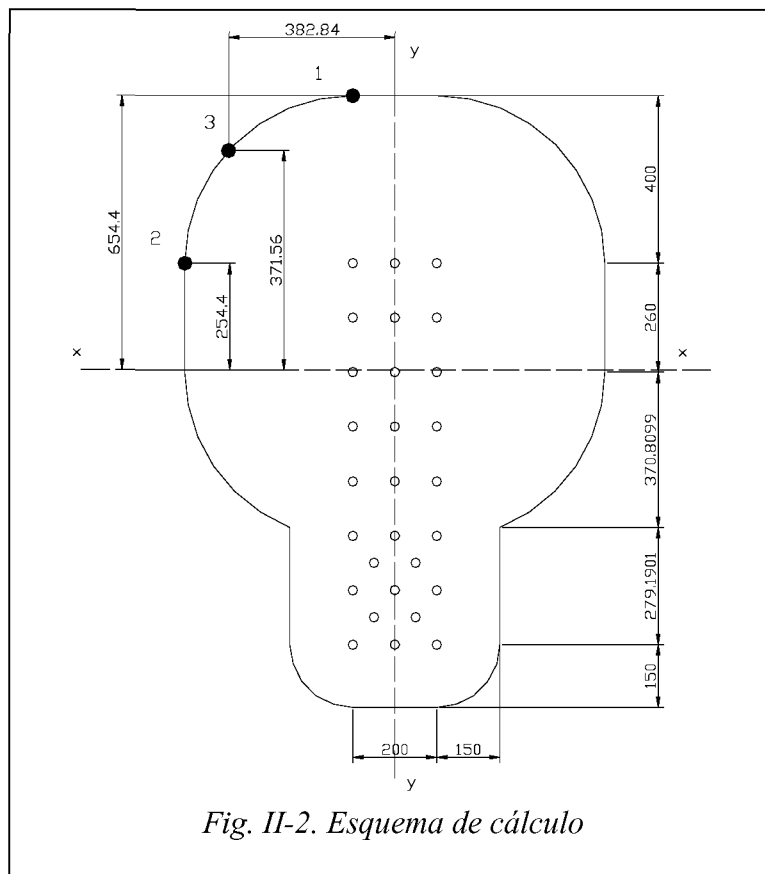


Fig. II-2. Esquema de cálculo

Tensiones en los puntos singulares de la sección

$$f_1 = \frac{T}{A} + \frac{M_{xx}}{I_{xx}} y_1 + \frac{M_{yy}}{I_{yy}} x_1$$

$$f_1 = \frac{10.194}{11.160} + \frac{602.547}{2,25 \times 10^7} 65,44 + \frac{213.348}{1,57 \times 10^7} 10$$

$$f_1 = 2,80 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_2 = \frac{T}{A} + \frac{M_{xx}}{I_{xx}} y_2 + \frac{M_{yy}}{I_{yy}} x_2$$

$$f_2 = \frac{10.194}{11.160} + \frac{602.547}{2,25 \times 10^7} 25,44 + \frac{213.348}{1,57 \times 10^7} 50$$

$$f_2 = 2,27 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_3 = \frac{T}{A} + \frac{M_{xx}}{I_{xx}} y_3 + \frac{M_{yy}}{I_{yy}} x_3$$

$$f_3 = \frac{10.194}{11.160} + \frac{602.547}{2,25 \times 10^7} 37,16 + \frac{213.348}{1,57 \times 10^7} 38,28$$

$$f_3 = 2,43 \frac{kgf}{cm^2}$$

**OPTIMIZACION DE CAPACIDAD PORTANTE EN SOPORTES DE VIGA
LONGITUDINAL**

6. OBJETO

El objeto del presente trabajo es la optimización de la distribución de cargas en las piletas de almacenamiento de elemento combustible irradiado (ECI), obteniendo la máxima carga posible sobre el total de las perchas sin sobrepasar el máximo admisible en los apoyos.

7. ALCANCE

Las cargas se suponen aplicadas en los actuales puntos de soporte de las perchas,

8. DATOS GENERALES

Datos geométricos de la viga (Ver figura 9.1.1)

Posición de los apoyos

$$z_1 := 705\text{-mm}$$

$$z_2 := z_1 + 2260\text{mm}$$

$$z_2 = 2.965 \cdot 10^3 \text{ mm}$$

$$z_3 := z_2 + 1830\text{mm}$$

$$z_3 = 4.795 \cdot 10^3 \text{ mm}$$

$$z_4 := z_3 + 2010\text{mm}$$

$$z_4 = 6.805 \cdot 10^3 \text{ mm}$$

Distancia entre apoyos extremos

$$d_{14} := (2260 + 1830 + 2010) \cdot \text{mm} \quad d_{14} = 6.1 \cdot 10^3 \text{ mm}$$

Momento de inercia baricéntrico respecto del eje horizontal

$$I_{xx} := 29833.33 \text{ cm}^4$$

Material

Módulo de elasticidad longitudinal

$$E := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Coefficiente de Poisson

$$\nu := 0.3$$

Módulo de elasticidad transversal

$$G := \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

$$G = 8.077 \cdot 10^5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cargas

Reacción máxima admisible $R_{\text{máx}} := -335000\text{N}$

9. RESULTADOS

La siguiente tabla resume los resultados obtenidos, permitiendo apreciar el grado de uniformidad alcanzable y los esfuerzos máximos (debidos a cargas verticales únicamente) sobre la viga longitudinal.

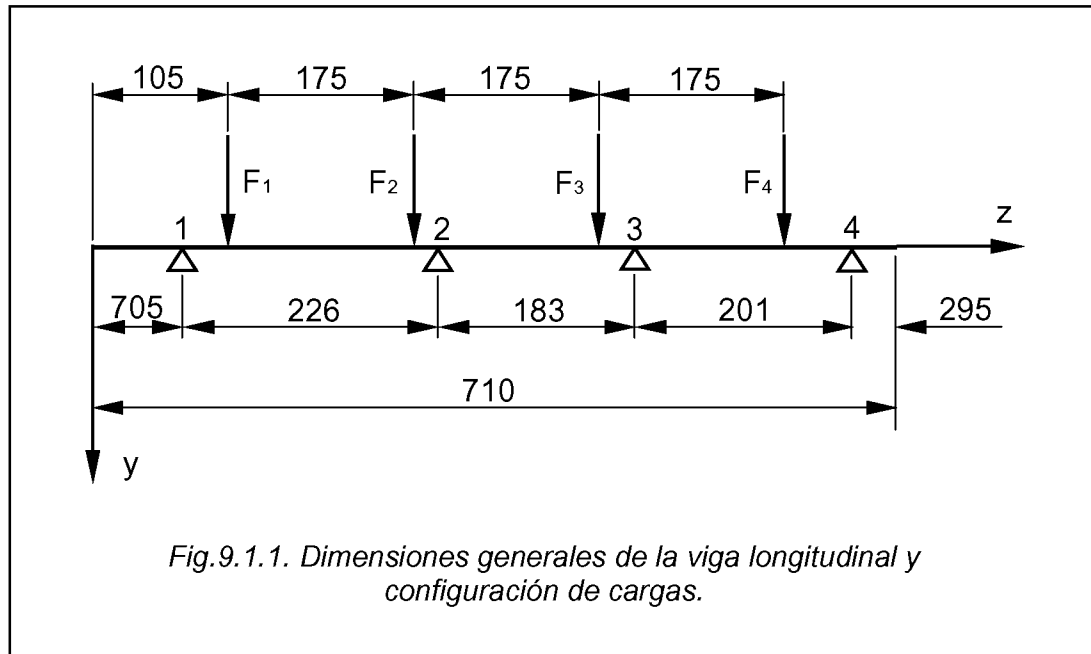


TABLA	Resultados
Fuerzas aplicadas	
F_1 [kgf]	41368
F_2 [kgf]	24841
F_3 [kgf]	21410
F_4 [kgf]	49023
F_5 [kgf]	-
F_6 [kgf]	-
Carga total [kgf]	136642
Reacciones de vínculo	
R_1 [kgf]	34160.5
R_2 [kgf]	34160.5
R_3 [kgf]	34160.5
R_4 [kgf]	34160.5
Esfuerzos característicos	
$Q_{\text{máx}}$ [kgf]	34160.5
$M_{\text{máx}}$ [kgf.cm]	1636288

**VERIFICACION ESTRUCTURAL VIGA CAJON, PEINES Y VIGA
LONGITUDINAL - NIVEL INFERIOR**

10. PRESENTACIÓN

Las perchas para soportar los ECI en el nivel inferior de las piletas de almacenamiento de la CNA I, están siendo sometidas, en función de la carga de 8 ECI por cada peine doble.

Se analiza una distribución de 10 ECI por cada peine doble, así como también, el aumento de la cantidad de peines de 28 a 31, para las posiciones extremas en cada pileta de almacenaje.

Se verifican las tensiones, deformaciones y coeficientes de seguridad por pandeo lateral y abolladura en los peines y viga cajón de las perchas con las modificaciones, y asimismo la viga longitudinal.

11. DESCRIPCIÓN

11.1. Generalidades

Los cálculos de verificación estructural se llevan a cabo mediante el desarrollo de modelos convencionales los cuales se resuelven analíticamente, mediante el uso del utilitario que se indica en la referencia bibliográfica 50.8.

11.2. Características y descripción de los modelos de cálculo

11.2.1. Peine con 10 E.C.I.

Este elemento estructural se considera como una viga continua apoyada en los extremos superiores de las almas de la viga cajón. Las dimensiones y distribución de los E.C.I. se obtienen a partir del Documento 49.3

Dada la simetría del problema los esfuerzos característicos se obtienen considerando la mitad del peine cargado con 5 E.C.I, para los que se adopta su peso aparente sumergido en agua.

Para obtener resultados que respondan a la peor configuración de cargas, el peso del dispositivo de manipuleo se aplica en el ECI del extremo libre, incluyendo la influencia por impacto [Doc. 52.6]. La determinación del valor del coeficiente de impacto surge de considerar clase de izaje H3 [Ref. 50.9].

Los valores admisibles para la flecha y las tensiones se obtienen del Doc. 49.6, adoptándose para estas últimas la condición de carga (H). El estudio por pandeo lateral se efectúa según las Refs. 50.10 y 50.11.

En el APENDICE III se describen en detalle los cálculos realizados para el peine y - en particular - en el punto 11.3.1 se resumen los resultados obtenidos. Finalmente, en el punto 12 se presenta la evaluación de los resultados y las conclusiones de la verificación.

11.2.2. Viga cajón

La viga cajón que soporta a los E.C.I. a través de los peines, se modela como una viga simplemente apoyada en los extremos de asiento sobre las vigas longitudinales de la pileta.

Las dimensiones de la estructura de la viga cajón y la distribución de los E.C.I. se obtienen a partir del Doc. 49.3. Las cargas de peso aparente de los 10 E.C.I. contenidos en cada peine se modelan mediante veintiocho cargas concentradas, mientras que el peso propio de la viga se representa como una carga uniformemente distribuida en toda la longitud de la viga.

Para simular la condición de cargas más desfavorable, se superpone el peso del dispositivo de manipuleo con impacto al peso transferido por el peine central.

Para calcular los esfuerzos de compresión en la viga debidos a cambios de temperatura se adopta un coeficiente de fricción de 0.33. Este valor surge de estimaciones basadas en las cargas especificadas en el Doc. 49

.7.

Se verifican las tensiones máximas en todas las secciones singulares, incluyendo aquellas en las que la altura del alma varía en forma continua y en aquellas en las que existen agujeros.

La flecha máxima se verifica de acuerdo con los requerimientos del Doc. 49.6, en tanto que la verificación de abolladura de alma y platabanda se efectúa de acuerdo a las Refs. 50.10 y 50.11.

En el APENDICE IV se describen en detalle los cálculos de verificación realizados para la viga cajón. En particular, en los puntos 11.3.2 y 12 se resumen los resultados y las conclusiones pertinentes.

11.3. Resultados

11.3.1. Peines

En la Tabla I se resumen los resultados del estudio, indicándose las tensiones, los desplazamientos, los coeficientes de seguridad a la falla por pandeo lateral, y los límites admisibles para cada caso.

Tabla I - Resumen de resultados - Peines

Parámetro	Valor Calculado	Limite Admisible
Tensión Normal Máxima - Flexión	-926 kgf/cm ²	-1.106 kgf/cm ²
	926 kgf/cm ²	1.278 kgf/cm ²
Tensión de Corte Máxima – Flexión	81 kgf/cm ²	725 kgf/cm ²
Tensión Combinada Máxima	937 kgf/cm ²	1.278 kgf/cm ²
Flecha Máxima	1,07 mm	5 mm
Factor de Seguridad – Pandeo Lateral	2.01	1.72

11.3.2. Viga cajón

En la Tabla II se resumen los resultados del estudio realizado para distintas secciones de la viga cajón, detallándose las tensiones, desplazamientos, coeficientes de seguridad por abolladura y los límites admisibles correspondientes.

Tabla II - Resumen de resultados - Viga cajón

Posición	Parámetro	Valor Calculado		Limite Admisible
		28 Peines	31 Peines	
Centro de la Viga	Tensión Normal Máxima - Flexión	-989 kgf/cm ²	-1.077 kgf/cm ²	-1.106 kgf/cm ²
		856 kgf/cm ²	948 kgf/cm ²	1.278 kgf/cm ²
	Tensión de Corte Máxima - Flexión	17 kgf/cm ²	37,5kgf/cm ²	725 kgf/cm ²
	Tensión Combinada Máxima	989 kgf/cm ²	1.077 kgf/cm ²	1.278 kgf/cm ²
	Flecha	2,16 mm	2,383 mm	5,00 mm
	Coef. de Seguridad Abolladura Platanda Comprimida	2,19	1,931	Mín. 1,35
	Coef. de Seguridad Abolladura Alma	2,10	2,011	Mín. 1,35
Secciones con agujeros	Tensión Normal Máxima - Flexión	-926 kgf/cm ²	-1.022 kgf/cm ²	-1.106 kgf/cm ²
		777 kgf/cm ²	858 kgf/cm ²	1.278 kgf/cm ²
	Tensión de Corte Máxima ³ - Flexión	398 kgf/cm ²	418 kgf/cm ²	725 kgf/cm ²

12. CONCLUSIONES

Dado que las tensiones, deformaciones, y coeficientes de seguridad por pandeo lateral y abolladura se encuentran dentro de los límites admisibles tanto para los peines como para la viga cajón se concluye que es posible colocar 10 E.C.I por cada peine.

³ Sin concentración de tensiones por discontinuidad en el agujero

APÉNDICE III

Verificación del Peine

13. OBJETO

El objeto de este Apéndice es presentar las verificaciones estructurales realizadas para el peine con la distribución propuesta de 10 E.C.I.

14. ESQUEMAS DE CÁLCULO

En la Fig. I-1 se muestra un esquema del peine con las dimensiones utilizadas en los cálculos, mientras que en la Fig. I-2 se presenta el modelo de cálculo. Para la determinación de la flecha máxima se utilizan los valores de los desplazamientos δ_1 y δ_2 .

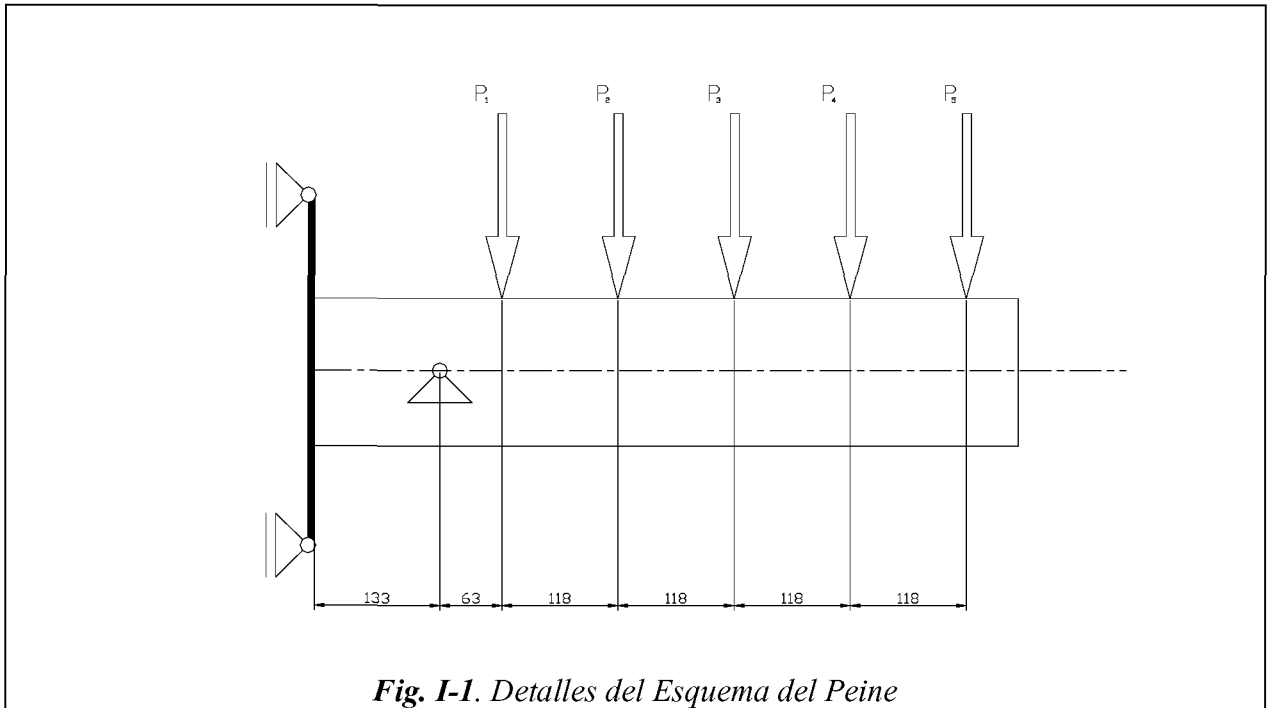


Fig. I-1. Detalles del Esquema del Peine

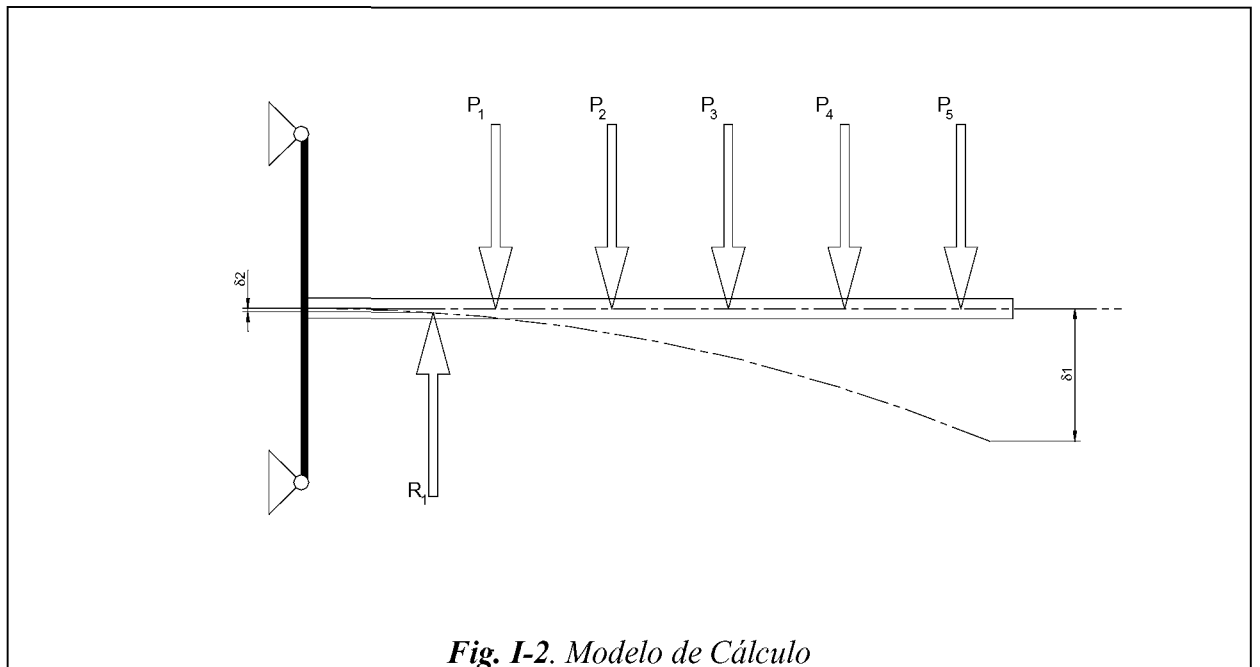


Fig. I-2. Modelo de Cálculo

APÉNDICE IV

Verificación de la Viga Cajón 31 Peines

DATOS GENERALES

Material

Tipo y Norma: 1.4541 DIN 17440

Modulo de elasticidad

$$E := 2 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Modulo de Poisson

$$\mu := 0.3$$

Modulo transversal

$$G := \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu)}$$

$$G = 7.692 \cdot 10^5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tensión de fluencia a 60 °C $\sigma_F := 187 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$$\sigma_F = 1906.869 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Datos geométricos de la viga central

Luz de la Viga

$$L := 4850 \text{ mm}$$

Diámetro de los agujeros de alivianamiento

$$D_{\text{ag}} := 350 \text{ mm}$$

Diámetro interior de los refuerzos

$$D_{\text{int.ref}} := 360 \text{ mm}$$

Diámetro exterior de los refuerzos

$$D_{\text{ext.ref}} := 510 \text{ mm}$$

Espesor de los refuerzos

$$t_{\text{ref}} := 8 \text{ mm}$$

Posición del centro de los refuerzos

$$h_{\text{ref}} := 500 \text{ mm}$$

Datos de Cargas

Peso propio de la viga principal

$$DL := 2700 \text{ kgf}$$

Peso del dispositivo de manipuleo de los EC

$$W_{\text{ap}} := 850 \text{ kgf}$$

Peso aparente del elemento Combustible

$$W_{\text{EC}} := 188 \text{ kgf}$$

Cantidad de elementos combustibles por percha

$$N_{\text{EC}} := 10$$

Velocidad de operación del izaje (descarga)

$$V_{\text{iz}} := 0.15 \frac{\text{m}}{\text{min}}$$

Coefficiente de impacto vertical (Izaje clase H3)

$$\psi := 1.3 + 0.0066 V_{\text{iz}} \frac{\text{min}}{\text{m}}$$

$$\psi = 1.301$$

Cargas de los EC

	400		1880
	535		1880
	670		1880
	805		1880
	940		1880
	1075		1880
	1210		1880
	1345		1880
	1480		1880
	1615		1880
	1750		1880
	1885		1880
	2020		1880
	2155		3042.428
	2290		1880
$Z_{DL} =$	2425	•mm	$F_{DL} =$ 1880
	2560		1880
	2695		1880
	2830		1880
	2965		1880
	3100		1880
	3235		1880
	3370		1880
	3505		1880
	3640		1880
	3775		1880
	3910		1880
	4045		1880
	4180		1880
	4315		1880
	4450		1880

Dimensiones de las sección constante

Ancho de platabanda superior	$b_{ps} := 252.5\text{-mm}$
Espesor de la platabanda superior	$t_{ps} := 8\text{-mm}$
Ancho de platabanda inferior	$b_{pi} := 252.5\text{-mm}$
Espesor de la platabanda inferior	$t_{pi} := 8\text{-mm}$
Espesor del alma	$t_w := 8\text{-mm}$
Distancia entre caras interiores alma	$D_w := 252.5\text{-mm}$
Posición baricentro platabanda inferior	$h_{bpi} := 14\text{-mm}$
Espesor rebaje superior (Parte superior del alma)	$t_{rs} := 6.3\text{-mm}$
Altura rebaje superior (Parte superior del alma)	$h_{rs} := 65\text{-mm}$
Altura del alma en el extremo (Hasta cambio de espesor)	$H_{we} := 405\text{-mm}$
Altura del alma en el centro (Hasta cambio de espesor)	$H_{wc} := 930\text{-mm}$
Distancia al primer diafragma	$Z_d := 1347\text{-mm}$

$$\text{Angulo de la platabanda inferior} \quad \alpha_{pi} := \text{atan}\left(\frac{H_{wc} - H_{we}}{Z_d}\right) \quad \alpha_{pi} = 21.294 \text{ deg}$$

Dimensiones variables

Altura del alma

$$H_w(z) := \begin{cases} H_{wc} & \text{if } z > Z_d \\ \left[H_{we} + \frac{(H_{wc} - H_{we})}{Z_d} \cdot z \right] & \text{if } z \leq Z_d \end{cases}$$

Posición baricentro platabanda superior

$$h_{bps}(z) := H_w(z) + 1 \text{ mm}$$

Posición baricentro rebaje superior $h_{brs}(z) := H_w(z) + \frac{h_{rs}}{2}$

Rigidizadores

Distancia entre diafragmas transversales

$$D_{rig} := 1078 \text{ mm}$$

Espesor de los diafragmas transversales

$$t_{rig} := 8 \text{ mm}$$

Propiedades de las secciones

Area de la sección

$$A(z) := b_{ps} \cdot t_{ps} + b_{pi} \cdot t_{pi} + H_w(z) \cdot 2 \cdot t_w + 2 \cdot t_{rs} \cdot h_{rs}$$

Posición del baricentro

$$h_{cg}(z) := \frac{1}{A(z)} \cdot \left(H_w(z)^2 \cdot t_w + b_{ps} \cdot t_{ps} \cdot h_{bps}(z) + b_{pi} \cdot t_{pi} \cdot h_{bpi} + 2 \cdot h_{rs} \cdot t_{rs} \cdot h_{brs}(z) \right)$$

Momento de inercia baricéntrico

$$I_{xx}(z) := \frac{b_{ps} \cdot t_{ps}^3}{12} + b_{ps} \cdot t_{ps} \cdot (h_{bps}(z) - h_{cg}(z))^2 + \frac{b_{pi} \cdot t_{pi}^3}{12} + b_{pi} \cdot t_{pi} \cdot (h_{bpi} - h_{cg}(z))^2 + \frac{H_w(z)^3 \cdot t_w}{6} \dots$$

$$+ 2 \cdot H_w(z) \cdot t_w \cdot \left(\frac{H_w(z)}{2} - h_{cg}(z) \right)^2 + \frac{2 \cdot h_{rs}^3 \cdot t_{rs}}{12} \dots$$

$$+ 2 \cdot h_{rs} \cdot t_{rs} \cdot (h_{brs}(z) - h_{cg}(z))^2$$

Coordenadas de las posiciones de cálculo de tensiones

$$y_1(z) := H_w(z) + h_{rs} - h_{cg}(z)$$

$$y_2(z) := h_{bps}(z) - h_{cg}(z)$$

$$y_3(z) := \frac{H_w(z)}{2} - h_{cg}(z)$$

$$y_4(z) := h_{bpi} - h_{cg}(z)$$

$$y_5(z) := -h_{cg}(z)$$

Esfuerzos en el plano vertical

Cargas debidas al peso propio

Carga distribuida equivalente al peso propio de la viga suponiendo que es de sección constante

$$q := \frac{DL}{L}$$

$$q = 5.567 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

Reacciones de vínculo

$$R_q := \frac{q \cdot L}{2}$$

$$R_q = 1350 \text{ kgf}$$

$$FDL_{aux} := \begin{cases} \text{sum1} \leftarrow 0 \text{ kgf} \cdot \text{cm} \\ \text{sum2} \leftarrow 0 \text{ kgf} \\ \text{for } i \in 1.. \text{length}(F_{DL}) \\ \quad \left[\begin{array}{l} \text{sum1} \leftarrow \text{sum1} + F_{DL_i} \cdot (L - Z_{DL_i}) \\ \text{sum2} \leftarrow \text{sum2} + F_{DL_i} \end{array} \right. \\ \left[\begin{array}{cc} \text{sum1} & \text{sum2} \\ L & \end{array} \right] \end{cases}$$

$$R_{1DL} := R_q + FDL_{aux_{1,1}}$$

$$R_{1DL} = 31136 \text{ kgf}$$

$$R_{2DL} := R_q + FDL_{aux_{1,2}} - FDL_{aux_{1,1}}$$

$$R_{2DL} = 31007 \text{ kgf}$$

Esfuerzos de corte

$$Q_{VDL}(z) := R_{1DL} - q \cdot z - \left| \begin{array}{l} \text{sum} \leftarrow 0 \text{ kgf} \\ \text{for } i \in 1..length(F_{DL}) \\ \text{sum} \leftarrow \text{sum} + F_{DL_i} \cdot U(z, Z_{DL_i}) \\ \text{sum} \end{array} \right.$$

Momentos flectores

$$M_{FVDL}(z) := R_{1DL} \cdot z - \frac{q \cdot z^2}{2} - \left| \begin{array}{l} \text{sum} \leftarrow 0 \text{ kgf} \cdot \text{cm} \\ \text{for } i \in 1..length(F_{DL}) \\ \text{sum} \leftarrow \text{sum} + F_{DL_i} \cdot R(z, Z_{DL_i}) \\ \text{sum} \end{array} \right.$$

Carga de compresión debida al cambio de temperatura

Coefficiente de fricción

$$\mu := 0.33$$

$$P_{comp} := -R_{1DL} \cdot \mu$$

$$P_{comp} = -1.0274910^4 \text{ kgf}$$

VERIFICACIONES ESTRUCTURALES

Esfuerzos característicos incluyendo los coeficientes de inercia o impacto

$$M_{FV}(z) := -M_{FVDL}(z) \quad Q_V(z) := Q_{VDL}(z)$$

$$z := 0 \text{ mm}, \frac{L}{100} \dots L$$

Tensiones normales en los puntos críticos de la sección

$$\sigma_{z1}(z) := \frac{M_{FV}(z)}{I_{xx}(z)} \cdot y_1(z) + \frac{P_{comp}}{A(z)}$$

$$\sigma_{z2}(z) := \frac{M_{FV}(z)}{I_{xx}(z)} \cdot y_2(z) + \frac{P_{comp}}{A(z)}$$

$$\sigma_{z3}(z) := \frac{M_{FV}(z)}{I_{xx}(z)} \cdot y_3(z) + \frac{P_{comp}}{A(z)}$$

$$\sigma_{z4N}(z) := \frac{M_{FV}(z)}{I_{xx}(z)} \cdot y_4(z) + \frac{P_{comp}}{A(z)}$$

$$\sigma_{z4}(z) := \left| \begin{array}{l} \sigma_{z4N}(z) \text{ if } z > Z_d \\ \frac{\sigma_{z4N}(z)}{\cos(\alpha_{pi})} \text{ if } z \leq Z_d \end{array} \right.$$

$$\sigma_{z5}(z) := \frac{M_{FV}(z)}{I_{xx}(z)} \cdot y_5(z) + \frac{P_{comp}}{A(z)}$$

Tensiones tangenciales

Esfuerzo de corte corregido por la inclinación de la platabanda

$$Q_{VC}(z) := \left| \begin{array}{l} Q_V(z) \text{ if } z > Z_d \\ \left(Q_V(z) + \sigma_{z4N}(z) \cdot t_{pi} \cdot b_{pi} \cdot \tan(\alpha_{pi}) \right) \text{ if } z \leq Z_d \end{array} \right.$$

$$\tau_{zy1}(z) := 0 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{zy2}(z) := \left| \frac{Q_{VC}(z)}{[2 \cdot (H_w(z) - h_{bpi}) \cdot t_w]} \right|$$

$$\tau_{zy3}(z) := \tau_{zy2}(z)$$

$$\tau_{zy4}(z) := \tau_{zy2}(z)$$

$$\tau_{zy5}(z) := 0 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tensiones combinadas

$$S_1(z) := \sqrt{\sigma_{z1}(z)^2 + 3 \cdot \tau_{zy1}(z)^2}$$

$$S_2(z) := \sqrt{\sigma_{z2}(z)^2 + 3 \cdot \tau_{zy2}(z)^2}$$

$$S_3(z) := \sqrt{\sigma_{z3}(z)^2 + 3 \cdot \tau_{zy3}(z)^2}$$

$$S_4(z) := \sqrt{\sigma_{z4}(z)^2 + 3 \cdot \tau_{zy4}(z)^2}$$

$$S_5(z) := \sqrt{\sigma_{z5}(z)^2 + 3 \cdot \tau_{zy5}(z)^2}$$

Verificación estática para la posición central

$$Z_{\max} := Z_{DL_{14}}$$

Posición del Momento Máximo

Tensiones normales en los puntos singulares de la sección crítica central

$$\sigma_{z1}(Z_{\max}) = -105.655 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{z1}(Z_{\max}) = -1077.38 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{z2}(Z_{\max}) = -92.983 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{z2}(Z_{\max}) = -948.16 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{z3}(Z_{\max}) = -0.714 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{z3}(Z_{\max}) = -7.277 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{z4}(Z_{\max}) = 88.585 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{z4}(Z_{\max}) = 903.32 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{z5}(Z_{\max}) = 91.358 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{z5}(Z_{\max}) = 931.588 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tensiones tangenciales

$$\tau_{zy2}(Z_{\max}) = 3.678 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{zy2}(Z_{\max}) = 37.502 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tensiones combinadas

$$S_1(Z_{\max}) = 105.655 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$S_1(Z_{\max}) = 1077.38 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$S_2(Z_{\max}) = 93.201 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$S_2(Z_{\max}) = 950.382 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$S_3(Z_{\max}) = 6.41 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$S_3(Z_{\max}) = 65.361 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$S_4(Z_{\max}) = 88.814 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$S_4(Z_{\max}) = 905.653 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$S_5(Z_{\max}) = 91.358 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$S_5(Z_{\max}) = 931.588 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tensiones admisibles

Tracción y tracción debida a flexión

$$\sigma_{\text{adm.t}} := 0.67 \cdot \sigma_F$$

$$\sigma_{\text{adm.t}} = 1277.602 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Compresión debida a flexión

$$\sigma_{\text{adm.c}} := 0.58 \cdot \sigma_F$$

$$\sigma_{\text{adm.c}} = 1105.984 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Corte } \tau_{\text{adm}} := 0.38 \cdot \sigma_F$$

$$\tau_{\text{adm}} = 724.61 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$z := 0 \cdot \text{mm}, \frac{L}{200} \dots \frac{L}{2}$$

Secciones reducidas por orificios de aliviamiento

Propiedades geométricas

Area modificada

$$A_{\text{ref}}(z) := A(z) + 2 \cdot [(D_{\text{ext.ref}} - D_{\text{int.ref}}) \cdot t_{\text{ref}} - D_{\text{ag}} \cdot t_w]$$

Posición del baricentro modificado

$$h_{\text{cg.ref}}(z) := \frac{A(z) \cdot h_{\text{cg}}(z) + 2 \cdot [(D_{\text{ext.ref}} - D_{\text{int.ref}}) \cdot t_{\text{ref}} - D_{\text{ag}} \cdot t_w] \cdot h_{\text{ref}}}{A_{\text{ref}}(z)}$$

Momento de inercia modificado

$$I_{\text{xx.ref}}(z) := I_{\text{xx}}(z) + A(z) \cdot (h_{\text{cg}}(z) - h_{\text{cg.ref}}(z))^2 + 2 \cdot \left[\frac{t_{\text{ref}} \cdot (D_{\text{ext.ref}} - D_{\text{int.ref}})^3}{12} - \frac{t_w \cdot D_{\text{ag}}^3}{12} \right] \dots$$

$$+ 2 \cdot [(D_{\text{ext.ref}} - D_{\text{int.ref}}) \cdot t_{\text{ref}} - D_{\text{ag}} \cdot t_w] \cdot (h_{\text{ref}} - h_{\text{cg.ref}}(z))^2$$

Módulos resistentes

$$W_{\text{xx.ref.d}}(z) := \frac{I_{\text{xx.ref}}(z)}{h_{\text{cg.ref}}(z)}$$

$$W_{\text{xx.ref.f}}(z) := \frac{I_{\text{xx.ref}}(z)}{H_w(z) - h_{\text{cg.ref}}(z)}$$

Tensiones nominales

Posición de las secciones de cálculo $Z_{\text{sin}} := \begin{bmatrix} 675 \\ 1875 \end{bmatrix} \cdot \text{mm}$

Tensiones normales en los puntos críticos de la sección

$$\sigma_{\text{zc}}(z) := \frac{M_{\text{FV}}(z)}{W_{\text{xx.ref.d}}(z)} + \frac{P_{\text{comp}}}{A_{\text{ref}}(z)}$$

$$\sigma_{\text{ztN}}(z) := \left| \frac{M_{\text{FV}}(z)}{W_{\text{xx.ref.f}}(z)} \right| + \frac{P_{\text{comp}}}{A_{\text{ref}}(z)}$$

$$\sigma_{\text{zt}}(z) := \begin{cases} \sigma_{\text{ztN}}(z) & \text{if } z > Z_d \\ \frac{\sigma_{\text{ztN}}(z)}{\cos(\alpha \cdot \text{pi})} & \text{if } z \leq Z_d \end{cases}$$

Tensiones tangenciales

Esfuerzo de corte corregido por la inclinación de la platabanda

$$\tau_{\text{zy}}(z) := \left| \frac{Q_{\text{VC}}(z)}{2 \cdot [(H_w(z) - h_{\text{bpi}}) \cdot t_w + (D_{\text{ext.ref}} - D_{\text{int.ref}}) \cdot t_{\text{ref}} - D_{\text{ag}} \cdot t_w]} \right|$$

Tensiones normales en los puntos singulares de la sección crítica central

$$\overrightarrow{\sigma_{\text{zc}}(Z_{\text{sin}})} = \begin{bmatrix} -86.707 \\ -100.274 \end{bmatrix} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \overrightarrow{\sigma_{\text{zc}}(Z_{\text{sin}})} = \begin{bmatrix} -884.168 \\ -1022.513 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\overrightarrow{\sigma_{\text{zt}}(Z_{\text{sin}})} = \begin{bmatrix} 84.162 \\ 80.435 \end{bmatrix} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \overrightarrow{\sigma_{\text{zt}}(Z_{\text{sin}})} = \begin{bmatrix} 858.212 \\ 820.211 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tensiones tangenciales

$$\overrightarrow{\tau_{\text{zy}}(Z_{\text{sin}})} = \begin{bmatrix} 41.005 \\ 8.057 \end{bmatrix} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \overrightarrow{\tau_{\text{zy}}(Z_{\text{sin}})} = \begin{bmatrix} 418.137 \\ 82.159 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación de abolladura del alma

$$a := D_{\text{rig}}$$

$$a = 1078 \cdot \text{mm}$$

$$b := H_w(Z_{\max}) - h_{\text{bpi}}$$

$$b = 916 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 := \sigma_{z2}(Z_{\max})$$

$$\sigma_1 = -948.16 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 := \sigma_{z4}(Z_{\max})$$

$$\sigma_2 = 903.32 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau := \tau_{zy3}(Z_{\max})$$

$$\tau = 37.502 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\psi := \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$$

$$\psi = -0.953$$

$$K_\sigma = 22.68$$

$$K_\tau = 8.228$$

$$b_c = 916 \text{ mm}$$

$$\sigma_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{b_c} \right)^2$$

$$\sigma_e = 140.803 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{sk} := K_\sigma \cdot \sigma_e$$

$$\sigma_{sk} = 3193.453 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{sk} := K_\tau \cdot \sigma_e$$

$$\tau_{sk} = 1158.54 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{VKi} := \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}}{\left(\frac{1 + \psi}{4} \right) \frac{\sigma_1}{\sigma_{sk}} + \sqrt{\left(\frac{3 - \psi}{4} \frac{\sigma_1}{\sigma_{sk}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{sk}} \right)^2}}$$

$$\sigma_{VKi} = 3258.448 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda := \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_{VKi}}}$$

$$\lambda = 77.832$$

Teoría de Engesser

$$G(\sigma) := \frac{1}{\pi} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{E}} \cdot \left[0.5 + \frac{0.1 \cdot \sigma_F}{\sqrt{(0.2 \cdot \sigma_F)^2 - (\sigma - 0.8 \cdot \sigma_F)^2}} \right]$$

$$\Sigma := 0.8 \cdot \sigma_F, 0.81 \cdot \sigma_F, \dots, 0.99999 \sigma_F$$

$$x := 1800 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{VK} := \text{root} \left(\left| G(x) - \frac{1}{\lambda} \right|, x \right)$$

$$\sigma_{VK} = 1830.753 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$G(\sigma_{VK}) - \frac{1}{\lambda} = 1.258 \cdot 10^{-11}$$

$$\text{Factor} := \left[0.9 + 0.1 \cdot \left[\frac{3750 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{\sigma_{VKi}} \right]^2 \right]$$

$$\text{Factor} = 1.032$$

$$v_{\min} := \text{if} \left(\sigma_{VKi} \leq 3750 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}, 1, \text{Factor} \right) \cdot 1.35$$

$$v_{\min} = 1.35$$

$$v_B := \frac{\sigma_{VK}}{\sigma_1}$$

$$v_B = 1.931 \quad \text{O.K.}$$

Verificación de abolladura de platabanda comprimida

$$a := D_{\text{rig}}$$

$$a = 1078 \text{ mm}$$

$$b := D_w$$

$$b = 252.5 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 := \sigma_{z2}(Z_{\max})$$

$$\sigma_1 = -948.16 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 := \sigma_{z2}(Z_{\max})$$

$$\sigma_2 = -948.16 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau := \tau_{zy2}(Z_{\max})$$

$$\tau = 37.502 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\psi := \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$$

$$\psi = 1$$

$$K_\sigma = 4$$

$$K_\tau = 5.559$$

$$b_c = 252.5 \text{ mm}$$

$$\sigma_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{t_{ps}}{b_c} \right)^2$$

$$\sigma_e = 1853.016 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{sk} := K_\sigma \cdot \sigma_e$$

$$\sigma_{sk} = 7412.066 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{sk} := K_\tau \cdot \sigma_e$$

$$\tau_{sk} = 1.03 \cdot 10^4 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{VKi} := \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}}{\left(\frac{1 + \psi}{4} \right) \frac{\sigma_1}{\sigma_{sk}} + \sqrt{\left(\frac{3 - \psi}{4} \frac{\sigma_1}{\sigma_{sk}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{sk}} \right)^2}}$$

$$\sigma_{VKi} = 9.182 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda := \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_{VKi}}}$$

$$\lambda = 1.466$$

Teoría de Engesser

$$G(\sigma) := \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{\sigma}{E}} \cdot \left[0.5 + \frac{0.1 \cdot \sigma_F}{\sqrt{(0.2 \cdot \sigma_F)^2 - (\sigma - 0.8 \cdot \sigma_F)^2}} \right]$$

$$\sigma_{VK} := \sigma_F$$

$$\sigma_{VK} = 1906.869 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Factor} := \left[0.9 + 0.1 \cdot \left[\frac{3750 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{\sigma_{VKi}} \right]^2 \right]$$

$$\text{Factor} = 0.9$$

$$v_{\min} := \text{if} \left(\sigma_{VKi} \leq 3750 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}, 1, \text{Factor} \right) \cdot 1.35$$

$$v_{\min} = 1.215$$

$$v_B := \frac{\sigma_{VK}}{|\sigma_1|}$$

$$v_B = 2.011 \text{ O.K.}$$

Verificación de la flecha máxima

$$\text{Flecha}(F, I, \xi, x) := \begin{cases} -\frac{F \cdot (L - \xi) \cdot x}{6 \cdot E \cdot I \cdot L} \cdot [x^2 + (L - \xi)^2 - L^2] & \text{if } x < \xi \\ -\frac{F \cdot \xi \cdot (L - x)}{6 \cdot E \cdot I \cdot L} \cdot (x^2 + \xi^2 - 2 \cdot L \cdot x) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\delta_{\max} := \sum_{i=1}^{\text{length}(F_{DL})} \text{Flecha} \left(F_{DL_i}, I_{xx} \left(\frac{L}{2} \right), Z_{DL_i}, \frac{L}{2} \right)$$

$$\delta_{\max} = 2.383 \text{ mm}$$

$$\frac{\delta_{\max}}{L} = 4.913 \cdot 10^{-4}$$

Verificación de la unión extrema (Tornillo)

Diámetro de los bulones

$$d_b := 20 \text{ mm}$$

Cantidad de bulones

$$N_{TB} := 14$$

Area de cada bulón

$$A_b := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4}$$

$$A_b = 3.142 \text{ cm}^2$$

Area del total de bulones

$$A_{TB} := N_{TB} \cdot A_b$$

$$A_{TB} = 43.982 \text{ cm}^2$$

Cargas sobre bulones

$$F := \text{if}(R_{1DL} > R_{2DL}, R_{1DL}, R_{2DL})$$

$$F = 3.114 \cdot 10^4 \text{ kgf}$$

Tensiones sobre el bulón mas solicitado

$$\tau_B := \frac{F}{A_{TB}}$$

$$\tau_B = 707.92 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

O.K.

Aplastamiento en placa

Espesor de la placa

$$t_p := 15 \text{ mm}$$

$$\sigma_{apl} := \frac{\tau_B \cdot A_b}{t_p \cdot d_b}$$

$$\sigma_{apl} = 741.332 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

O.K.

ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN VIGA LONGITUDINAL - NIVEL INFERIOR

15. INTRODUCCION

En este trabajo se calculan los esfuerzos, tensiones y deformaciones para la condición de carga que resulta de la nueva distribución de E.C.I establecida para las perchas que apoyan sobre las vigas longitudinales del nivel inferior de las piletas

16. DESCRIPCION

16.1. Generalidades

Los cálculos para determinar los esfuerzos característicos se realizan utilizando un modelo de viga que se resuelve mediante la aplicación del Método de los Elementos Finitos (M.E.F.) [Ref. 50.3].

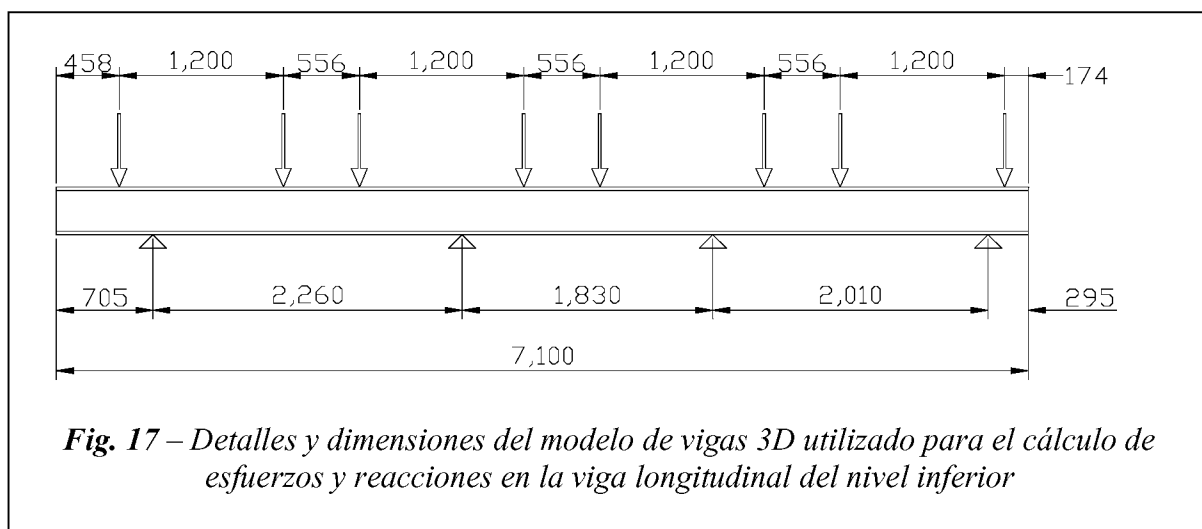
Como estado de carga se consideran las verticales debido al peso de los E.C.I., y las cargas transversales inducidas por la expansión térmica de las perchas.

A partir de dichos esfuerzos, y considerando la carga axial inducida por la expansión térmica de la viga, se efectúan las verificaciones estructurales según metodologías convencionales, las cuales se presentan en el Apéndice V.

16.2. Descripción del Modelo de cálculo

El modelo de cálculo desarrollado para la viga longitudinal se presenta en la Fig. 17 donde se muestran dimensiones, ubicación de soportes y la distribución de las cargas concentradas verticales en correspondencia con las zapatas de apoyo de las perchas.

En cada soporte se consideró que la sección de la viga no rota alrededor de su eje longitudinal, ni puede trasladarse en esa dirección.



Las cargas utilizadas en la verificación estructural surgen de distribución propuesta. Los valores adoptados se detallan en la Tabla 1 y se ordenan de izquierda a derecha con relación a la Fig. 17.

Tabla 1 – Cargas aplicadas

Posición	Carga Vertical [kgf]	Carga Horizontal [kgf]	Momento Torsor [kgf-cm]
1 y 2	15.200	4.640	81.200
3 y 4	11.400	3.420	59.850
5 y 6	12.200	3.650	63.875
7 y 8	15.200	4.640	81.200

16.3. Cálculo de tensiones y verificación de los límites

A continuación se indica la máxima tensión combinada que surge de las verificaciones según Apéndice V, como así también el límite admisible correspondiente (Ref. 50.2 y 50.1):

Tensión calculada: $\sigma_c = 1.321 \text{ kg/cm}^2$

Tensión admisible: $\sigma_{adm} = 1.430 \text{ kg/cm}^2$

17. CONCLUSIONES

Si bien las tensiones calculadas resultan inferiores a las admisibles, se recomienda efectuar estudios por elementos finitos de cáscaras 3D para representar en forma más apropiada los detalles de la viga (rigidizadores, soportes, etc.) y el modo de aplicación de las cargas.

APÉNDICE V

Análisis Estructural Viga Longitudinal - Nivel Inferior

18. INTRODUCCION

18.1. Generalidades

Los cálculos de verificación estructural se realizan utilizando un modelo discreto que se resuelve mediante la aplicación del Método de los Elementos Finitos (M.E.F.) [Ref. 50.3].

La utilización de esta herramienta de cálculo tiene la ventaja incluir buena parte de los detalles geométricos y físicos de la viga (rigidizadores, soportes, etc.), permitiendo representar de un modo apropiado el modo que las cargas son tomadas por los distintos componentes.

Esto hace posible una descripción precisa que conduce a resultados mucho más representativos del comportamiento real de la viga, permitiendo además la aplicación del procedimiento de diseño por análisis de acuerdo a los requerimientos de la Ref. 50.5.

18.2. Descripción del Modelo de Elementos Finitos

El modelo de E.F. que se presenta en detalle en el Apéndice VI incluye la viga completa con sus rigidizadores, la placa horizontal de asiento del perfil y las escuadras de refuerzo.

Se adoptan las siguientes hipótesis básicas:

18.2.1. Material isótropo e indefinidamente elástico y lineal.

18.2.2. Linealidad geométrica.

18.2.3. Los componentes a calcular guardan proporciones geométricas tales que pueden representarse en forma adecuada mediante elementos de cáscara delgada SHELL4 [Ref. 50.3].

18.3. Cálculo de esfuerzos y tensiones mediante el modelo de Elementos Finitos

De las Figs. I-7 a I-9 pueden obtenerse los valores de las máxima tensión de Von Mises sobre la viga, los cuales se resumen en la Tabla I.

Tabla I – Resumen de resultados. Modelo de Elementos Finitos.

Condición	Categoría de Tensión	Tensión de Von Mises Calculada	Tensión Admisible
Diseño	Membrana	844 kgf/cm ²	1.356 kgf/cm ²
Operación	Primarias de Flexión	2.070 kgf/cm ²	2.237 kgf/cm ²

19. CONCLUSIONES

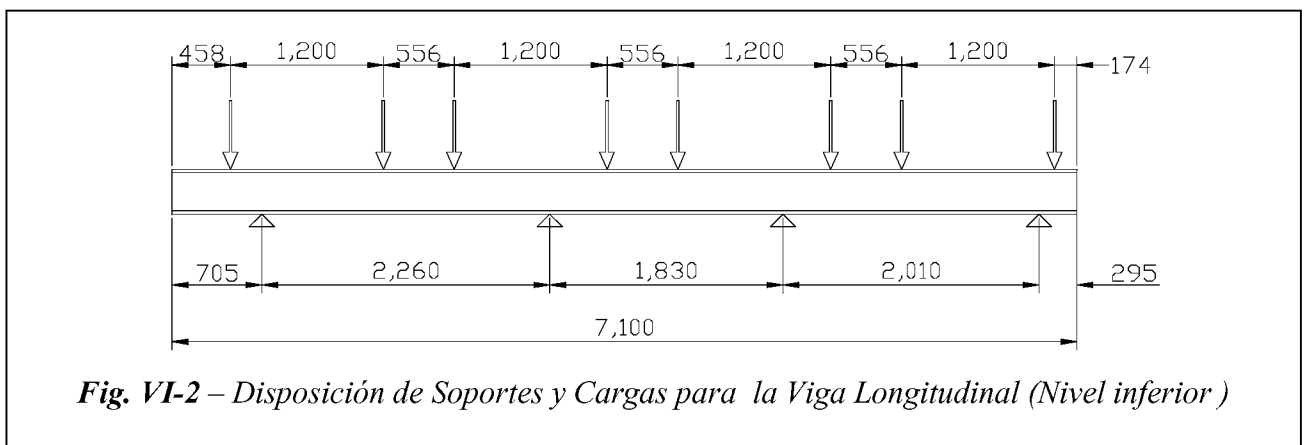
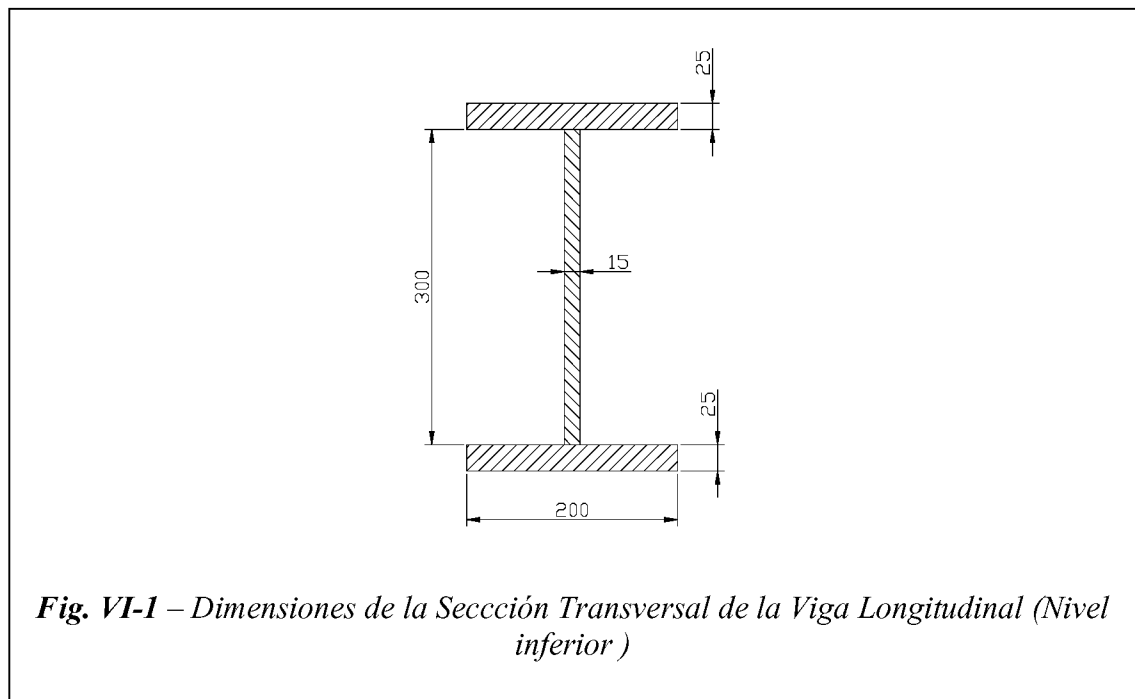
A partir de los resultados de las verificaciones realizadas en el presente trabajo, puede concluirse que las tensiones se encuentran por debajo de los límites establecidos en la Norma de aplicación (Ref. 50.5).

APENDICE VI

Modelo de Elementos Finitos de la viga longitudinal

Geometría del modelo

La disposición y dimensiones generales de la viga y sus soportes se muestran en la Fig. VI-1.



Cargas aplicadas

Las cargas utilizadas en la verificación estructural surgen de distribución propuesta. Los valores adoptados se detallan en la Tabla 1 y se ordenan de izquierda a derecha con relación a la Fig. 1.

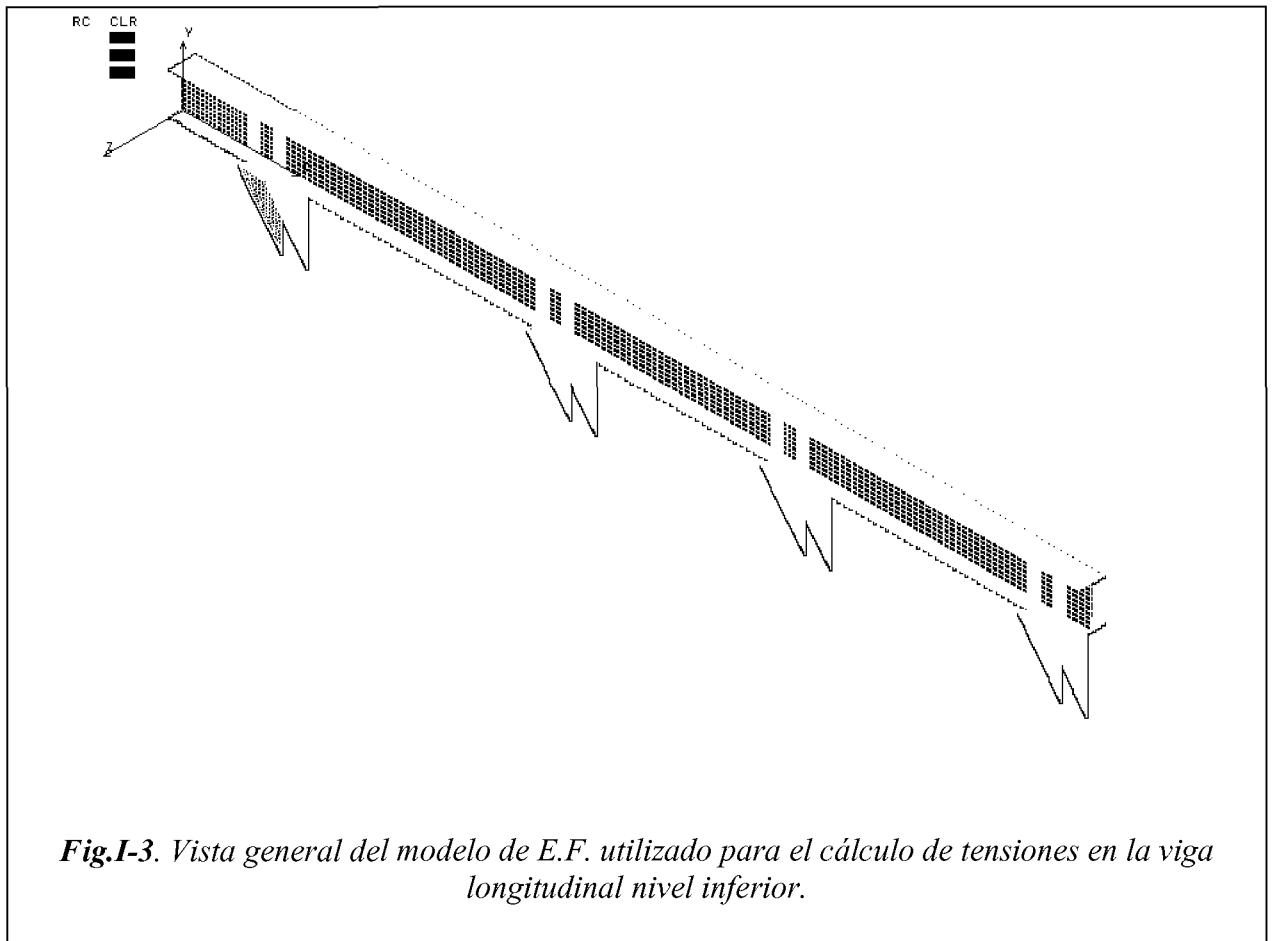
Tanto las cargas verticales como las horizontales se distribuyen en tres nodos consecutivos para representar el ancho del patán de apoyo de las perchas. Las cargas horizontales se aplican a nivel del plano medio de la platabanda superior, de modo que la torsión inducida es automáticamente incluida en el modelo.

Tabla 1 – Cargas aplicadas

Posición	Carga Vertical [kgf]	Carga Horizontal [kgf]
1 y 2	15.200	4.640
3 y 4	11.400	3.420
5 y 6	12.200	3.650
7 y 8	15.200	4.640

Modelo discreto

En la Fig. VI-2 se muestra el modelo discreto utilizado para la simulación numérica del comportamiento estructural de la viga y sus soportes. El modelo consiste de 6.872 elementos y 7.001 nodos.



Condiciones de vínculo

Se restringen los tres desplazamientos de los nodos del cateto y el lado posteriores de las escuadras y la placa horizontal respectivamente.

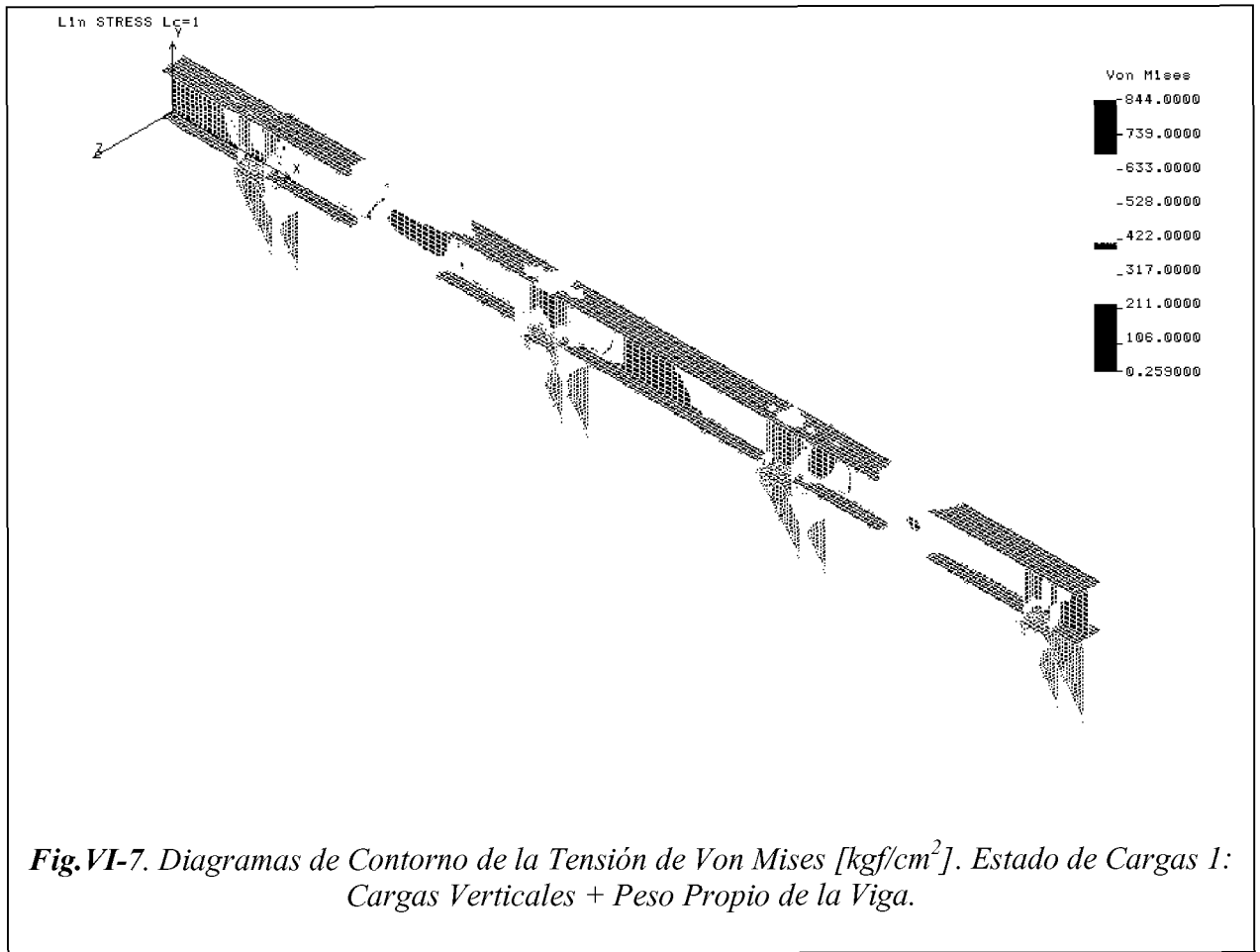
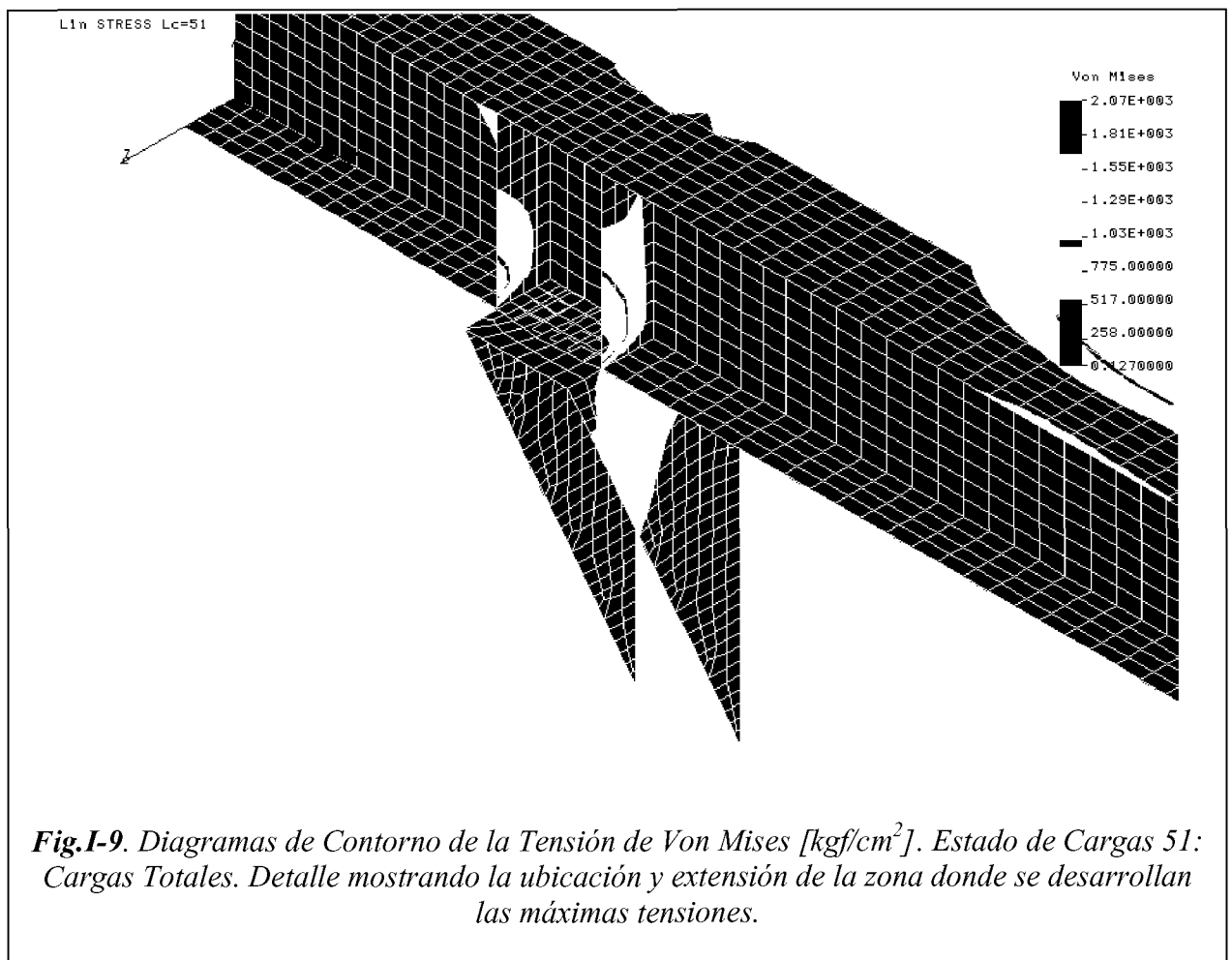
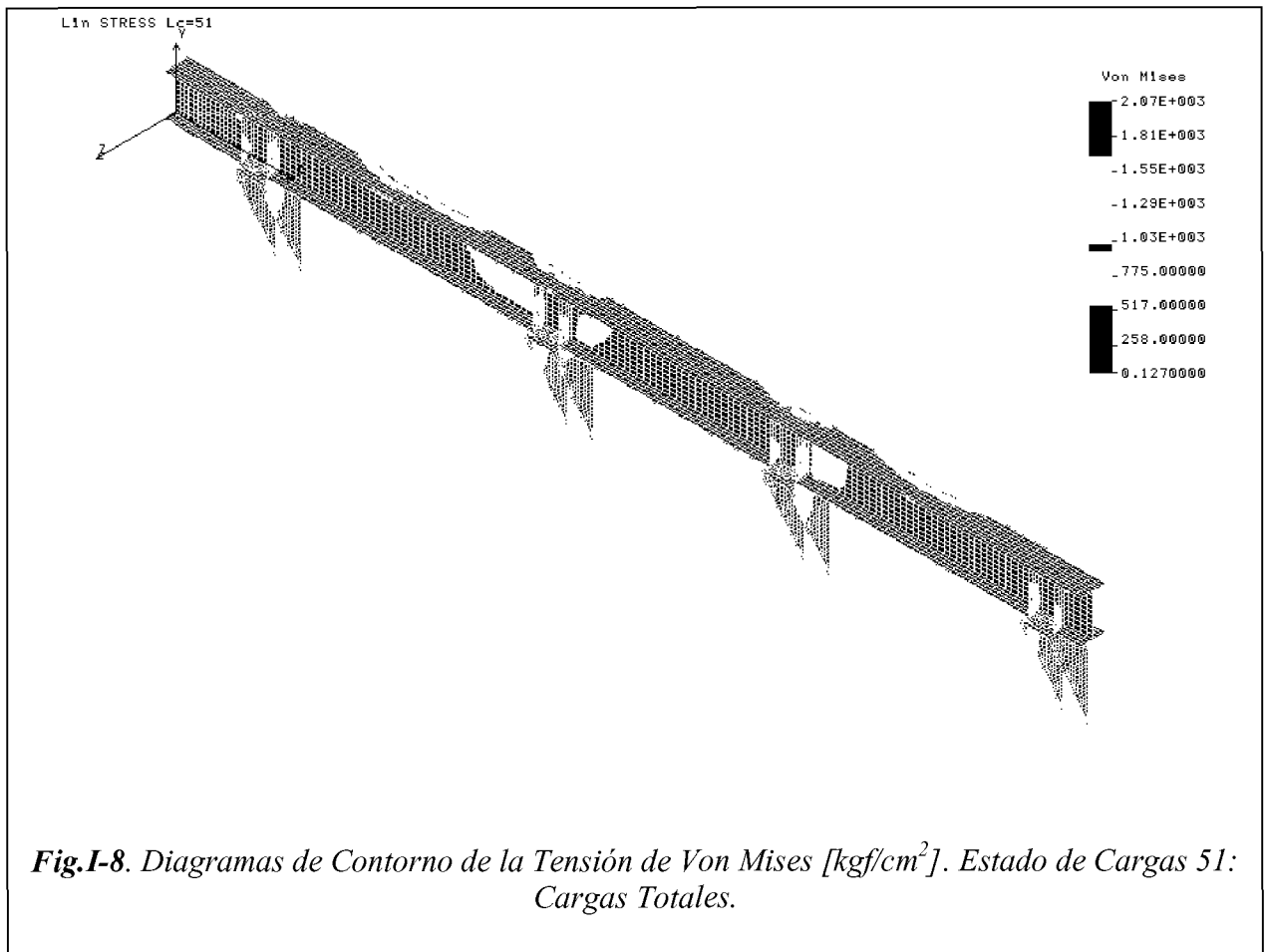


Fig.VI-7. Diagramas de Contorno de la Tensión de Von Mises [kgf/cm^2]. Estado de Cargas 1: Cargas Verticales + Peso Propio de la Viga.



**ANALISIS DE SOPORTES PARA ALMACENAMIENTO COMPACTO -
NIVEL SUPERIOR**

20. OBJETO

El propósito de este trabajo es el de calcular y evaluar el nivel de esfuerzos y tensiones en los soportes de las vigas de apoyo del nivel superior de las piletas de almacenamiento de los elementos combustible (E.C.) de la Central Nuclear Atucha I (CNA I).

21. ALCANCE

Este informe se refiere e incluye a los siguientes componentes:

- 21.1. Ménsula de soporte de las vigas longitudinales
- 21.2. Pernos de anclaje en el hormigón

22. INTRODUCCION

En este trabajo se calculan los esfuerzos, tensiones y deformaciones para la condición de carga que resulta de la configuración de diseño original, se identifica el componente o sección crítica y se estima la magnitud del incremento potencial en la carga actuante sobre el soporte.

23. DESCRIPCION

23.1. Generalidades

Los cálculos de verificación estructural se realizan utilizando un modelo discreto que se resuelve mediante la aplicación del Método de los Elementos Finitos (M.E.F.) [Ref. 50.3].

La utilización de esta herramienta de cálculo tiene la ventaja de incluir buena parte de los detalles geométricos y físicos del soporte, los pernos permitiendo representar de un modo apropiado el modo que las cargas son repartidas entre los distintos componentes, incluyendo la interacción de los pernos con el hormigón.

Esto hace posible una descripción precisa que conduce a resultados mucho más representativos del comportamiento real del sistema.

23.2. Descripción del Modelo de Elementos Finitos

El modelo de E.F. que se presenta en detalle en el Apéndice I incluye todos los componentes del soporte (placa horizontal de asiento del perfil, escuadras de refuerzo y placa de apoyo), además de los pernos de anclaje.

Se adoptan las siguientes hipótesis básicas:

23.2.1. Material isótropo e indefinidamente elástico y lineal.

23.2.2. Linealidad geométrica.

23.2.3. Los componentes del soporte guardan proporciones geométricas tales que pueden representarse en forma adecuada mediante elementos de cáscara delgada SHELL4 [Ref. 50.3].

23.2.4. Los pernos de anclaje trabajan primariamente a la tracción y corte, razón por la cual se representan mediante elementos de barra TRUSS3D [Ref. 50.3].

23.2.5. Se desprecia la adherencia entre los pernos y el hormigón, suponiendo que el anclaje se produce en los flejes soldados a los extremos libres de aquellos.

23.2.6. La placa de apoyo no está en contacto directo con el hormigón aún en la zona de compresión. Esta hipótesis se fundamenta en dos observaciones:

- Los pernos de anclaje están soldados a la placa de apoyo impidiendo deslizamientos relativos entre ambos componentes.
- No se aplica *grouting* de compensación que asegure un buen contacto entre el hormigón y la placa de apoyo.

23.2.7. En línea con la hipótesis anterior, se desprecia la fricción entre la placa de apoyo y el hormigón, de modo que toda la carga vertical es tomada por corte en los pernos

de anclaje y transferida al hormigón circundante por aplastamiento. Los elementos representativos de los pernos están soportados transversalmente en el extremo del lado de la placa de anclaje, mediante apoyos elásticos que representan en modo aproximado la rigidez del hormigón al aplastamiento.

23.3. Cálculo de esfuerzos y tensiones mediante el modelo de Elementos Finitos

23.3.1. Pernos de anclaje

En las Tablas siguientes se incluyen los resultados más relevantes de los cálculos cuyo detalle se incluye en el Apéndice VII.

Tabla 1 – Tensiones sobre los pernos de anclaje más solicitados.

Estado de Cargas	σ [kgf/cm ²]		τ [kgf/cm ²]		S [kgf/cm ²]	
	Calc.	Adm.	Calc.	Adm.	Calc.	Adm.
H	592	1.339	322	670	813	1.339
HZ	1.416	1.500	387	750	1.576	1.500

23.3.2. Soporte

De las Figs. I-5(a) a (d) pueden obtenerse los valores de la máxima tensión de Von Mises sobre el soporte que se resumen en la Tabla 2.

Tabla 2 – Tensiones máximas para el soporte

	Tensiones de Membrana [kgf/cm ²]		Tensiones de Membrana + Flexión [kgf/cm ²]	
	Calculada	Admisible	Calculada	Admisible
Cargas Verticales	683	1.356⁴	948	2.034⁵
Cargas Totales	1.660	2.034²	3.060⁶	> 500 ciclos⁷

24. CONCLUSIONES

A partir de los resultados de las verificaciones realizadas en el presente trabajo, puede concluirse que, dado el nivel de tensiones en el soporte y en los pernos de anclaje para la configuración actual, no es posible aumentar la capacidad de almacenamiento de E.C. a expensas de un incremento en la carga por encima de los valores de diseño indicados en el Doc. 52.7.

⁴ Valor admisible para tensiones primarias de membrana

⁵ Valor admisible para tensiones primarias de flexión

⁶ Categorizada como tensión pico.

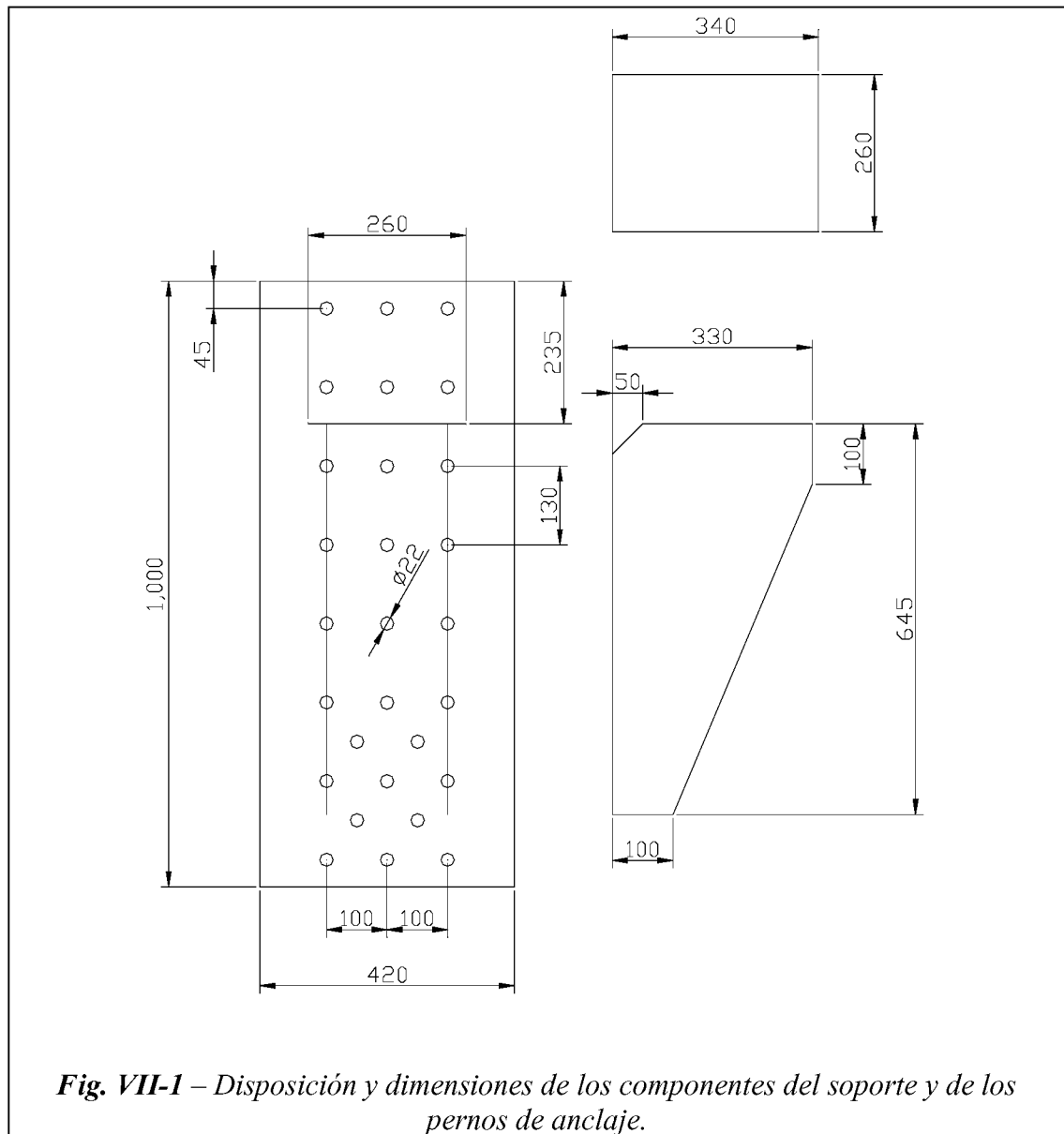
⁷ Cantidad mínima de ciclos según Ref. 50.2.

APENDICE VII

Modelo de Elementos Finitos del Soporte y los Pernos de Anclaje

VII.1 Geometría del modelo

La disposición y dimensiones generales de los componentes se muestran en la Fig. I-1, donde puede apreciarse que las dimensiones de la placa de apoyo de la viga longitudinal y las escuadras han sido consideradas con sus verdaderas dimensiones, sin adicionar el semi-espesor de la placa de apoyo.



VII.2 Cargas aplicadas

Las cargas y momento de cálculo se obtienen del Doc. 49.7 y valen:

Carga vertical $V = 335 \text{ kN} = 34.149 \text{ kgf}$

Carga Transversal $T = 100 \text{ kN} = 10.194 \text{ kgf}$

Carga Longitudinal $L = \pm 91 \text{ kN} = \pm 9.183 \text{ kgf}$

Momento al nivel de la placa de asiento de la viga longitudinal

$$M = 32,66 \text{ kN.m} = 332.926 \text{ kgf.cm}$$

Modelo discreto

En la Fig. I-2 se muestra el modelo discreto utilizado para la simulación numérica del comportamiento estructural del soporte y los pernos de anclaje. El modelo consiste de 5.822 elementos y 2.488 nodos.

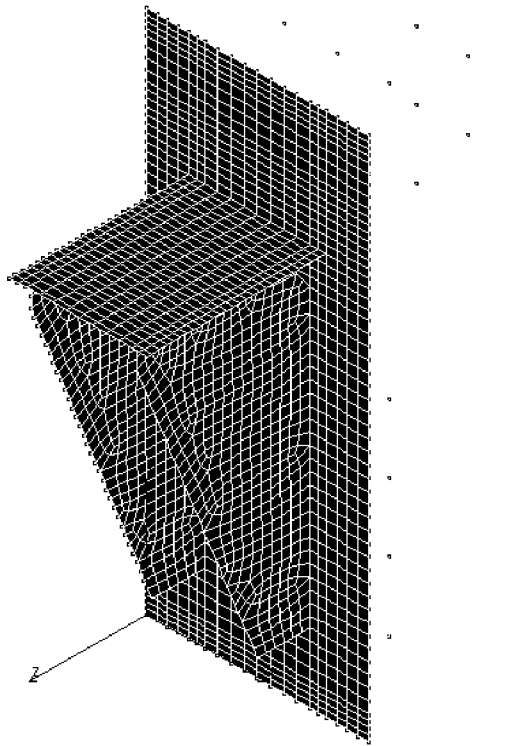


Fig. VII-2. Vista general del modelo de E.F. utilizado para el cálculo de tensiones en los componentes del soporte, los esfuerzos en los pernos de anclaje y las reacciones en los apoyos.

Las placas son representadas mediante elementos de cáscara 3D SHELL4, para los pernos se utilizan elementos de barra TRUSS3D y para los apoyos elásticos elementos SPRING [Ref. 50.3].

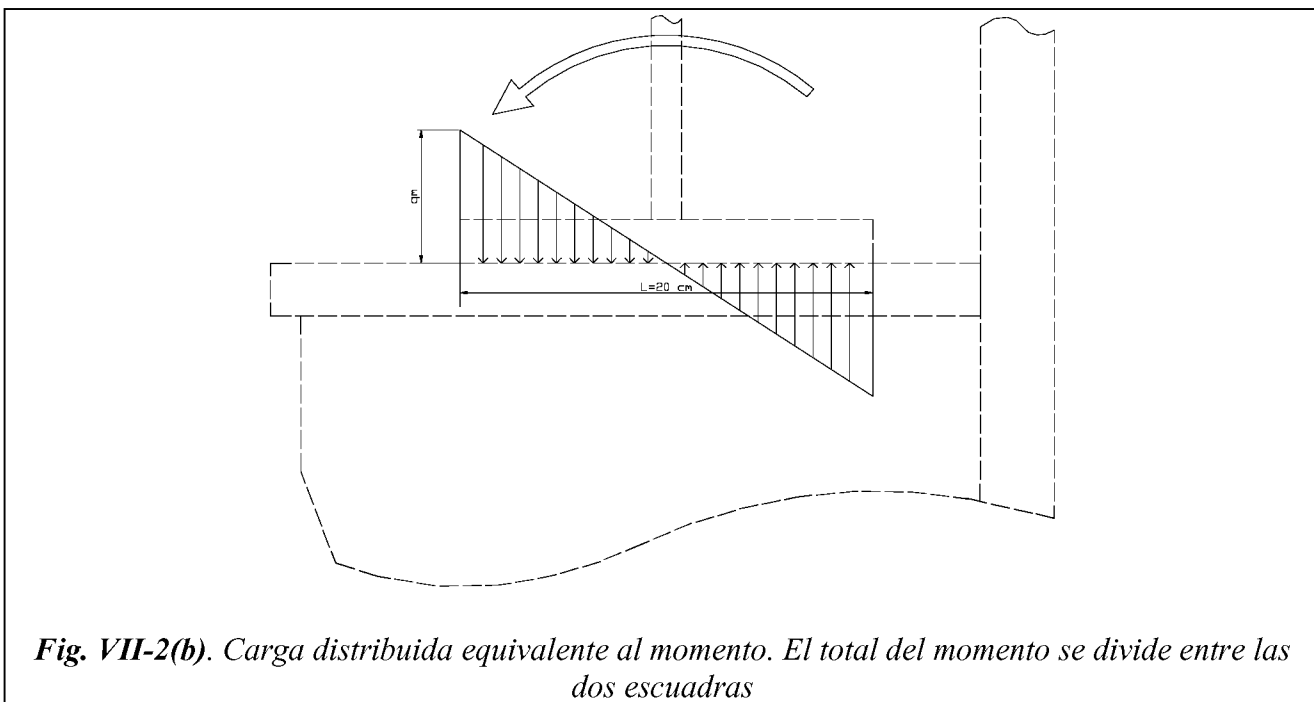
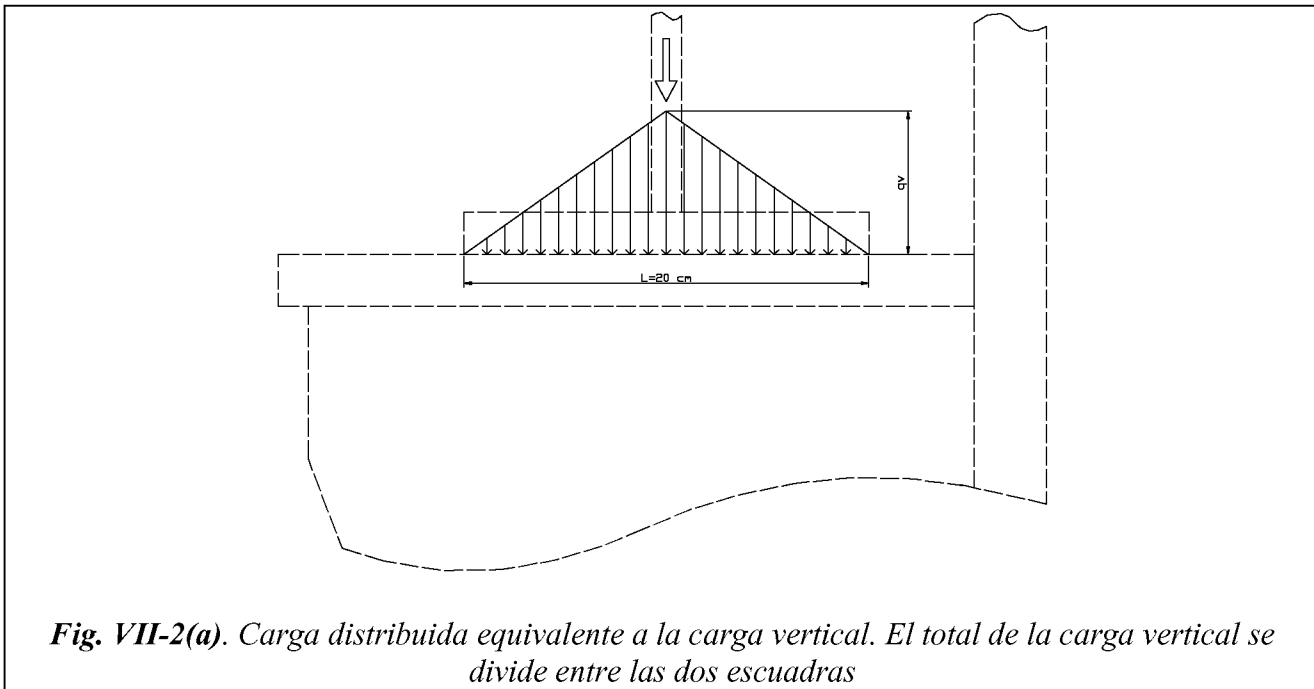
Representación de las cargas

Las cargas aplicadas son distribuidas en los nodos y/o bordes de los elementos pertenecientes a las escuadras verticales, en la zona de contacto con la platabanda inferior de la viga longitudinal.

Teniendo en cuenta la rigidez relativa de los elementos en contacto, la carga vertical es modelada como se muestra en las Figs. I-2(a) y (b). A partir de ese modelo, se obtienen los valores que se indican a continuación.

$$q_v = \frac{2F}{L} = \frac{2 \times (34.160 \text{ kgf} / 2)}{20 \text{ cm}} = 1.708 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$q_m = \frac{6M}{L^2} = \frac{6 \times (338.776 \text{ kgf} \cdot \text{cm} / 2)}{(20 \text{ cm})^2} = 2.540 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$



Las cargas horizontales longitudinal y transversal se aplican como cargas concentradas, repartidas uniformemente entre los nodos de las escuadras inmediatamente debajo de la platabanda inferior de la viga longitudinal.

Condiciones de vínculo

Las condiciones de vínculo impuestas al modelo son consistentes con las hipótesis según las cuales el mismo ha sido generado. Todos los pernos (representados por elementos de barra TRUSS3D [Ref. 50 .3], tienen restringido el grado de libertad axial en el nodo correspondiente al extremo libre (lado opuesto a la placa de anclaje) y elásticamente restringidos los desplazamientos transversales del extremo opuesto.

Para evitar la singularidad de la matriz de rigidez, los nodos del extremo libre también están rígidamente restringidos en ambas direcciones transversales, aunque por las características de los elementos utilizados estos apoyos no toman carga.

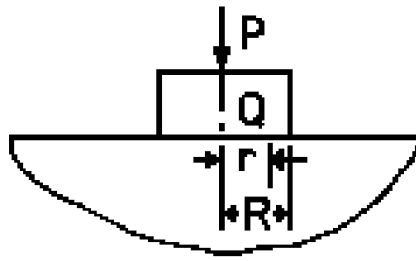


Fig. VII-3. Esquema del modelo utilizado para determinar la rigidez equivalente del hormigón trabajando al aplastamiento.

La constante de rigidez de los apoyos transversales elásticos se calculan en forma aproximada siguiendo la metodología presentada en la Ref. 50.6 (Fig.VII-3).

Módulo de elasticidad del hormigón [Doc. 49.11, Ref.50.7]	$E := 30000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Coefficiente de Poisson del hormigón [$\nu := 0.20$
Radio del perno	$R := 11 \cdot \text{mm}$
Constante de rigidez del hormigón	$k_h := \frac{2 \cdot R \cdot E}{1 - \nu^2}$
	$k_h = 6.875 \cdot 10^4 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$

VII.3 Cargas sobre los pernos de anclaje

Las cargas sobre los pernos de anclaje pueden determinarse a partir de las reacciones en los apoyos del modelo. Para ello se incluyen las Figs. I-4 (a), (b) y (c) - que permiten identificar los números de nodo asignados - y la tabla I-1 y I-2 con los valores de las reacciones correspondientes.

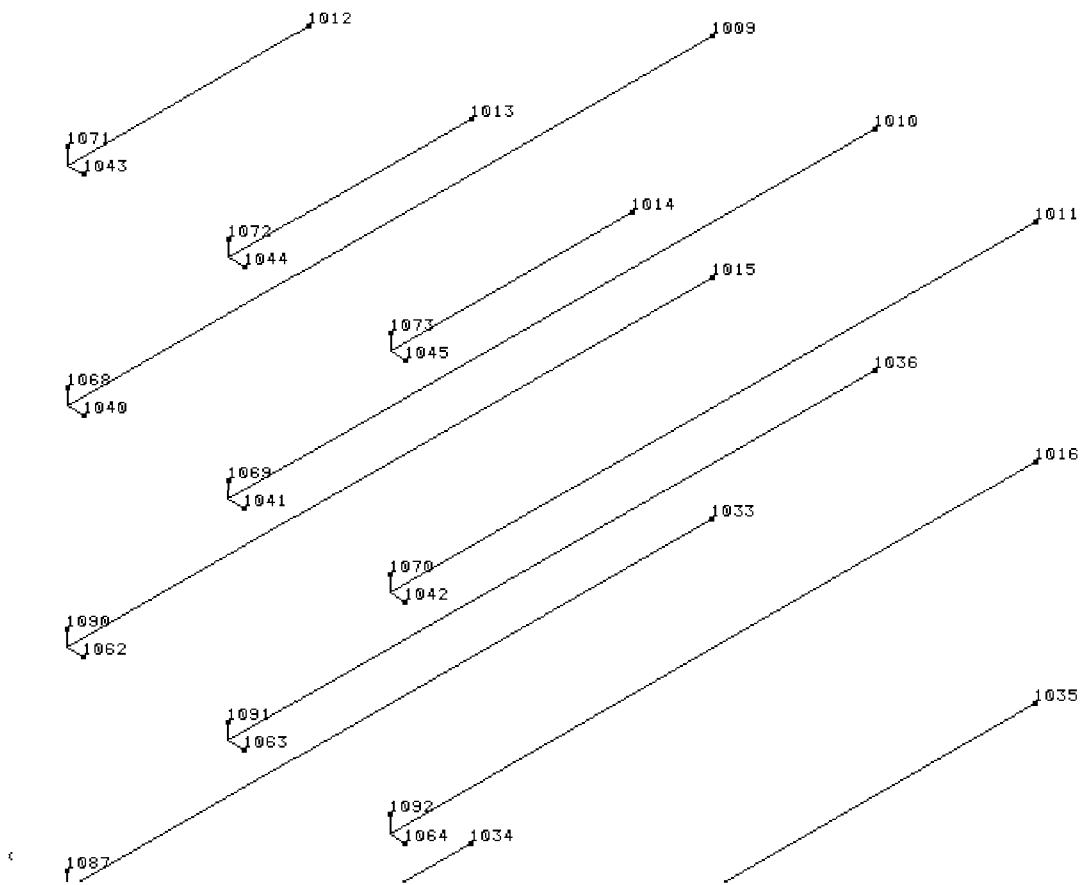


Fig. VII-4(a). Numero de identificación de los nodos correspondientes a las tres filas superiores de pernos

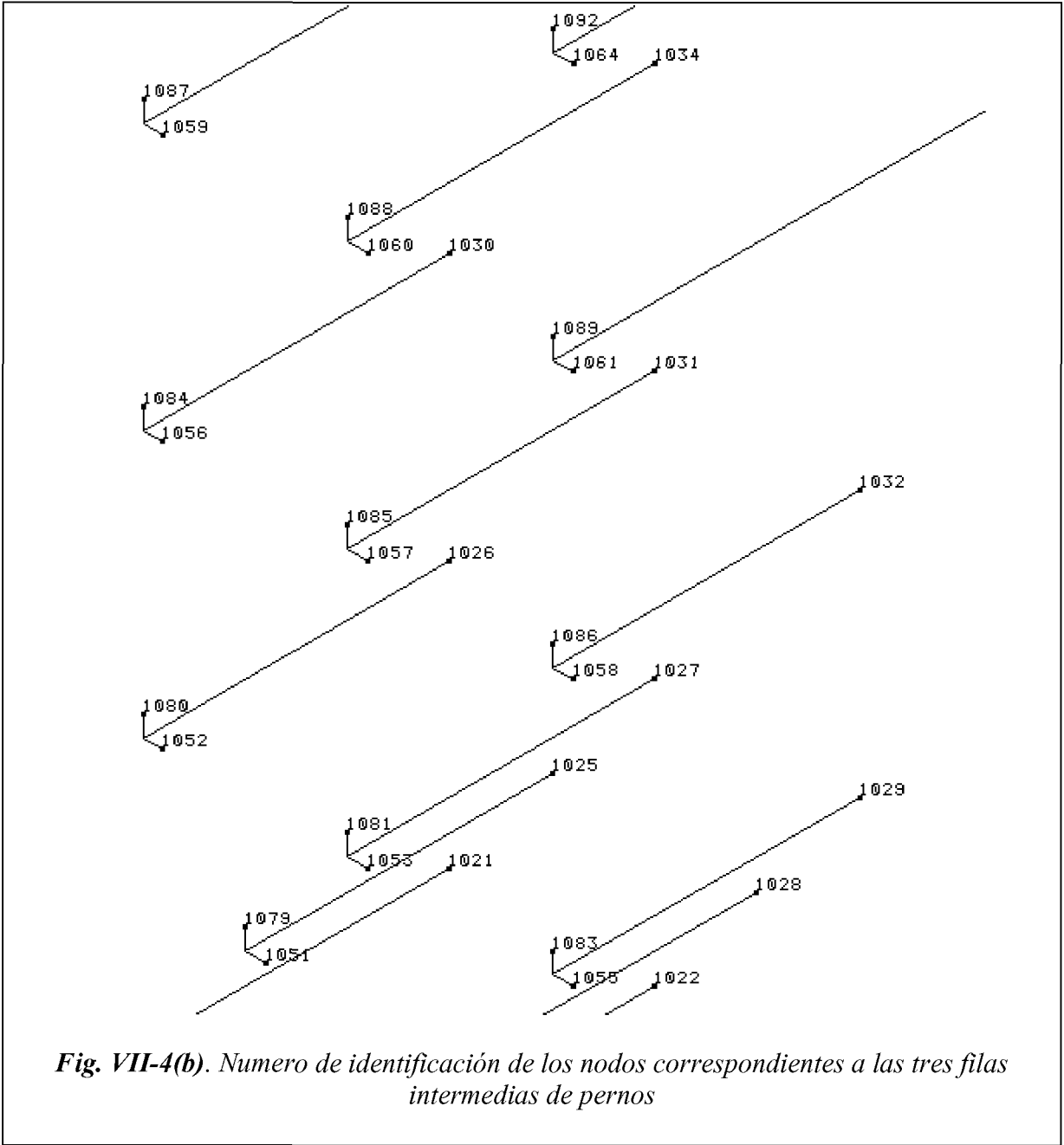


Fig. VII-4(b). Numero de identificación de los nodos correspondientes a las tres filas intermedias de pernos

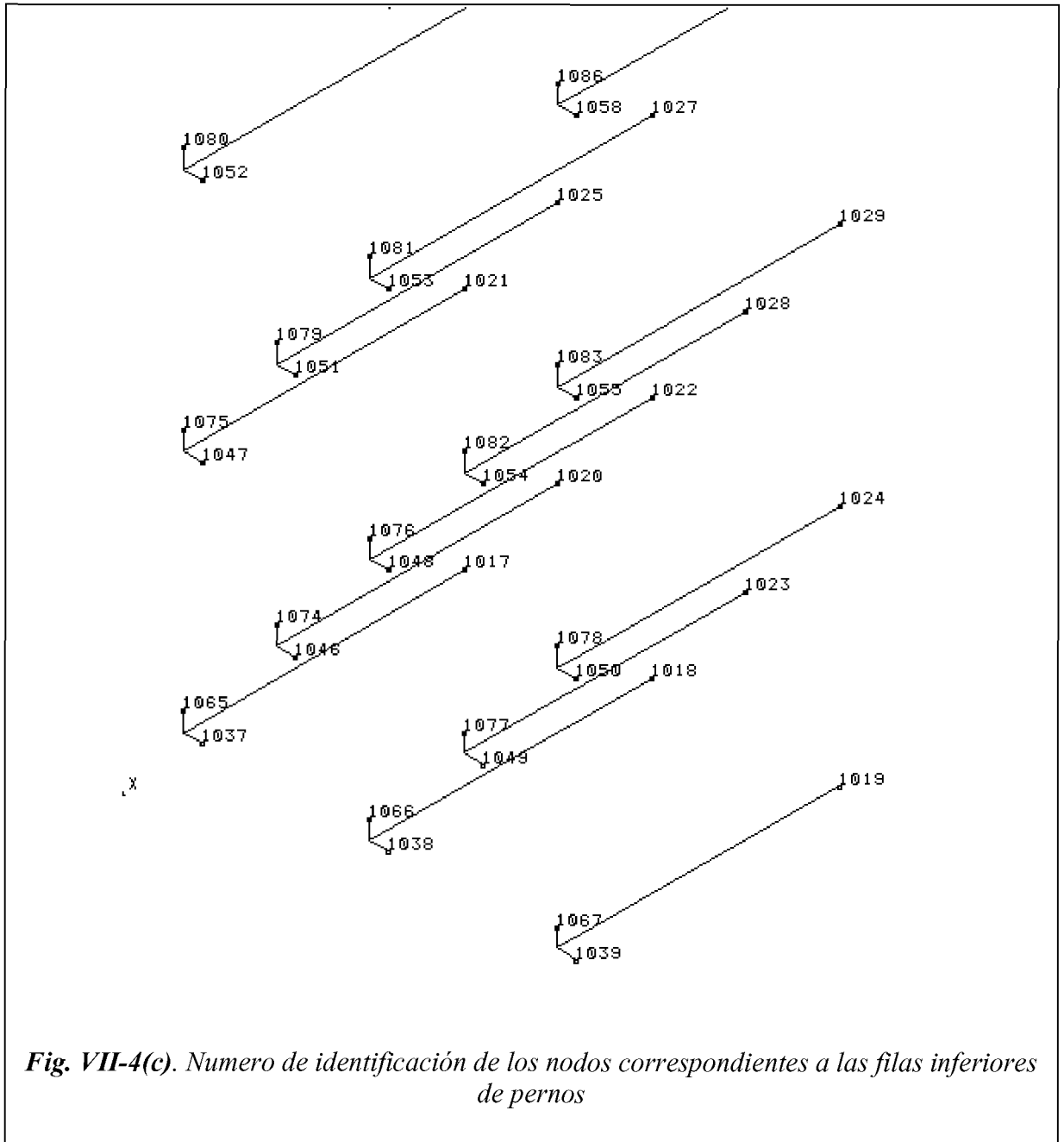


Fig. VII-4(c). Numero de identificación de los nodos correspondientes a las filas inferiores de pernos

Tensiones sobre los pernos de anclaje

A partir de los valores detallados en las tablas precedentes y teniendo en cuenta los números de nodo de apoyo que corresponden, se construyen las tablas siguientes, en las que se vuelcan los esfuerzos (axiales y de corte) y las tensiones (normales, de corte y combinadas) que corresponden a cada para cada perno. Las tensiones son calculadas mediante las fórmulas siguientes:

$$\sigma = \frac{4RFZ}{\pi D^2} \quad \tau = \frac{4\sqrt{RFX^2 + RFY^2}}{\pi D^2} \quad S = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$$

Tabla VII-1. Esfuerzos [kgf] y Tensiones [kgf/cm²] en los pernos de anclaje. Estado de Cargas H

Perno	Carga Axil	Corte x	Corte y	σ	τ	S
1	-396.50	0.00	1225.00	-104	322	568
2	-200.90	0.00	1225.00	-53	322	561
3	-396.50	0.00	1225.00	-104	322	568
4	-1567.00	0.00	1225.00	-412	322	694
5	-1547.00	0.00	1225.00	-407	322	691
6	-1567.00	0.00	1225.00	-412	322	694
7	-1467.00	0.00	1225.00	-386	322	679
8	-1420.00	0.00	1225.00	-374	322	672
9	-1467.00	0.00	1225.00	-386	322	679
10	-617.50	0.00	1225.00	-162	322	581
11	-1298.00	0.00	1225.00	-341	322	654
12	-617.50	0.00	1225.00	-162	322	581
13	-95.50	0.00	1225.00	-25	322	559
14	-130.40	0.00	1225.00	-34	322	559
15	-95.50	0.00	1225.00	-25	322	559
16	1395.00	0.00	1225.00	367	322	668
17	436.10	0.00	1225.00	115	322	570
18	1395.00	0.00	1225.00	367	322	668
19	944.60	0.00	1225.00	248	322	611
20	944.60	0.00	1225.00	248	322	611
21	2249.00	0.00	1225.00	592	322	813
22	687.00	0.00	1225.00	181	322	587
23	2249.00	0.00	1225.00	592	322	813
24	853.40	0.00	1225.00	225	322	602
25	853.40	0.00	1225.00	225	322	602
26	602.40	0.00	1225.00	158	322	580
27	-326.10	0.00	1225.00	-86	322	565
28	602.40	0.00	1225.00	158	322	580

Tabla VII-2. Esfuerzos [kgf] y Tensiones [kgf/cm²] en los pernos de anclaje. Estado de Cargas HZ

Perno	Carga Axil	Corte x	Corte y	σ	τ	S
1	-2539.00	-863.40	1120.00	-668	372	928
2	-387.70	-863.40	-1227.00	-102	395	691
3	945.90	-863.40	1334.00	249	418	766
4	-5381.00	-724.60	1281.00	-1416	387	1566

5	-3429.00	-724.60	-1334.00	-902	399	1137
6	-1538.00	-724.50	1334.00	-405	399	801
7	-5461.00	-585.70	1120.00	-1437	332	1548
8	-3308.00	-585.70	1227.00	-870	358	1068
9	-1349.00	-585.70	1334.00	-355	383	753
10	-2954.00	-446.90	-1120.00	-777	317	952
11	-3292.00	-446.90	1227.00	-866	344	1051
12	-220.20	-446.90	1334.00	-58	370	644
13	-2736.00	-308.10	1120.00	-720	306	893
14	-624.90	-308.10	-1227.00	-164	333	599
15	1120.00	-308.10	1334.00	295	360	690
16	806.20	-169.30	1120.00	212	298	558
17	594.10	-169.30	1227.00	156	326	586
18	3153.00	-169.30	1334.00	829	354	1031
19	1520.00	-99.90	1174.00	400	310	669
20	1591.00	-99.90	1281.00	419	338	720
21	4232.00	-30.50	1120.00	1113	295	1225
22	1206.00	-30.50	1227.00	317	323	643
23	3349.00	-30.50	1334.00	881	351	1070
24	1826.00	38.88	1174.00	480	309	719
25	1135.00	38.88	1281.00	299	337	656
26	1448.00	108.30	1120.00	381	296	639
27	-531.50	108.30	1227.00	-140	324	578
28	630.20	108.30	1334.00	166	352	632

Tensiones sobre los componentes del soporte

En las Figs. I-5 (a) a (c) se muestra la distribución de la tensión de Von Mises para cada categoría de tensión y estado de cargas. Los valores máximos, la posición y extensión del área en la que actúan permiten su categorización y evaluación de acuerdo a los requerimientos de la Ref. 50.5.

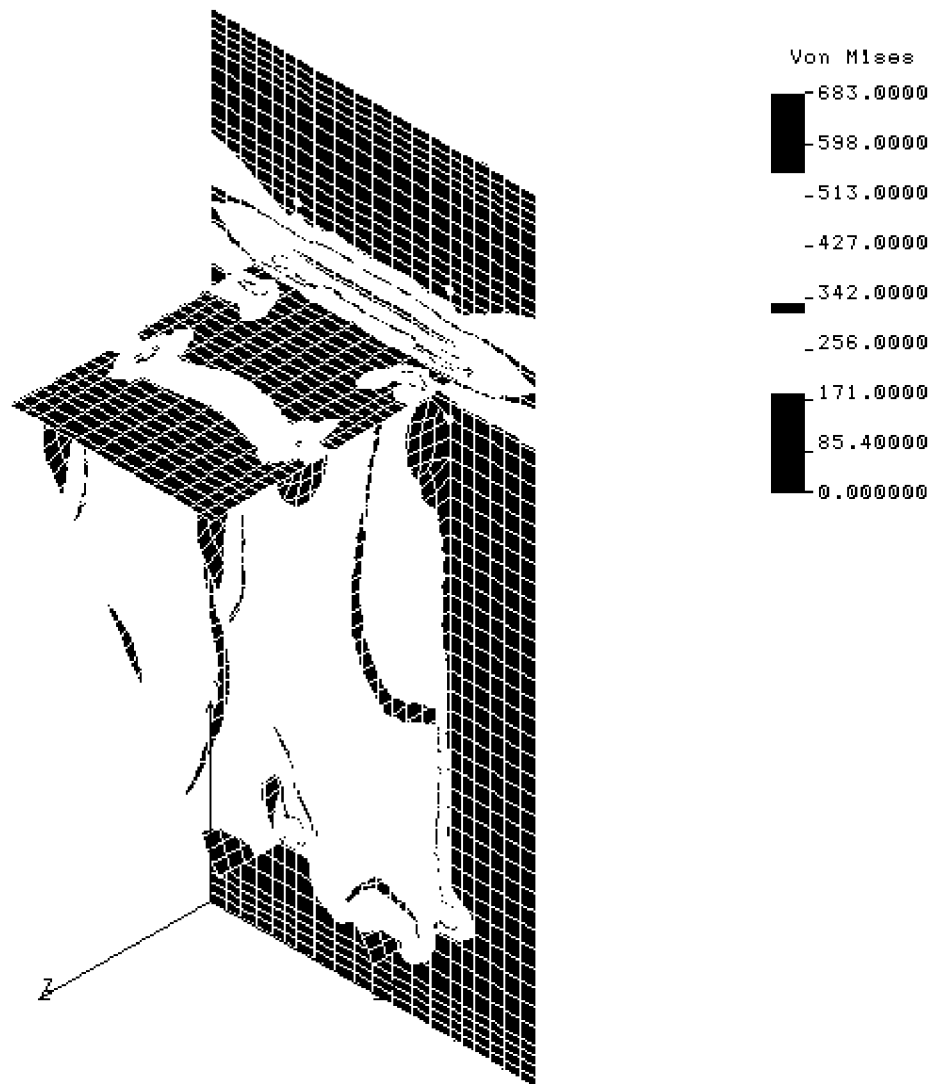


Fig. VII-5(a). Gráfico de contorno de la Tensión de Von Mises de Membrana. Cargas Verticales incluyendo el peso propio del soporte (H)

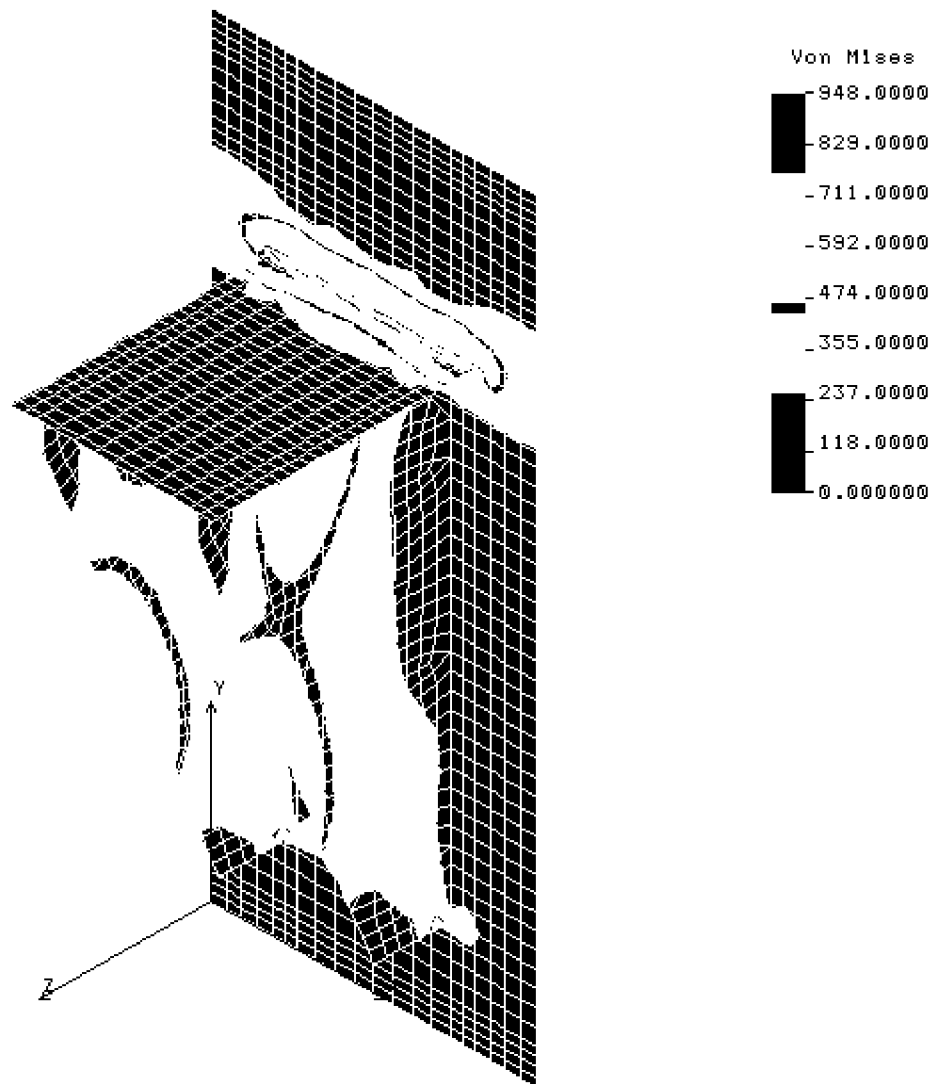


Fig. VII-5(b). Gráfico de contorno de la Tensión de Von Mises de Membrana + Flexión. Cargas Verticales incluyendo el peso propio del soporte (H)

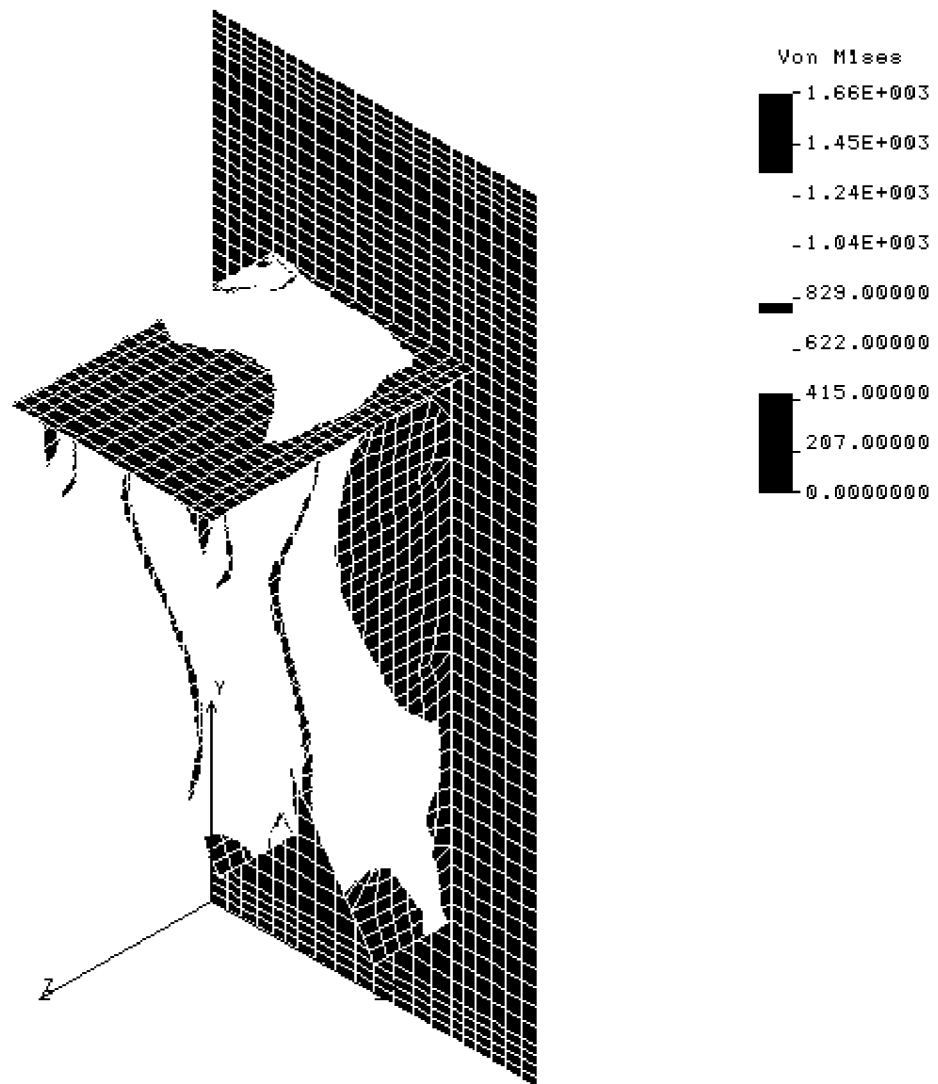


Fig. VII-5(c). Gráfico de contorno de la Tensión de Von Mises de Membrana. Cargas Verticales incluyendo el peso propio del soporte + Cargas Horizontales (HZ)

**VERIFICACION ESTRUCTURAL VIGA CAJON, PEINES Y VIGA
LONGITUDINAL - NIVEL SUPERIOR**

25. PRESENTACIÓN

Las perchas para soportar los ECI en el nivel superior de las piletas de almacenamiento de la CNA I, están siendo sometidas, en función de la carga de 5 ECI por cada peine simple.

Se analiza una distribución de 6 ECI por cada peine simple.

26. OBJETO

El objeto de este trabajo es calcular y evaluar el nivel de esfuerzos y tensiones en las perchas, así como la viga longitudinal del nivel superior de las piletas de almacenamiento de los elementos combustible (E.C.I) de la Central Nuclear Atucha I.

27. ALCANCE

Este informe se refiere e incluye a los siguientes componentes:

- 27.1. Peines para soportar 6 E.C.I.
- 27.2. Viga cajón.

28. INTRODUCCIÓN

El incremento de carga requiere verificar la resistencia y estabilidad de la percha para determinar el cumplimiento de las normas aplicables.

29. DESCRIPCIÓN

29.1. Generalidades

Los cálculos de verificación estructural se llevan a cabo mediante el desarrollo de modelos convencionales los cuales se resuelven analíticamente, mediante el uso del utilitario que se indica en la referencia bibliográfica 50.8.

29.2. Características y descripción de los modelos de cálculo

29.2.1. Peines con 6 E.C.I.

Este elemento estructural se considera como una viga continua apoyada en los extremos superiores de las almas de la viga cajón. Las dimensiones y distribución de los E.C.I. se obtienen a partir de los Documentos 49.10 .

Los esfuerzos característicos se obtienen considerando el peine cargado con 6 E.C.I, para los que se adopta su peso aparente sumergido en agua

Para obtener resultados que respondan a la peor configuración de cargas, el peso del dispositivo de manipuleo se aplica en el ECI del extremo libre, incluyendo la influencia por impacto [Doc. 52.6]. La determinación del valor del coeficiente de impacto surge de considerar clase de izaje H3 [Ref. 50.9].

Los valores admisibles para la flecha y las tensiones se obtienen de los documentos, adoptándose para estas últimas la condición de carga (H). El estudio por pandeo lateral se efectúa según las Refs. 50.10 y 50.11.

En el APENDICE VIII se describen en detalle los cálculos realizados para el peine y - en particular - en el punto 29.3.1 se resumen los resultados obtenidos. Finalmente, en el punto 30 se presenta la evaluación de los resultados y las conclusiones de la verificación.

29.2.2. **Viga cajón**

La viga cajón que soporta a los E.C.I. a través de los peines, se modela como una viga simplemente apoyada en los extremos de asiento sobre las vigas longitudinales de la pileta.

Las dimensiones de la estructura de la viga cajón y la distribución de los E.C.I. se obtienen a partir del Doc. 49.10. Las cargas de peso aparente de los 6 E.C.I. contenidos en cada peine se modelan mediante cargas concentradas correspondientes a 28 peines, mientras que el peso propio de la viga se representa como una carga uniformemente distribuida en toda la longitud.

Para simular la condición de cargas más desfavorable, se superpone el peso del dispositivo de manipuleo con impacto al peso transferido por el peine central.

Para calcular los esfuerzos de compresión en la viga debidos a cambios de temperatura se adopta un coeficiente de fricción de 0.33. Este valor surge de estimaciones basadas en las cargas especificadas en el Doc. 49.7.

Se verifican las tensiones máximas en todas las secciones singulares, incluyendo aquellas en las que la altura del alma varía en forma continua y en aquellas en las que existen agujeros.

La flecha máxima se verifica de acuerdo con los requerimientos del Doc. 52.6, en tanto que la verificación de abolladura de alma y platabanda se efectúa de acuerdo a las Refs. 50.10 y 50.11.

En el APENDICE IX se describen en detalle los cálculos de verificación realizados para la viga cajón. En particular, en los puntos 29.3.2 y 30 se resumen los resultados y las conclusiones pertinentes.

29.3. **Resultados**

29.3.1. **Peine**

En la Tabla I se resumen los resultados del estudio, indicándose las tensiones, los desplazamientos, los coeficientes de seguridad a la falla por pandeo lateral, y los límites admisibles para cada caso.

Tabla I - Resumen de resultados - Peine

Parámetro	Valor Calculado	Limite Admisible
Tensión Normal Máxima – Flexión	-1.032 kgf/cm ²	-1.106 kgf/cm ²
	1.160 kgf/cm ²	1.278 kgf/cm ²
Tensión de Corte Máxima – Flexión	81 kgf/cm ²	725 kgf/cm ²
Tensión Combinada Máxima	1.169 kgf/cm ²	1.278 kgf/cm ²
Flecha Máxima	0,27 mm	5 mm
Factor de Seguridad – Pandeo Lateral	1.85	1.72

29.3.2. **Viga cajón**

En la Tabla II se resumen los resultados del estudio realizado para distintas secciones de la viga cajón, detallándose las tensiones, desplazamientos, coeficientes de seguridad por abolladura y los límites admisibles correspondientes.

Tabla II - Resumen de resultados - Viga cajón

Posición	Parámetro	Valor Calculado	Limite Admisible
Centro de la Viga	Tensión Normal Máxima - Flexión	-612 kgf/cm ²	-1.106 kgf/cm ²
		533 kgf/cm ²	1.278 kgf/cm ²
	Tensión de Corte Máxima – Flexión	464 kgf/cm ²	725 kgf/cm ²
	Tensión Combinada Máxima	1.250 kgf/cm ²	1.278 kgf/cm ²
	Flecha	1,31	5,00 mm
	Coef. de Seguridad Abolladura Platabanda Comprimida	3,54	Mín. 1,35
	Coef. de Seguridad Abolladura Alma	39,39	Mín. 1,35
Secciones con agujeros	Tensión Normal Máxima - Flexión	-448 kgf/cm ²	-1.106 kgf/cm ²
		113 kgf/cm ²	1.278 kgf/cm ²
	Tensión de Corte Máxima ⁸ – Flexión	512 kgf/cm ²	725 kgf/cm ²

30. CONCLUSIONES

Dado que las tensiones, deformaciones, y coeficientes de seguridad por pandeo lateral y abolladura se encuentran dentro de los límites admisibles tanto para los peines como para la viga cajón se concluye que es posible colocar 6 E.C.I por cada peine y 28 travesaños por viga, según la distribución indicada

Los peines deberán reforzarse mediante la instalación de una chapa de 13 mm entre ambos largueros, según se indica en la Fig. 30.1.

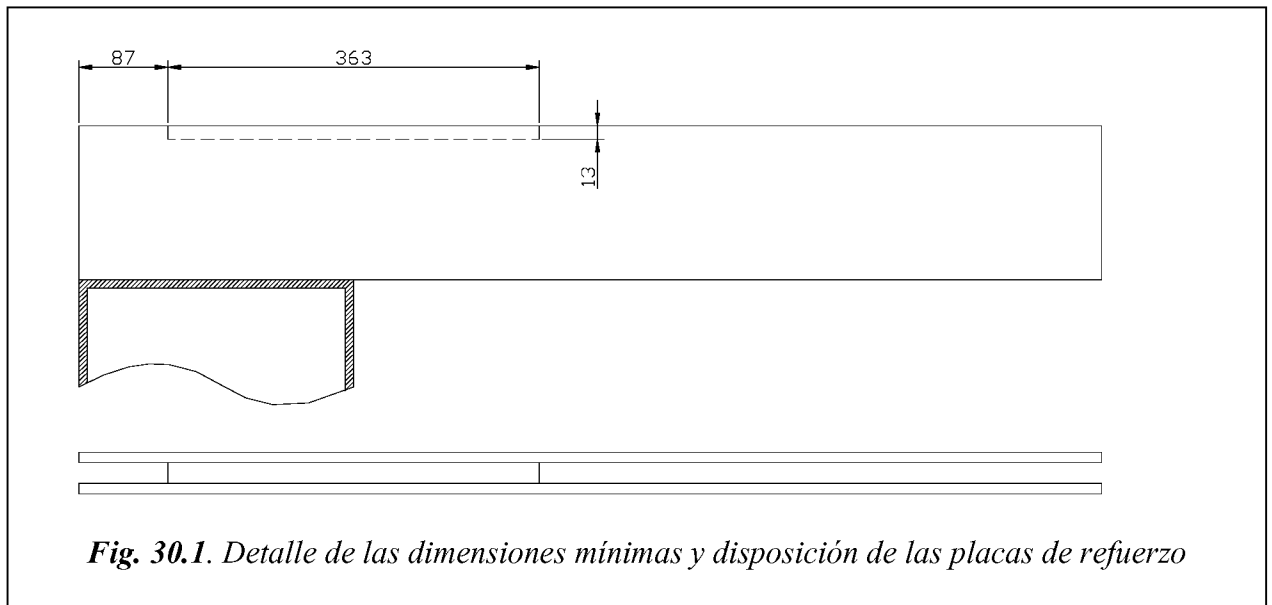


Fig. 30.1. Detalle de las dimensiones mínimas y disposición de las placas de refuerzo

⁸ Sin concentración de tensiones por discontinuidad en el agujero

APÉNDICE VIII

Verificación del Peine

31. OBJETO

El objeto de este Apéndice es presentar las verificaciones estructurales realizadas para el peine con la distribución propuesta de 6 E.C.I.

32. ESQUEMAS DE CÁLCULO

En la Fig. VIII-1 se muestra un esquema del peine con las dimensiones utilizadas en los cálculos, mientras que en la Fig. VIII-2 se presenta el modelo de cálculo. Para la determinación de la flecha máxima se utilizan los valores de los desplazamientos δ_1 y δ_2 .

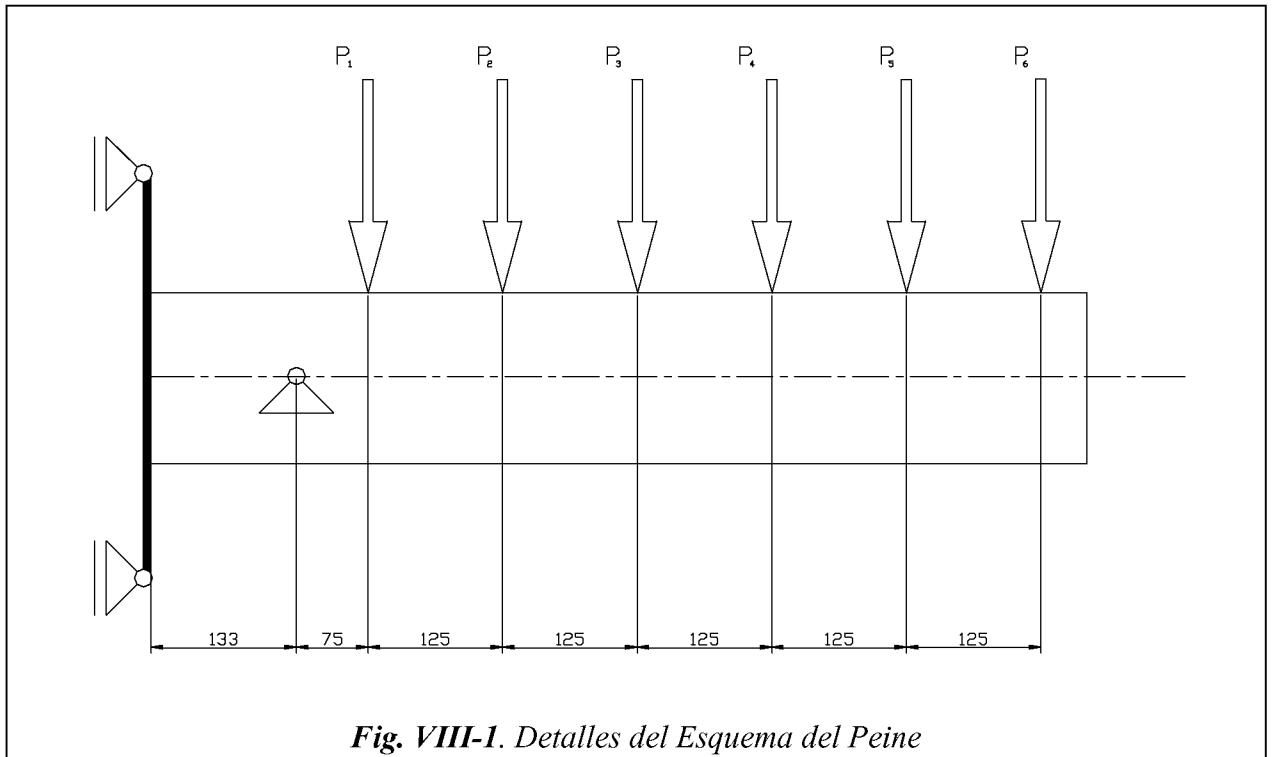


Fig. VIII-1. Detalles del Esquema del Peine

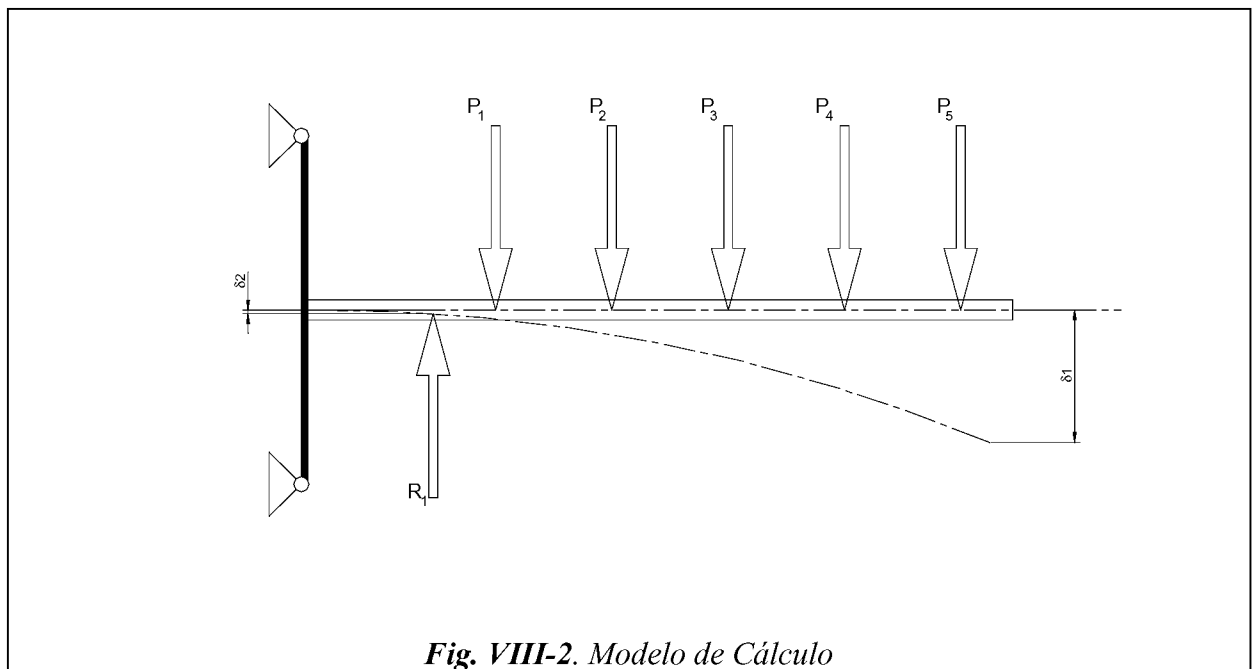


Fig. VIII-2. Modelo de Cálculo

APÉNDICE IX

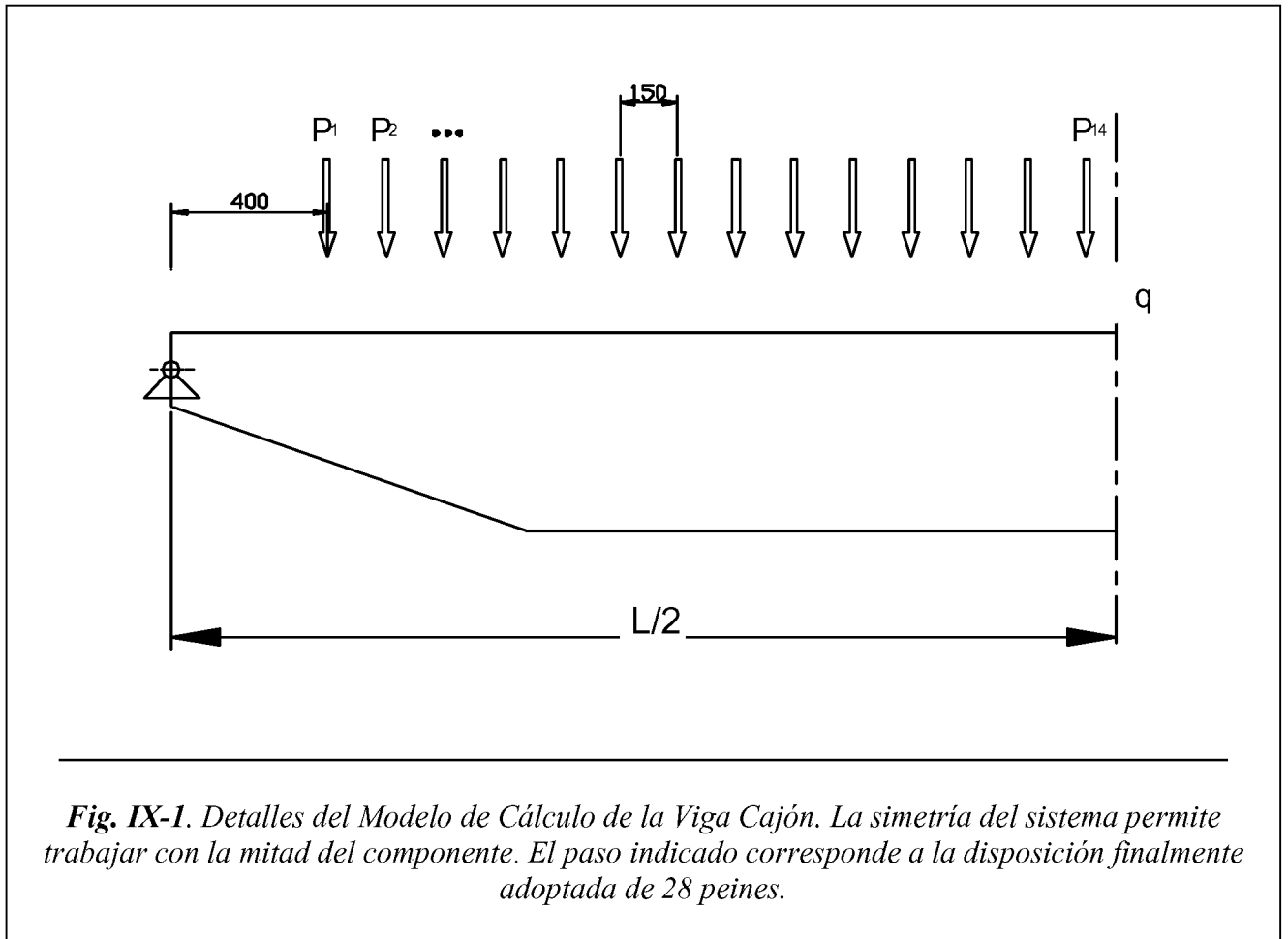
Verificación de la Viga Cajón

33. OBJETO

El objeto de este Apéndice es presentar las verificaciones estructurales realizadas para la viga cajón, considerando la distribución propuesta de 6 E.C.I., por cada peine.

34. ESQUEMAS DE CÁLCULO

El siguiente esquema de cálculo representa el modelo que se utiliza para efectuar las verificaciones estructurales.



VERIFICACION VIGA LONGITUDINAL - NIVEL SUPERIOR

35. OBJETO

El propósito de este trabajo es el de calcular y evaluar el nivel de esfuerzos y tensiones en las vigas longitudinales (nivel superior) de apoyo de las perchas de las piletas de almacenamiento de los elementos combustible (E.C.I.) de la Central Nuclear Atucha I (CNA I).

36. ALCANCE

Este informe se refiere a las vigas longitudinales correspondientes al nivel superior de las piletas de E.C.I. (Doc. 49.10-49.8-49.9).

37. INTRODUCCION

En este trabajo se calculan los esfuerzos, tensiones y deformaciones para la condición de carga que resulta de la nueva distribución de E.C.I establecida para las perchas que apoyan sobre las vigas longitudinales del nivel inferior de las piletas

38. DESCRIPCION

38.1. Generalidades

Los cálculos para determinar los esfuerzos característicos se realizan utilizando un modelo de viga que se resuelve mediante la aplicación del Método de los Elementos Finitos (M.E.F.) [Ref. 50.3].

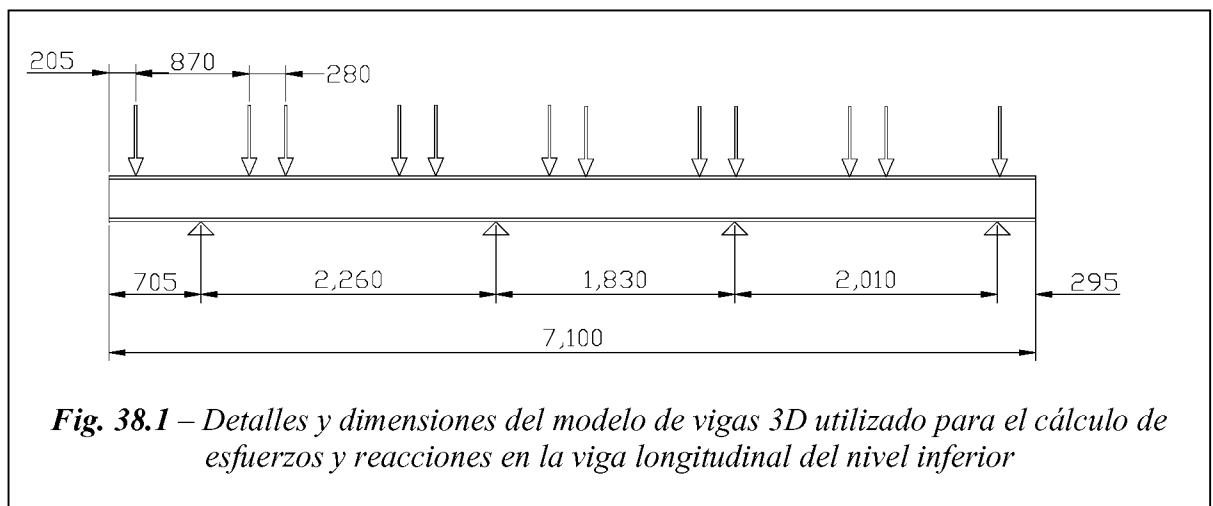
Como estado de carga se consideran las verticales debido al peso de los E.C.I., y las cargas transversales inducidas por la expansión térmica de las perchas.

A partir de dichos esfuerzos, y considerando la carga axial inducida por la expansión térmica de la viga, se efectúan las verificaciones estructurales según metodologías convencionales, las cuales se presentan en el Apéndice X.

38.2. Descripción del Modelo de cálculo

El modelo de cálculo desarrollado para la viga longitudinal se presenta en la Fig. 38.1 donde se muestran dimensiones, ubicación de soportes y la distribución de las cargas concentradas verticales en correspondencia con las zapatas de apoyo de las perchas.

En cada soporte se consideró que la sección de la viga no rota alrededor de su eje longitudinal, ni puede trasladarse en esa dirección.



Las cargas utilizadas en la verificación estructural surgen de distribución propuesta. Los valores adoptados se detallan en la Tabla 1 y se ordenan de izquierda a derecha con relación a la Fig. 38.1.

Tabla 1 – Cargas aplicadas

Posición	Carga Vertical [kgf]	Carga Horizontal [kgf]	Momento Torsor [kgf-cm]
1, 3, 5, 7, 9, 11	9.000	2.700	94.500
2, 4, 6, 8, 10, 12	7.900	2.370	82.950

38.3. Cálculo de tensiones y verificación de los límites

A continuación se indica la máxima tensión combinada que surge de las verificaciones según Apéndice X, como así también el límite admisible correspondiente (Ref. 50.2 y 50.1):

Tensión calculada: $\sigma_c = 1.120 \text{ kg/cm}^2$

Tensión admisible: $\sigma_{adm} = 1.430 \text{ kg/cm}^2$

39. CONCLUSIONES

Si bien las tensiones calculadas resultan inferiores a las admisibles, se recomienda efectuar estudios por elementos finitos de cáscaras 3D para representar en forma más apropiada los detalles de la viga (rigidizadores, soportes, etc.) y el modo de aplicación de las cargas.

40. DESCRIPCION

40.1. Descripción del Modelo de Elementos Finitos

El modelo de E.F. que se presenta en detalle en el Apéndice X incluye la viga completa con sus rigidizadores, la placa horizontal de asiento del perfil y las escuadras de refuerzo.

Se adoptan las siguientes hipótesis básicas:

40.1.1. Material isótropo e indefinidamente elástico y lineal.

40.1.2. Linealidad geométrica.

40.1.3. Los componentes a calcular guardan proporciones geométricas tales que pueden representarse en forma adecuada mediante elementos de cáscara delgada SHELL4 [Ref. 50.3].

40.2. Cálculo de esfuerzos y tensiones mediante el modelo de Elementos Finitos

De las Figs. X-7 a X-9 pueden obtenerse los valores de las máxima tensión de Von Mises sobre la viga, los cuales se resumen en la Tabla I.

Tabla I – Resumen de resultados. Modelo de Elementos Finitos.

Condición	Categoría de Tensión	Tensión de Von Mises Calculada	Tensión Admisible
Diseño	Membrana	1.070 kgf/cm ²	1.356 kgf/cm ²
Operación	Primarias de Flexión	2.100 kgf/cm ²	2.237 kgf/cm ²

41. CONCLUSIONES

A partir de los resultados de las verificaciones realizadas en el presente trabajo, puede concluirse que las tensiones se encuentran por debajo de los límites establecidos en la Norma de aplicación (Ref. 50.5).

APENDICE X

Modelo de Elementos Finitos de la viga longitudinal

42. Geometría del modelo

La disposición y dimensiones generales de la viga y sus soportes se muestran en la Fig. X-1.

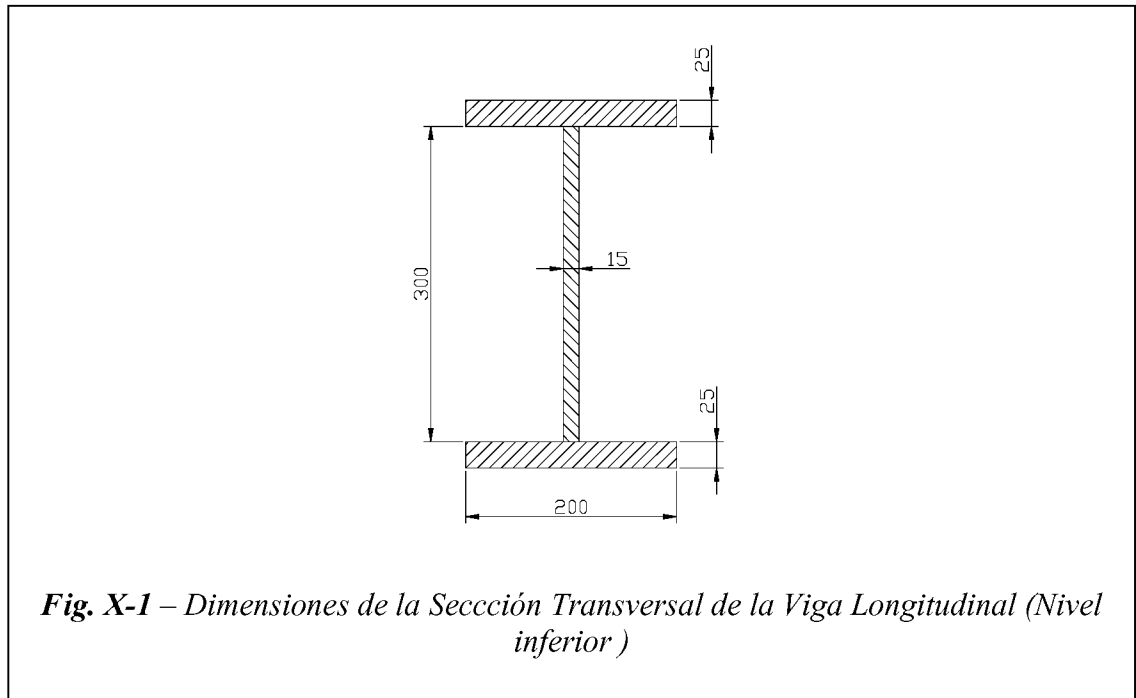


Fig. X-1 – Dimensiones de la Sección Transversal de la Viga Longitudinal (Nivel inferior)

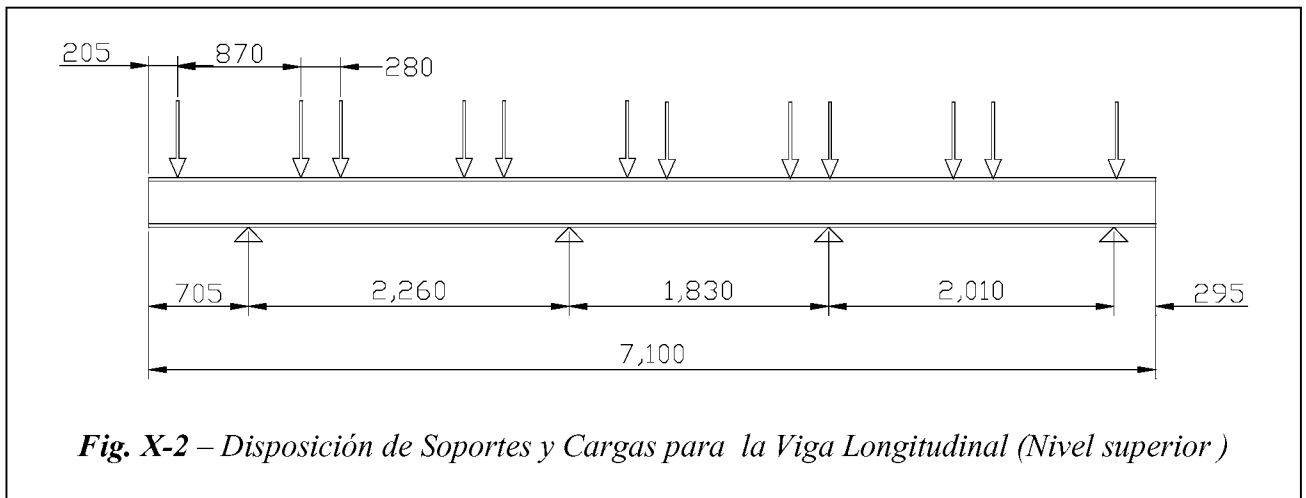


Fig. X-2 – Disposición de Soportes y Cargas para la Viga Longitudinal (Nivel superior)

43. Cargas aplicadas

Las cargas utilizadas en la verificación estructural surgen de distribución propuesta en el Doc. 49.7. Los valores adoptados se detallan en la Tabla 1 y se ordenan de izquierda a derecha con relación a la Fig. X.2.

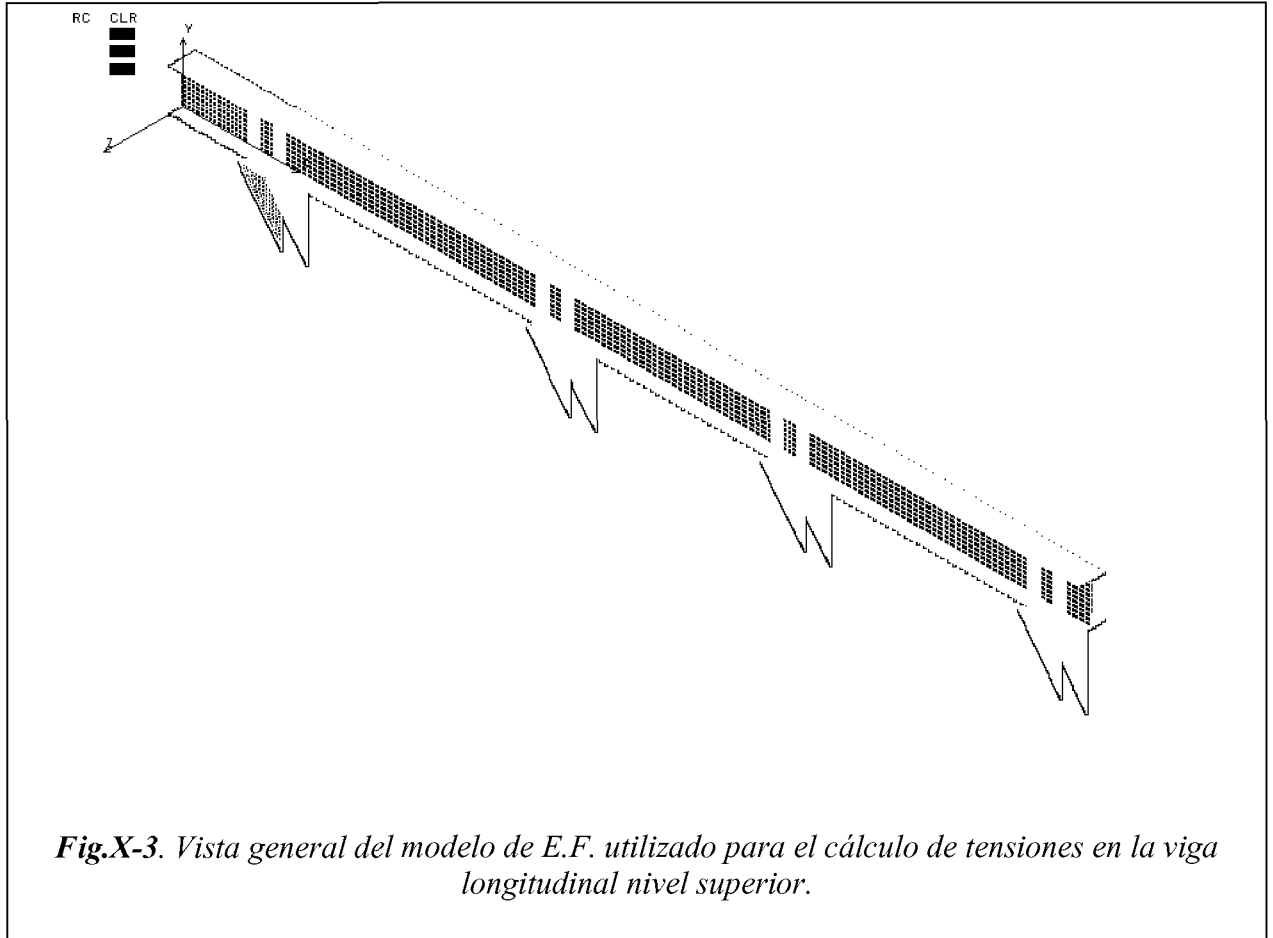
Tanto las cargas verticales como las horizontales se distribuyen en tres nodos consecutivos para representar el ancho del patán de apoyo de las perchas. Las cargas horizontales se aplican a nivel del plano medio de la platabanda superior, de modo que la torsión inducida es automáticamente incluida en el modelo.

Tabla X.1 – Cargas aplicadas

Posición	Carga Vertical [kgf]	Carga Horizontal [kgf]	Momento Torsor [kgf-cm]
1, 3, 5, 7	9.000	2.700	94.500
2, 4, 6, 8	7.900	2.370	82.950

44. Modelo discreto

En la Fig. X-2 se muestra el modelo discreto utilizado para la simulación numérica del comportamiento estructural de la viga y sus soportes. El modelo consiste de 7.764 elementos y 8.156 nodos.



45. Condiciones de vínculo

Se restringen los tres desplazamientos de los nodos del cateto y el lado posteriores de las escuadras y la placa horizontal respectivamente.

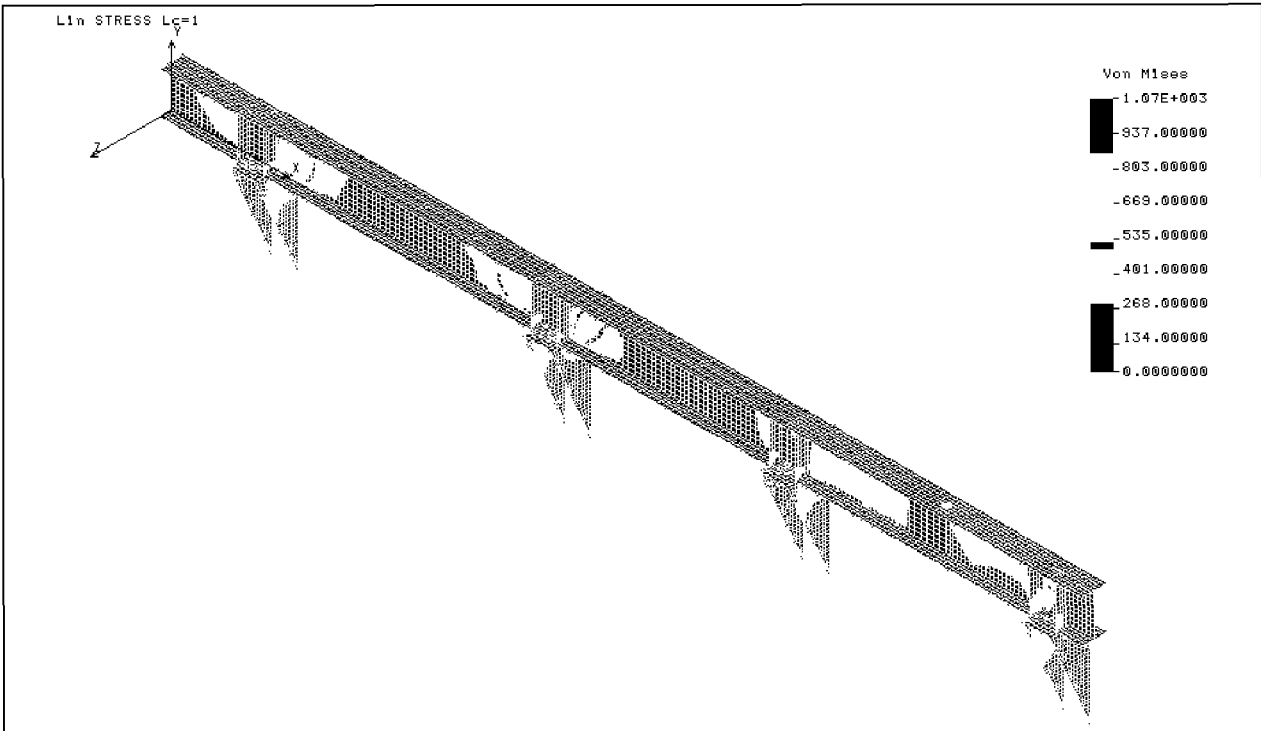
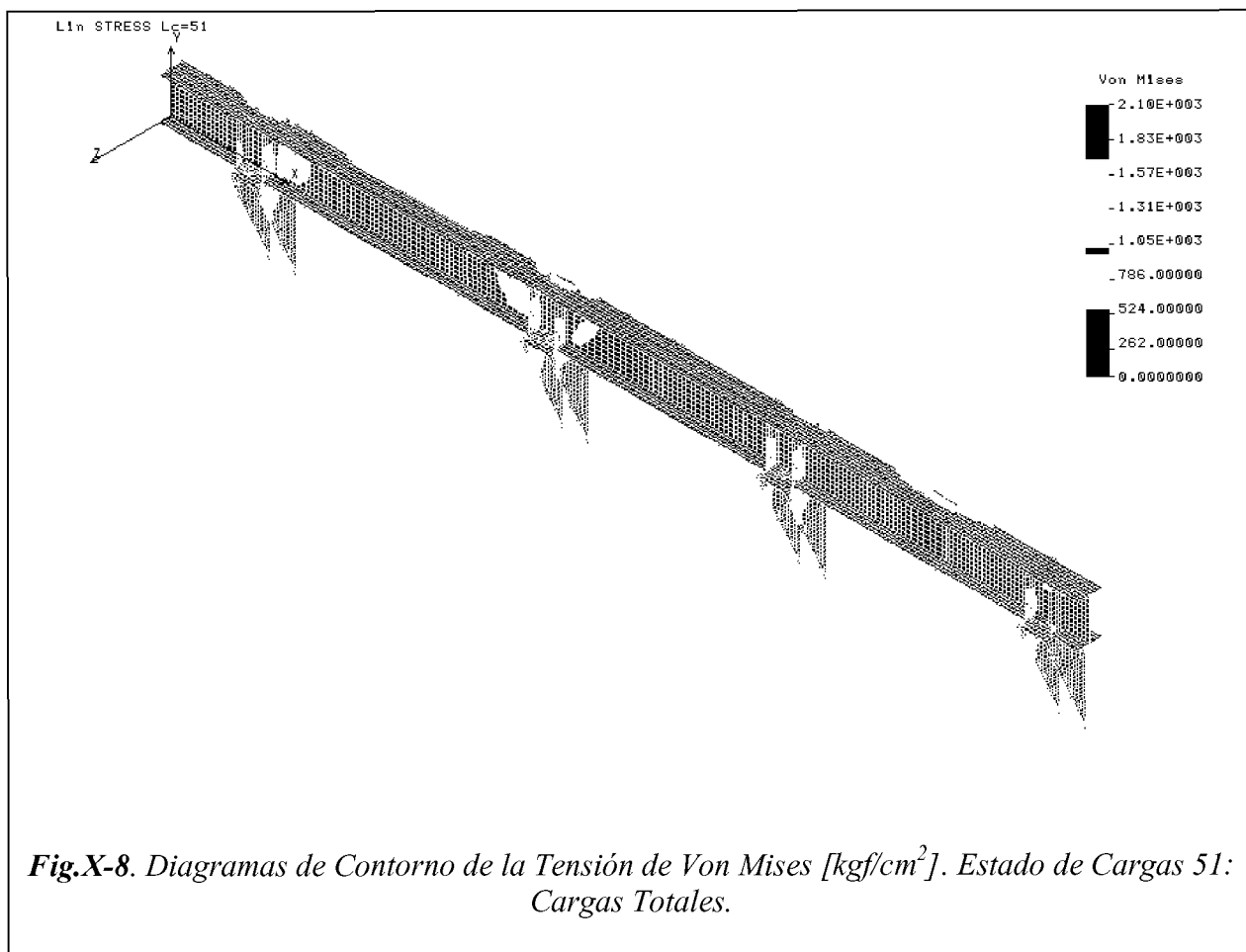
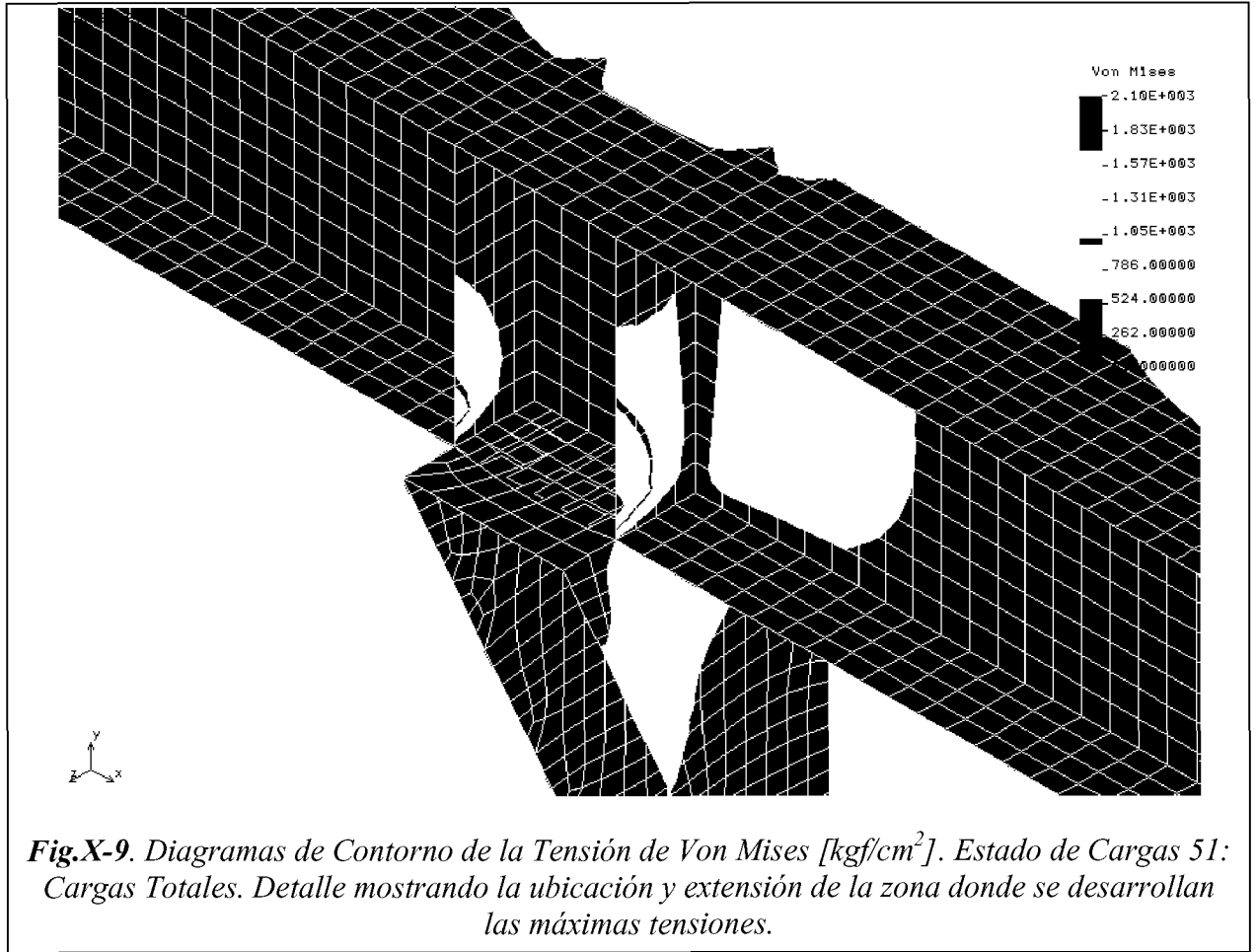


Fig.X-7. Diagramas de Contorno de la Tensión de Von Mises [kgf/cm²]. Estado de Cargas 1: Cargas Verticales + Peso Propio de la Viga.





46. Comentarios y Resultados de Evaluaciones Adicionales

- 46.1. Cordones de soldadura. El criterio adoptado consistió en no verificar las soldaduras de filete cuya sección mínima fuera equivalente a la del menor de los espesores a unir. Las soldaduras de penetración total satisfacen intrínsecamente este criterio.

Todas las soldaduras principales de la viga cajón (percha) son de penetración total y en algunos casos incluyen refuerzos, en tanto que los filetes de soldadura del alma a las platabandas de las vigas longitudinales totalizan una longitud de la sección de garganta de:

$$2 \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times 10 \text{ mm} = 14,14 \text{ mm},$$

Solo considerando un pequeño aporte por la penetración de la soldadura (~0,50 mm por lado), se alcanza el valor del espesor del alma.

Respecto del Plano N° 201379-0604 Rev. 4 – Viga Longitudinal, se indica que:

- Las soldaduras de filete deben tener dimensiones mínimas compatibles con el criterio expuesto anteriormente.
- El refuerzo de los peines (pos 19) debe soldarse a los laterales por el lado interior.

- 46.2. Tensión admisible para los bulones. Las tensiones admisibles para los bulones se obtienen de la Tabla 5.1-3: Admissible stress for connecting elements of strength grade 50. (Shearing Fitted screws and bolts) [Ref. 50.2]. Siendo la norma de aplicación básica este sería el material de menor capacidad estructural que debería utilizarse⁹.

- 46.3. Inestabilidad por abolladura del panel extremo de la percha superior. Se ha preparado y resuelto un modelo que aproxima con suficiente detalle el comportamiento estructural del panel en cuestión (Fig. XI-1, Apéndice XI). Este modelo permite:

- Conocer el valor de las tensiones máximas en las proximidades del agujero y compararlas con las máximas tensiones en otros puntos de interés, y
- Calcular las tensiones ideales de falla por abolladura.

Se concluye que:

- Las máximas tensiones longitudinales (σ_x) ocurren en el extremo superior derecho del panel, alcanzando un valor absoluto¹⁰ de 216,02 kgf/cm².
- Las tensiones Von Mises en el borde del agujero (reforzado) valen 203,84 kgf/cm², en tanto que los valores máximos en el extremo superior derecho¹¹ valen 234,10 kgf/cm².
- El menor autovalor positivo (Factor a carga crítica sin inversión del sentido de los esfuerzos aplicados) vale 40,80¹² dando lugar a una tensión ideal de falla de 40,80 x 216,02 kgf/cm² = 8.813,62 kgf/cm². A esta tensión ideal le corresponde un valor de la tensión admisible corregida del orden de la tensión de fluencia del material.

Estos resultados estarían indicando que:

- El modo de falla del panel es la fluencia antes que la abolladura.
- Las máximas tensiones no ocurren en el borde del agujero.

⁹ La norma DIN 1050 establece valores de resistencia de bulones al corte sensiblemente mayores. Tabla 4. Tensiones en kp/cm² en los elementos de unión [Ref. 50.12].

¹⁰ Corresponde a una carga uniformemente distribuida equivalente a 1000 kgf en la chapa de alma, extremo libre.

¹¹ No se considera el máximo en el extremo inferior derecho porque puede estar ligeramente perturbado por la inclusión de un apoyo vertical que evita la singularidad de la matriz de rigidez del sistema.

¹² Cálculo conservativo pues las condiciones de contorno en los cortes del plano de simetría restringen únicamente el desplazamiento lateral.

- 46.4. Inestabilidad del peine superior. Se ha preparado y resuelto un modelo de cáscaras 3D del peine de la percha superior, completo incluyendo los elementos de refuerzo y/o rigidización del diseño original y la modificación propuesta (Apéndice XII).

El coeficiente de pandeo elástico mínimo positivo es 11,02 y la máxima tensión de compresión (excluyendo esfuerzos localizados) es de 968 Kgf/cm^2 , con lo que la tensión crítica ideal vale $11,02 \times 968 = 10.667 \text{ Kgf/cm}^2$. La tensión crítica corregida será prácticamente igual a la tensión de fluencia.

- 46.5. Rebajes en la viga longitudinal superior. Se efectuaron cálculos convencionales considerando la reducción de área y momentos de inercia causados por los rebajes (Norma DIN 1050 [Ref. 50.12]), obteniéndose resultados que estaban algo por encima de los límites pero fueron considerados conservativos. Por esa razón, se modificó el modelo de E. F. de cáscaras 3D, incluyendo los rebajes correspondientes.

Los resultados obtenidos se presentan en el Apéndice XIII, donde puede apreciarse que, excluyendo los fenómenos altamente localizados de concentración de tensiones, los valores de las tensiones calculadas para la platabanda superior, se encuentran dentro de los límites admisibles, aún aplicando la Ref. 50.2

Debe mencionarse que las tensiones máximas en el rigidizador vertical¹³ superan los máximos valores permitidos por la Ref. 50.2, no solo para la condición investigada con la carga incrementada, sino también para la condición de diseño original

- 46.6. Flecha acumulada. Se ha preparado y resuelto un modelo de vigas 3D incluyendo la percha superior y los peines, con la carga correspondiente a los elementos combustible en agua. El modelo (Apéndice XIV) no incluye la deformación por corte ni singularidades localizadas (agujeros). El tramo de altura variable se representa por uno de altura constante igual a la altura media y los extremos se suponen infinitamente rígidos a torsión¹⁴.

La flecha total calculada para el extremo del peine central es de 4,5 mm que sumada al máximo desplazamiento vertical de la viga longitudinal llevaría la flecha acumulada al orden de los 5 mm.

¹³ Igual que para la viga longitudinal inferior

¹⁴ Hipótesis razonables para un cálculo de verificación de flechas mediante un modelo de vigas.

Apéndice XI

Modelo del Panel Extremo de la Percha Superior

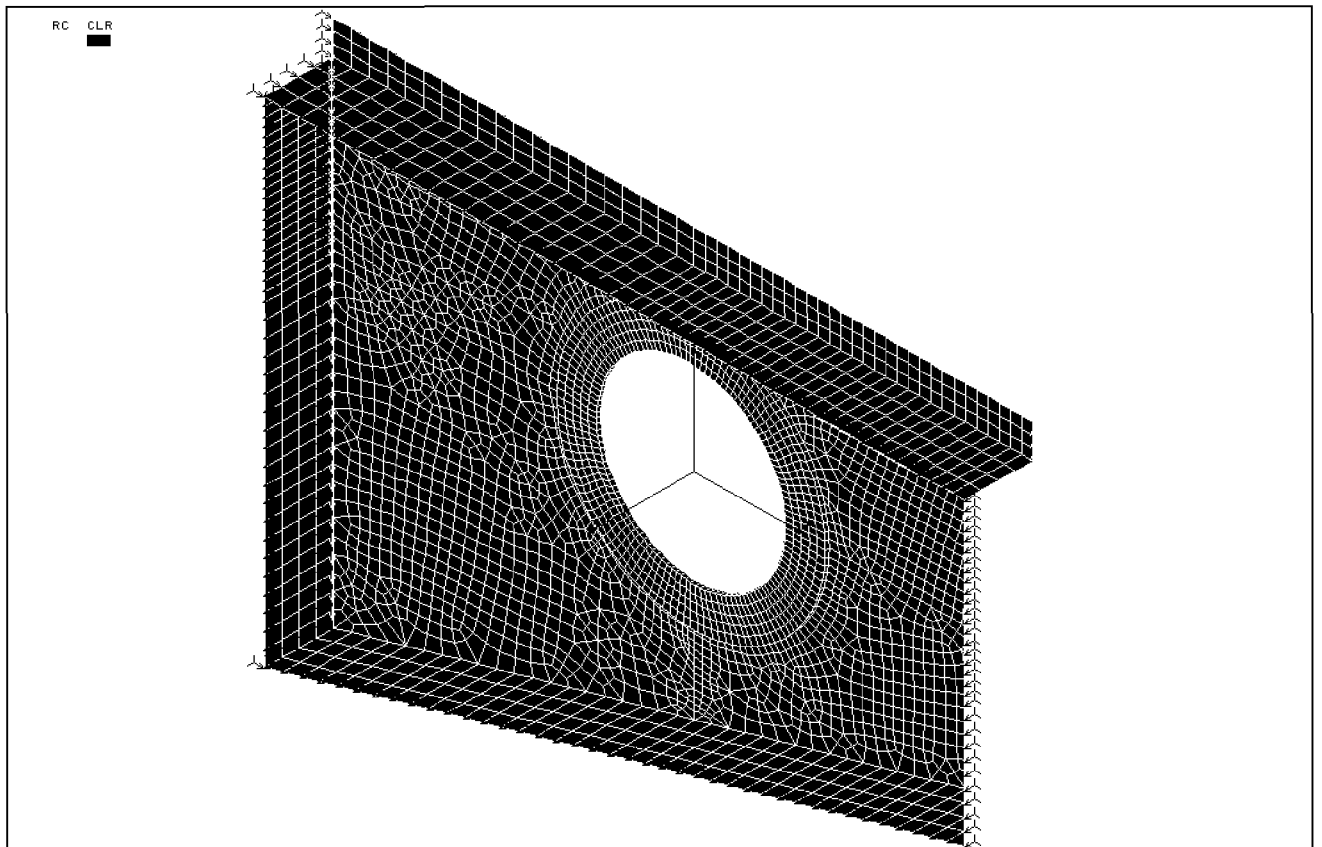
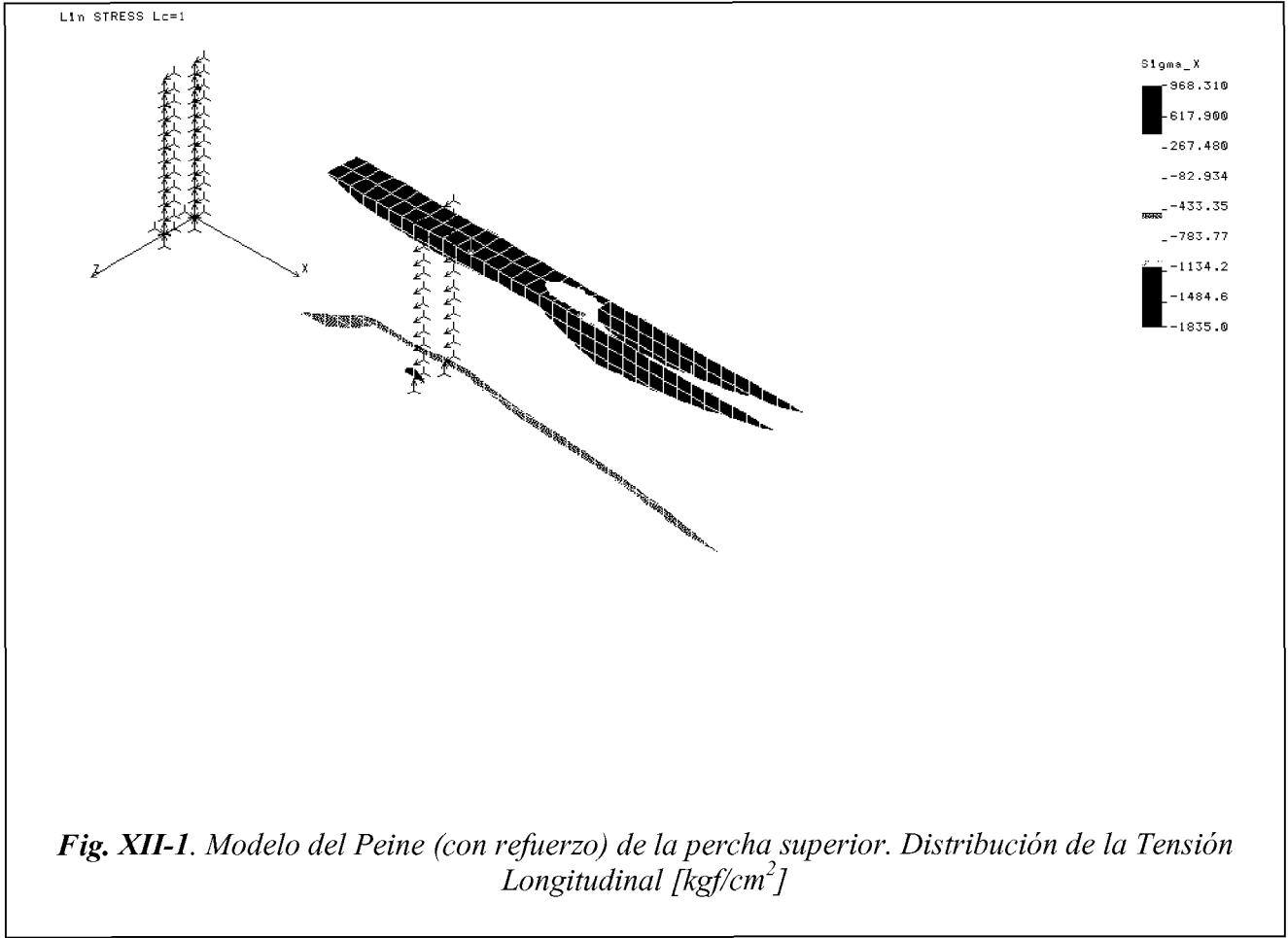
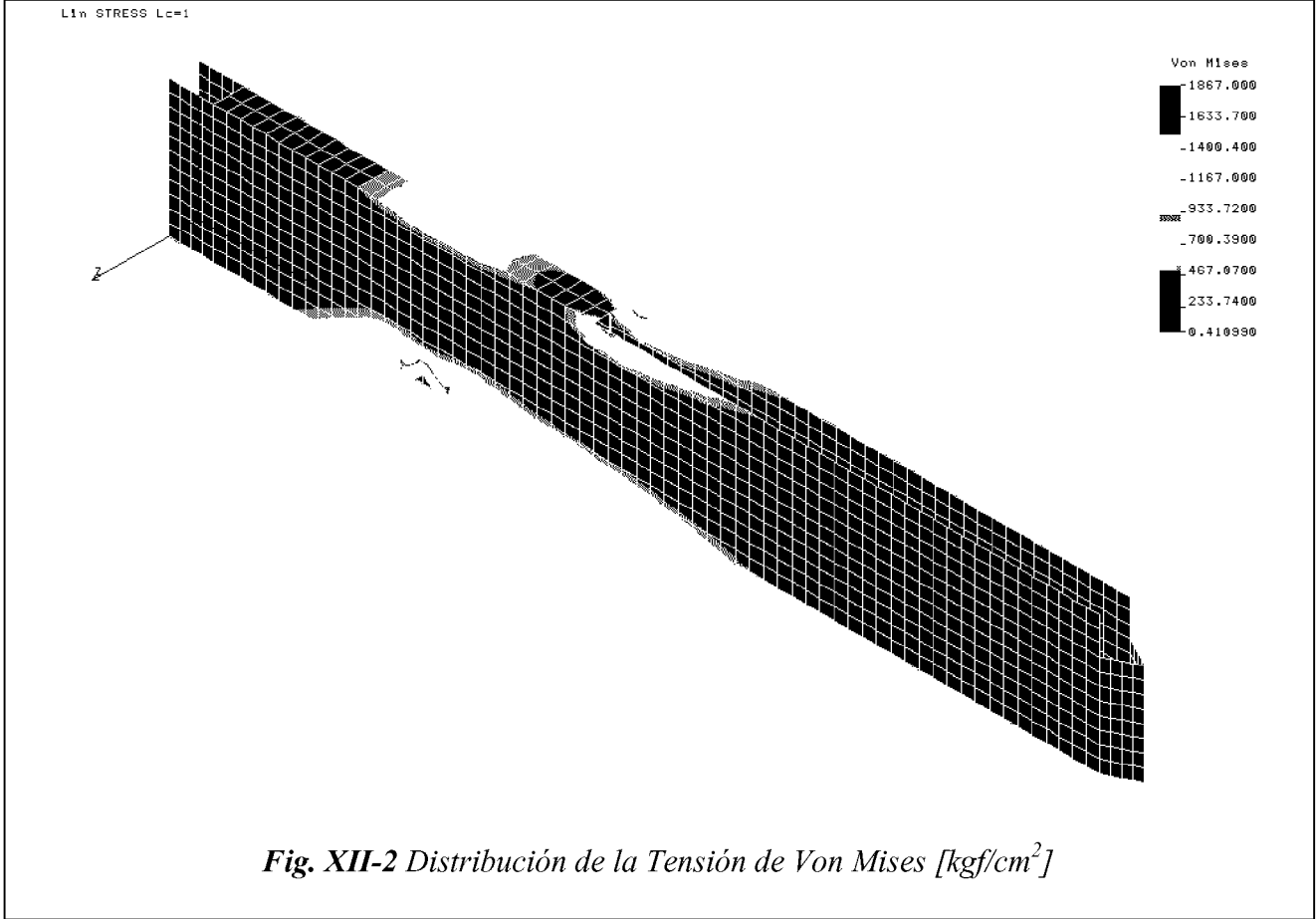


Fig. XI-1. Modelo de cáscaras 3D utilizado para estudiar el comportamiento estático y la estabilidad del panel extremo de la percha superior. Se incluyen la mitad de los rigidizadores verticales y de las platabandas. Se aplica una carga distribuida equivalente a 1000 kgf en el extremo derecho, impidiendo el giro del extremo izquierdo.

Apéndice XII

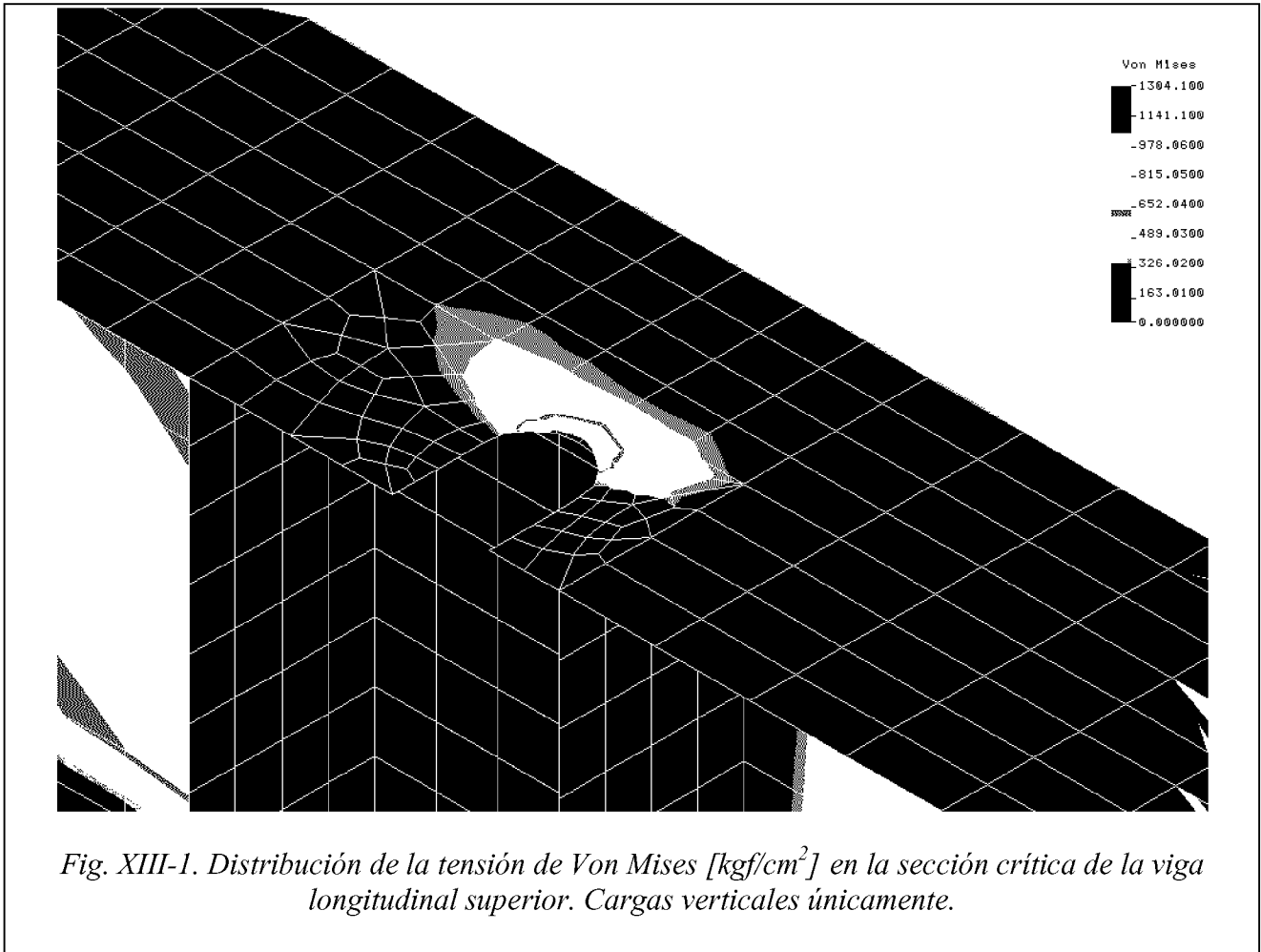
Modelo del Peine de la Percha Superior





Apéndice XIII

Modelo de la Viga Longitudinal Superior Incluyendo Rebajes



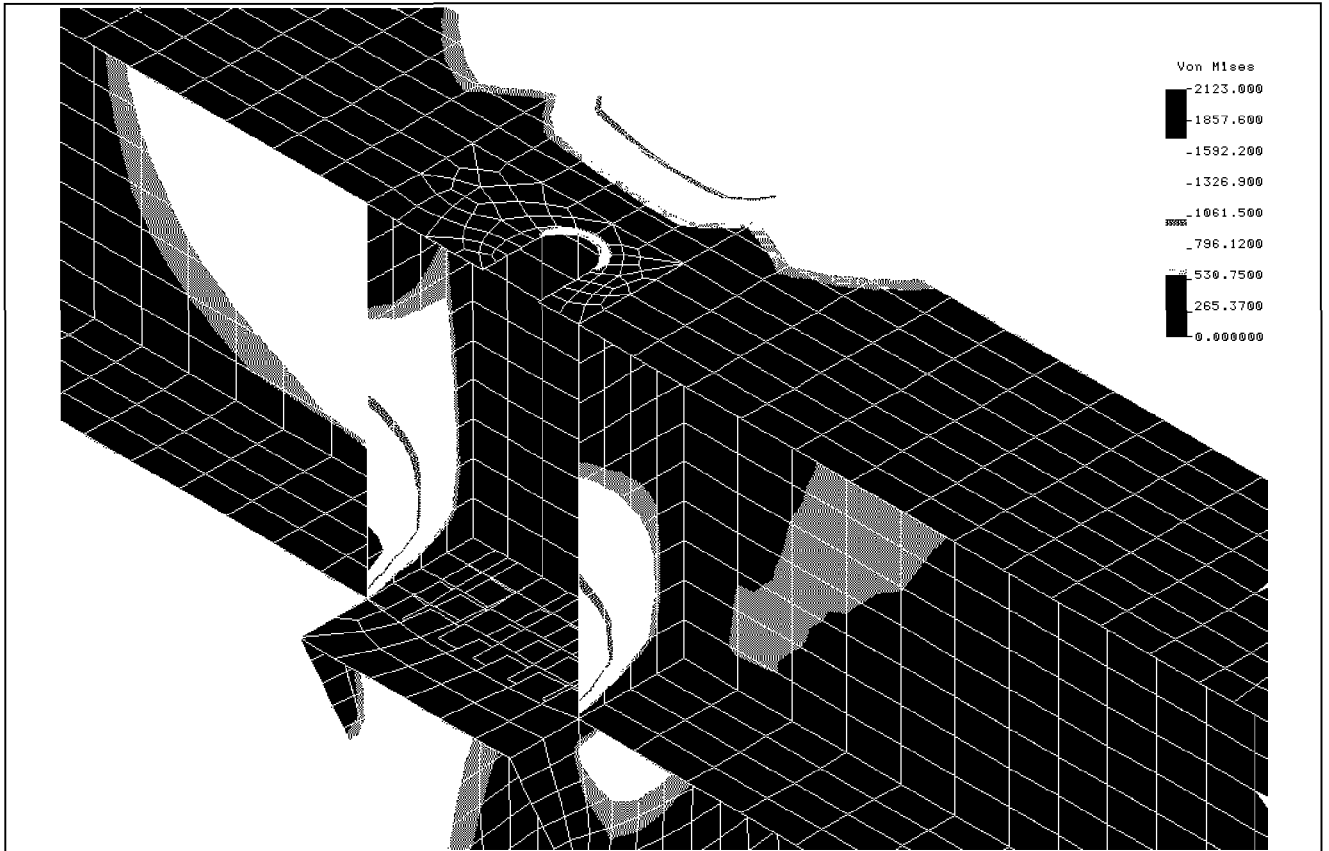
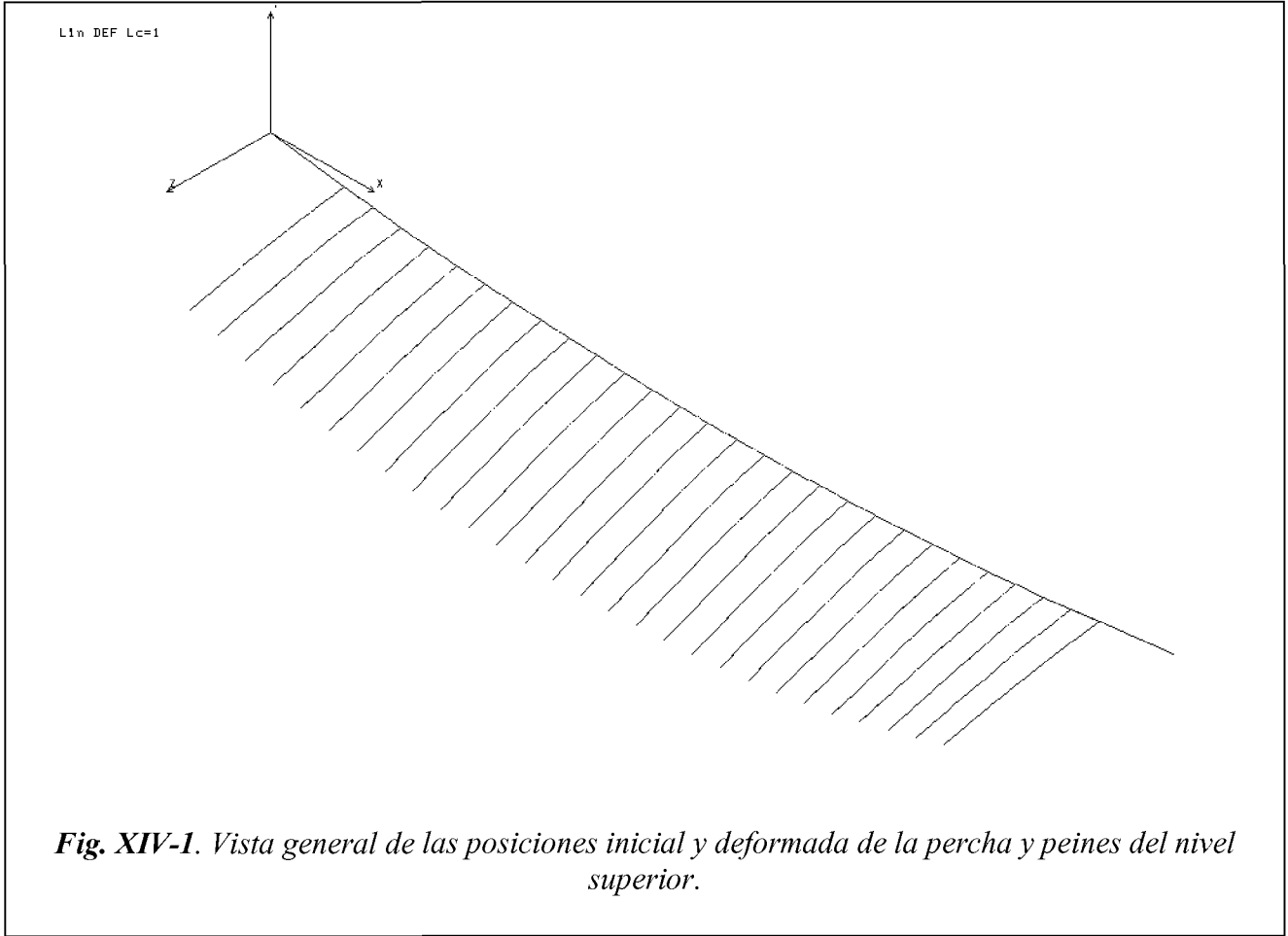
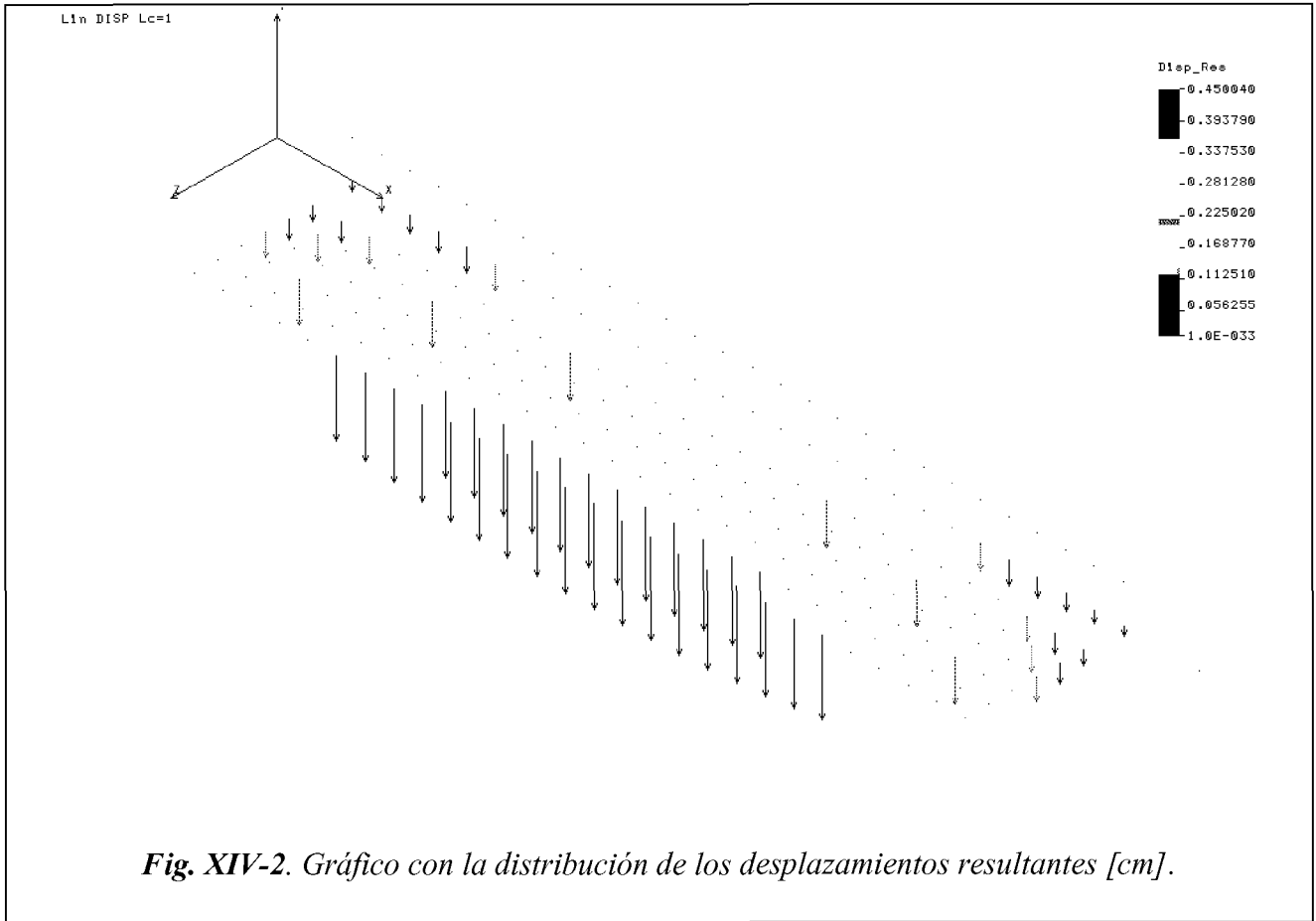


Fig. XIII-2. Distribución de la tensión de Von Mises en la sección crítica. Cargas verticales + cargas horizontales hacia adentro de la pileta.

Apéndice XIV

Modelo de Vigas de la Percha Superior para el Estudio de la Flecha Acumulada





MODIFICACION PERCHAS Y HERRAMIENTA DE IZAJE

47. INTRODUCCIÓN

Con el fin de almacenar las 1440 nuevas posiciones previstas se requiere:

48. DESCRIPCIÓN

48.1. Nivel Inferior

48.1.1. Modificación de pasos

De acuerdo con los pasos propuestos de las perchas en las cuatro piletas serán:

48.1.1.1. Perchas 1 y 4

Paso entre ECI en un peine = 123 mm (actual 150 mm).

Paso entre peines = 135 mm (actual 150 mm).

Los cambios propuestos se observan en la Fig. 1 donde notamos también el alargamiento de los peines ($54\text{mm} = 2 \times 27\text{mm}$), esto implica la correspondiente disminución del espacio entre peines de perchas contiguas.

48.1.1.2. Perchas 2 y 3

No se modifican.

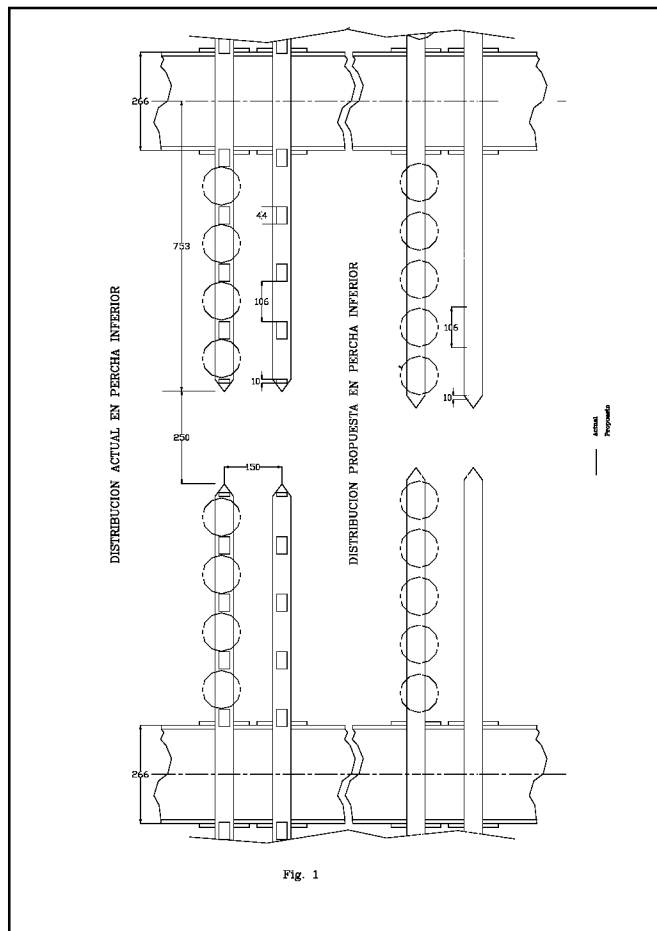


Fig. 1

48.2. Nivel Superior

48.2.1. Modificación de pasos

De acuerdo con los pasos propuestos de las perchas en las cuatro piletas serán:

Paso entre ECI en un peine = 123 mm (actual 150 mm).

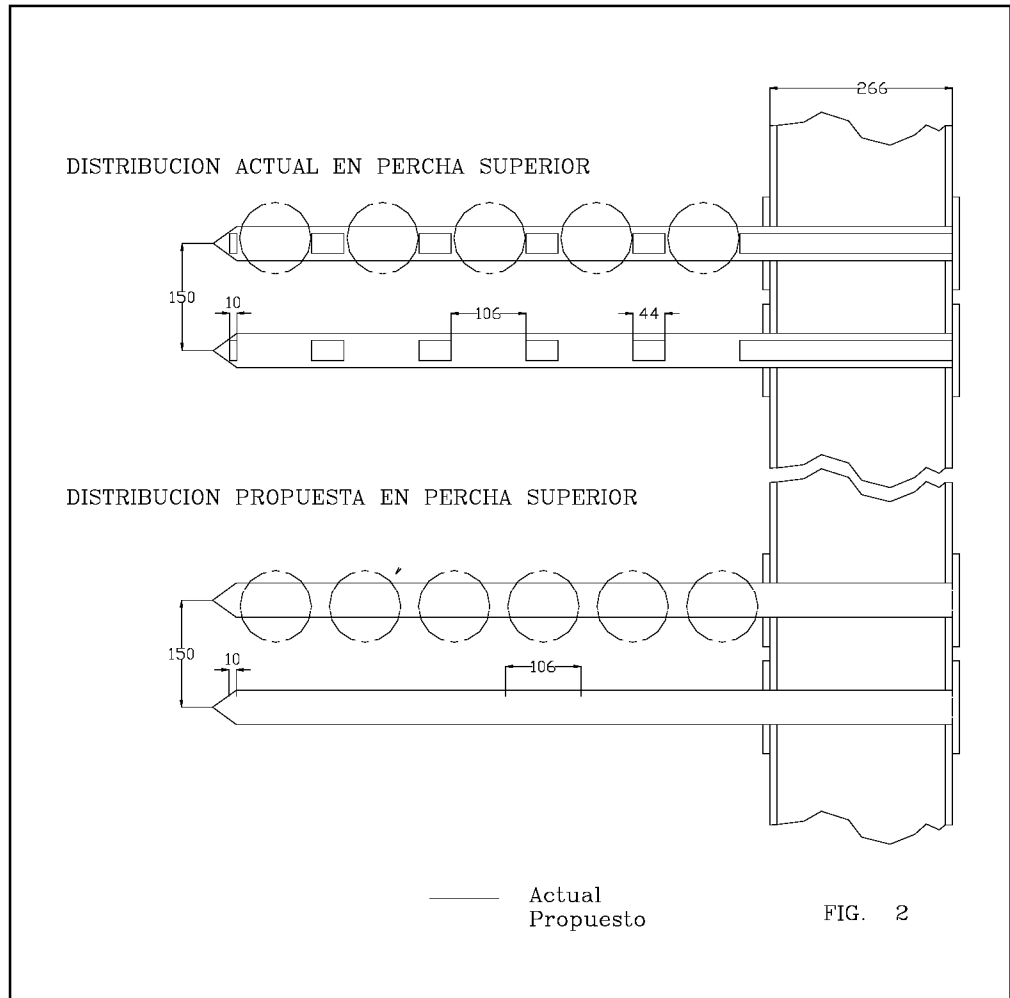
Paso entre peines = 150 mm (actual 150 mm).

48.2.2. Refuerzos

Es necesario agregar un refuerzo para poder adicionar un ECI por peine, que se materializa según referencia 49.12 (Fig. 1).

Las modificaciones anteriormente propuestas se pueden observar en la Fig. 2.

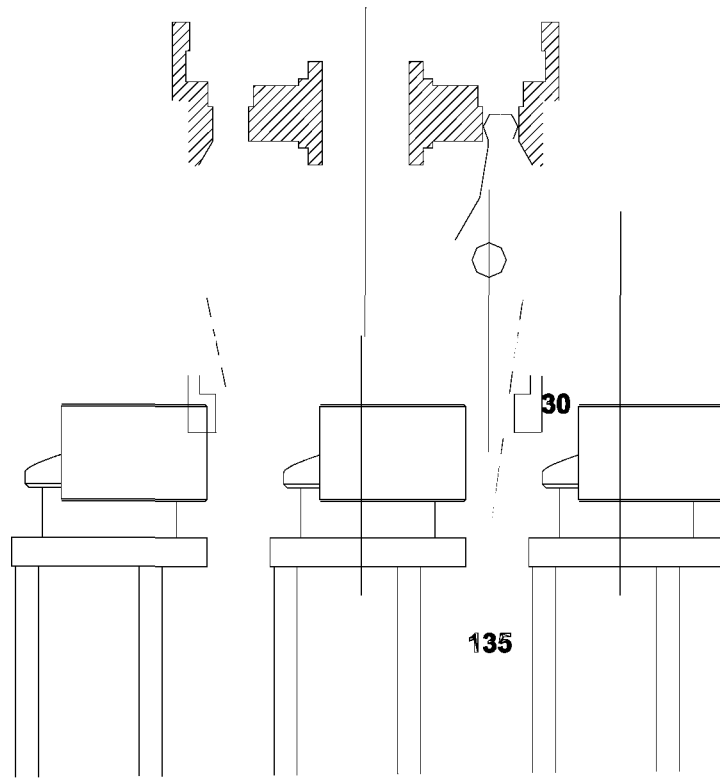
También se advierte la conveniencia de invertir los tornillos, arandelas y tuercas (posiciones 20, 26 y 27 de la referencia 49.10) a fin de evitar la posible interferencia con el ECI más cercano a la posición 1 de la referencia 49.10.



48.3. Modificación Herramienta de movimiento ECI

El elemento que hace factible el almacenamiento es la herramienta existente (referencia 49.4) modificada solo en la camisa (referencia 49.5) y la parte de asiento de los dedos que permite operar respetando las limitaciones impuestas por los nuevos pasos (123 mm y 135 mm).

**de pza PN M34-208.4
en Herramienta de mov. ECI**



— Actual
- - - Propuesto **FIG. 3**

En la Fig. 3 se puede apreciar la modificación propuesta evitando así el contacto con los ECI más próximos.

49. DOCUMENTOS DE REFERENCIA

- 49.1. Plano N° M34-615.1 Percha doble
- 49.2. Plano N° M34-614.1 Percha simple
- 49.3. Plano N° M34-615.3 Perchas dobles – Piletas II – Plano constructivo
- 49.4. Plano N° M34-208.3 Herramienta de movimiento ECI
- 49.5. Plano N° M34-208.4 Camisa.
- 49.6. Especificación RE - L 3106 - Rev. C
- 49.7. Plano N° M 34-545 – Rev. D - Consola de Apoyo
- 49.8. Plano N° M34-501 – Vista General
- 49.9. Plano N° 201379-0604 – Viga Longitudinal
- 49.10. Plano N° 201379-0601 Rev. 10 - Perchas simples
- 49.11. Pool Building Internal. Statical Calculation. CNAII
- 49.12. Nota Técnica NT MC 00/03

50. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 50.1. DIN 17440 Edición 9/96 – Aceros Inoxidables. Especificaciones de Calidad.
- 50.2. KTA 2502 (Equivalente a DIN 25452) Edición 6/90 – Mechanical Design of Fuel Assembly Storage Pools in Nuclear Power Plants with Light Power Reactors.
- 50.3. COSMOS/M Version 1.75 – Manuales del Usuario
- 50.4. Especificación KWU RE -L 3270 E - Suspension Beam (Vigas longitudinales y perchas para piletas de almacenamiento de ECI para CNA II)
- 50.5. KTA 3201.2 Components of the Reactor Coolant Pressure Boundary of Light Water Reactors; Part 2: Design and Analysis.
- 50.6. Formulas for Stres and Strain. 6th Edition. R. J. Roark and Warren C. Young. Mc Graw Hill Book Co.
- 50.7. Cálculo límites de Vigas y Estructuras Aporticadas de Hormigón Armado. Según la Norma DIN 1045. Instituto del Cemento Portland Argentino. Ing. Humberto H. Puppo.
- 50.8. Mathcad PLUS 7.0 - Professional Edition
- 50.9. DIN 15018 – Cranes. Principles for Steel Structures. Stress Analysis
- 50.10. DIN 4114 Bases de Cálculo para los casos de estabilidad de las estructuras. Pandeo, Pandeo Lateral, Abolladura.
- 50.11. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures - Theodore Galambos.
- 50.12. El Acero en la Construcción. Editorial Reverte. 1972
- 50.13. El Método de los Elementos Finitos. O. C. Zienkiewicz. Editorial Reverté. 1980.
- 50.14. Industrial Buildings. Roof Column Anchorage. Steel Design Series. A.I.S.C. 1993

AGRADECIMIENTOS

Ings. Carlos Carlassare, Eduardo Aldaz y Carlos Bavaro - Universidad Tecnológica Nacional - Regional Haedo