

EVALUACIÓN DE LA PRESIÓN DE FALLO DEL EDIFICIO DE CONTENCIÓN DE UNA CENTRAL NUCLEAR TIPO PWR-W TRES LAZOS. PARTE II: SIMULACIÓN NUMÉRICA

ALEX H. BARBAT*
MIGUEL CERVERA*
CRUZ CIRAUQUI**
ALEX HANGANU*
y
EUGENIO OÑATE*

* *E. T. S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña*

Gran Capitán s/n, Edificio C1, 08034 Barcelona

** *Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería*

Gran Capitán s/n, Edificio C1, 08034 Barcelona

RESUMEN

En este artículo se presentan los resultados de la simulación numérica efectuada para evaluar la presión de fallo debida a un accidente del edificio de contención de una central nuclear *PWR-W tres lazos*. El modelo computacional tridimensional de elementos finitos utilizado ha sido descrito en la primera parte del artículo¹. En esta segunda parte se analiza la influencia que tiene sobre la presión de fallo de la contención tanto la inclusión en el modelo estructural de la losa de cimentación como los efectos térmicos. El estudio numérico demuestra que puede llevarse a cabo la simulación del proceso de fallo utilizando un modelo estructural que no incluya la losa de cimentación y la carga de temperatura. Finalmente, se presentan y se discuten los resultados de un estudio probabilista de simulación de la presión de fallo y se resumen las conclusiones.

SUMMARY

The numerical simulation performed to evaluate the failure pressure due to an accident of a large dry containment building of a *PWR-W three loops* nuclear power plant is presented. The three dimensional computational model used has been described in the first part of the paper¹. Both the influence on the failure pressure of incorporating the foundation slab in the structural model used in the analysis and the influence of the thermal effects are discussed. The numerical study shows that the failure process can be adequately simulated by means of a structural model which does not include the foundation slab nor the thermal effects. Results of a probabilistic simulation of the failure pressure are finally presented, together with some conclusions.

Recibido: Enero 1995

OBJETIVOS Y ALCANCE DE LA SIMULACIÓN

Tal como es sabido, el edificio de contención es la última de las barreras de seguridad del sistema de “*defensa en profundidad*” de una central nuclear frente a la liberación de productos de fisión. La seguridad de dicha central está verdaderamente puesta a prueba en el caso de accidentes, caso en el cual es esencial mantener la integridad de la contención a fin de evitar las fugas de material radioactivo o, al menos, de retrasar el instante del fallo de la estructura, si éste es inevitable, para que se puedan tomar ciertas medidas². Un posible escenario de accidente que puede dar lugar a daño al núcleo, sería el iniciado por una rotura en el sistema de refrigeración del reactor, con fallo de todos los sistemas de inyección de agua al núcleo y fallo adicional de todos los sistemas de extracción de energía y despresurización del edificio de contención. Como consecuencia de este accidente se produce una presurización estática y/o dinámica del edificio de contención acompañada por efectos térmicos³, que es el caso que se considera en el presente artículo.

En estudios anteriores^{4,5} se ha demostrado la capacidad de las contenciones de resistir presiones de accidente 2.5 hasta 3 veces mayores que las de diseño. Estos coeficientes de seguridad permiten afirmar que los edificios de contención usuales pueden sobrevivir muchos de los desafíos impuestos por accidentes graves². Sin embargo, es imprescindible estudiar la posibilidad de que, en algún tipo de contención puedan producirse mecanismos de fallo bajo la acción de presiones internas más bajas que las mencionadas. En este sentido, el objetivo principal de esta segunda parte del artículo es efectuar un análisis no lineal del comportamiento del edificio de contención de una central nuclear del tipo **PWR-W Tres Lazos** bajo la acción de una presión interna producida creciente por un accidente a fin de determinar su presión de fallo.

El método que se ha elegido para simular en el ordenador la presión de fallo está basado en un modelo tridimensional de elementos finitos que permite considerar en el análisis las características que rompen la simetría de revolución del edificio de contención que están descritas en la primera parte del artículo¹. Éstas son: los tres contrafuertes, las penetraciones, la falta de simetría de revolución de las fuerzas de postesado y la armadura adicional existente en las zonas donde se encuentran penetraciones. El modelo utilizado ha sido el de las referencias [6-8], que ha dado lugar al programa de ordenador denominado STARC3, que ha sido adaptado a los mencionados condicionantes de este estudio por los autores del mismo. Como criterio de fallo, que es externo al modelo descrito, se ha considerado que las armaduras pasivas y tendones de postesado se agotan (“rompen”) al alcanzar una deformación del 1%. El algoritmo de cálculo simula la rotura de la armadura eliminando completamente la rigidez de la barra o del grupo de barras que haya alcanzado dichos límites. Esto genera fuerzas adicionales que se redistribuyen a los componentes adyacentes, que reciben de esta manera una carga adicional. El proceso de fallo continua desarrollándose en cadena, hasta el momento en que dichas fuerzas no pueden equilibrarse. Esto se traduce a nivel del algoritmo numérico en un aumento de las fuerzas residuales, lo que provoca una divergencia de naturaleza no numérica de la solución. Este es el instante en que se considera que la estructura ha fallado.

En los apartados siguientes se presenta una síntesis de los resultados más

importantes que se han obtenido. Concretamente, en el segundo apartado del artículo se analiza el efecto que tiene sobre la presión de fallo la inclusión en el modelo de cálculo de la losa de cimentación. En el tercer apartado se estudia el efecto de la carga de temperatura sobre la presión de fallo, mientras que en el cuarto apartado se incluyen resultados de un estudio probabilista de simulación de la presión de fallo. Finalmente, se presentan las principales conclusiones del estudio.

EFFECTO DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN SOBRE LA PRESIÓN DE FALLO

Para poder analizar el efecto sobre la presión de fallo de la presencia de la losa de cimentación en el modelo estructural, se ha considerado primeramente, de una manera aproximada, la interacción entre la losa y el macizo de hormigón en masa de relleno sobre el cual se apoya. Para ello, el mencionado macizo, que en ciertas zonas alcanza 10 m de espesor, se ha modelizado mediante una única capa de elementos finitos que simulan las condiciones de apoyo en la base de la losa. Las propiedades consideradas para el material de dichos elementos son: un módulo de elasticidad aproximadamente 10 veces inferior al del hormigón estructural, a fin de permitir los movimientos de la losa; una tensión de fisuración de 10 kp/cm^2 , que permite simular un eventual despegue entre la losa y el hormigón de relleno.

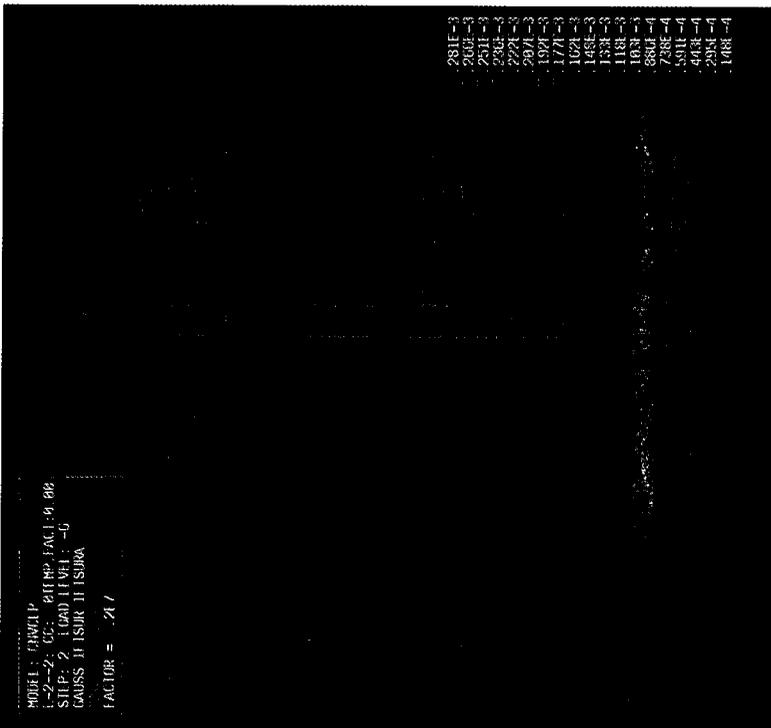
Los resultados de simulación obtenidos se presentan a continuación de tal manera que puedan compararse los correspondientes al modelo con losa con los del modelo sin losa. La Figura 1a muestra los contornos de igual desplazamiento para la carga de peso propio y postesado, que es el primer caso de carga considerado en todas las simulaciones efectuadas. El mismo resultado, pero para la situación sin losa de cimentación, puede verse en la Figura 1b, apreciándose algunas diferencias no significativas entre los dos casos, provocadas por el peso propio de la losa.

En las Figuras 2a y 2b se observan los contornos de igual desplazamiento para la presión de diseño, que es de 3.78 kp/cm^2 relativos. Estos últimos dibujos han tenido como configuración inicial la correspondiente a la carga de peso propio y postesado (ver la Figura 1). Se puede observar que los dos modelos proporcionan resultados similares: se producen las mismas localizaciones de los valores máximos y de los gradientes de desplazamiento.

Las Figuras 3a-3d muestran la evolución del proceso de fisuración del hormigón estructural, que se inicia a una presión de 6 kp/cm^2 relativos y llega a generalizarse cuando se llega a 9 kp/cm^2 relativos. Se observa que el mayor grado de fisuración se produce en el segundo tercio de la altura de la pared cilíndrica; concretamente, se trata de fisuras verticales debidas a fuerzas horizontales. Las fisuras se representan como vectores cuyas direcciones indican la normal al plano de la fisura. Los valores representan deformación uniaxial equivalente en dirección de la apertura. Por ejemplo, un valor de 0.01 significa que en un metro lineal las aperturas de las grietas suman 1 cm. Existe una completa similitud entre la evolución de la fisuración en el modelo con losa y la del modelo sin losa.



(a) 6 kp/cm²

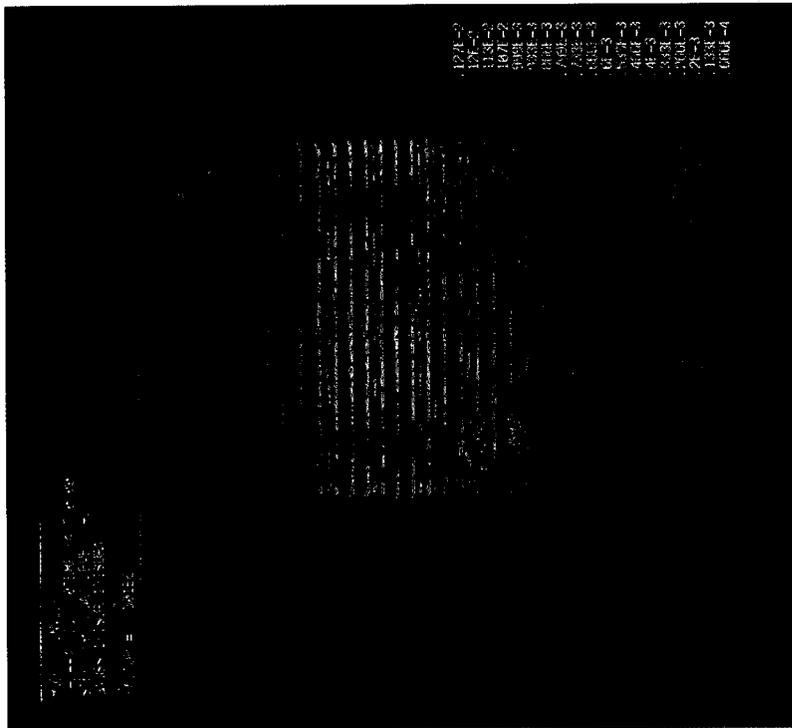


(b) 7 kp/cm²

Figura 3ab. Evolución del proceso de fisuración en el modelo de contención con losa de cimentación al incrementarse la presión interna



(d) 9 kp/cm²



(c) 8 kp/cm²

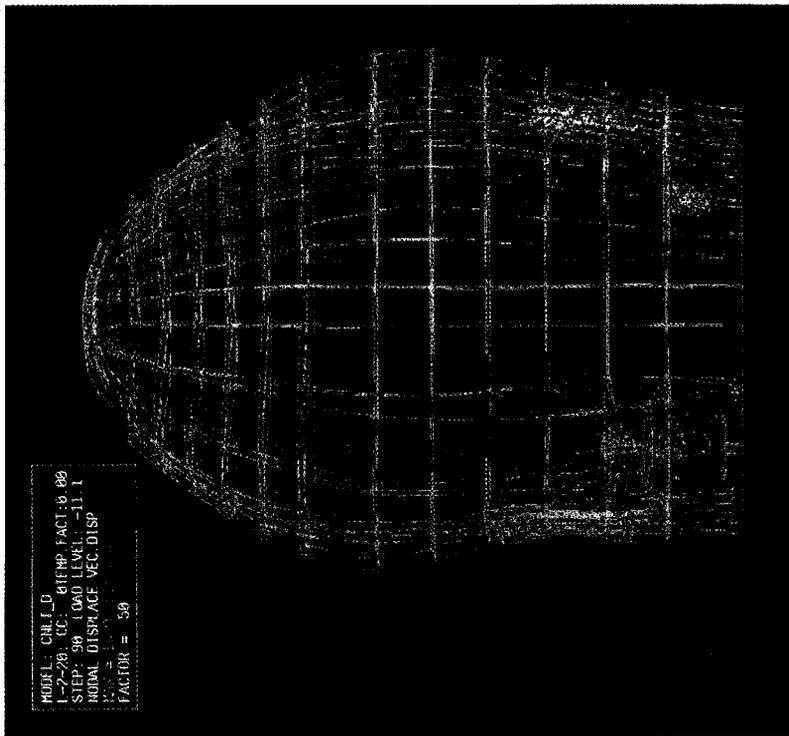
Figura 3cd. Evolución del proceso de fisuración en el modelo de contención con losa de cimentación al incrementarse la presión interna

Las Figuras 4a y 4b muestran los desplazamientos correspondientes a la presión de 11.1 kp/cm^2 relativos, para la cual ocurre el fallo estructural definido por la rotura de la armadura pasiva al alcanzarse la deformación límite. Además de obtenerse exactamente los mismos desplazamientos y localizaciones de desplazamientos máximos en los dos casos, puede observarse que los desplazamientos de la losa son insignificantes en comparación con los del resto del edificio de contención. Todos estos hechos demuestran con claridad que la losa tiene una influencia despreciable en la presión de fallo.

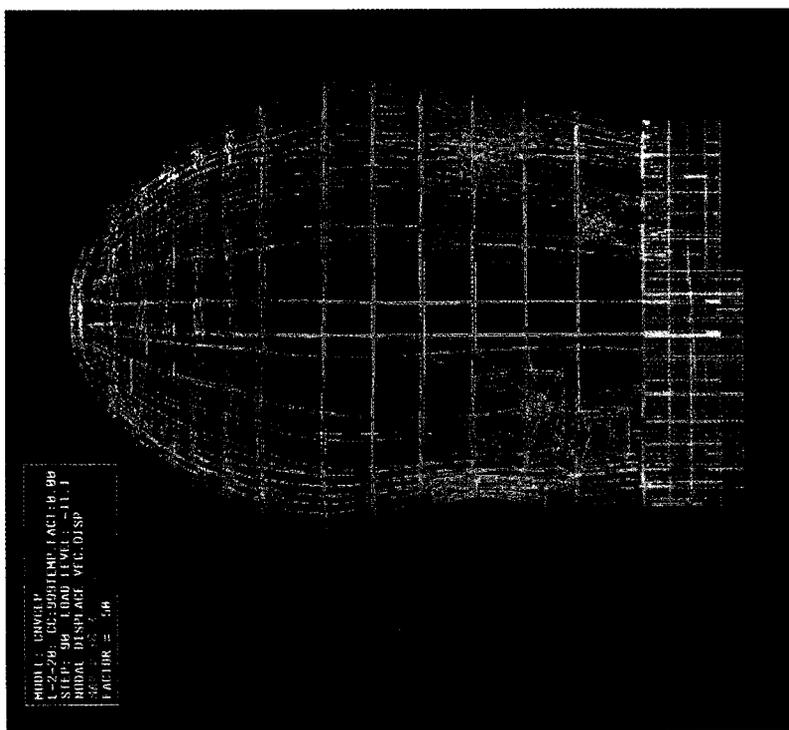
En las Figuras 5a y 5b se muestran las armaduras rotas al alcanzarse la presión de fallo de 11.1 kp/cm^2 . El algoritmo de cálculo intenta redistribuir las tensiones generadas al fallar la armadura a las demás armaduras, que se están cargando de esta manera por encima de su capacidad de deformación y rompen a su vez. Si se imagina la pared cilíndrica formada por anillos horizontales, es evidente que este es un proceso de rotura en cadena que conduce a la aparición de franjas verticales de armaduras circunferenciales rotas. El proceso conduce a la aparición de grietas verticales al lado del contrafuerte correspondiente a la zona de la pared cilíndrica que carece de penetraciones que motiven la colocación de armadura adicional.

La Figura 6 muestra la evolución del desplazamiento radial en función de la presión interior en el punto de mayor deformación. Se observa una perfecta concordancia en el rango elástico de comportamiento, hasta los 6 kp/cm^2 aproximadamente. A partir de dicha presión, el hormigón comienza a fisurarse y la pendiente de las curvas es algo distinta debido a la extensiva fisuración que se produce en la zona de contacto pared-losa (ver las Figuras 3a y 3b). Este fenómeno afecta en mayor grado al modelo en que también fisura la losa. A partir de los 10 kp/cm^2 aproximadamente, las pendientes de las curvas vuelven a acercarse, debido a la generalización de la fisuración en ambos modelos. En los dos casos, la presión de fallo obtenida es prácticamente la misma, con una ligera diferencia en los desplazamientos máximos. Se ha comprobado, asimismo, que en los dos casos se mantiene la misma localización del fallo estructural y el mismo estado de fisuración del edificio.

En consecuencia, se puede afirmar que es completamente justificado prescindir de la losa de cimentación en un estudio de evaluación de la presión de fallo en la estructura. Por este motivo, el estudio del efecto de la carga térmica ha sido efectuado sobre el modelo sin losa de cimentación. Sin embargo, la conclusión obtenida alcanza su especial relevancia a la hora de realizar un estudio probabilista de la presión de fallo, que requiere un gran número de simulaciones en el ordenador; como consecuencia, al prescindirse de la losa en el modelo estructural, se puede reducir de manera muy significativa el tiempo de cálculo. Se destaca asimismo que la presión de fallo obtenida con el modelo tridimensional de elementos finitos ha coincidido con un error del 5% con el valor calculado utilizando un modelo de elementos finitos de lámina de revolución y un modelo constitutivo para el hormigón basado en la teoría de daño⁹.



(b) Modelo sin losa



(a) Modelo con losa

Figura 4. Forma deformada para la presión de fallo

Tratamiento numérico del efecto de la temperatura

El efecto de la temperatura se incluye en la ecuación constitutiva a través del tensor de deformaciones térmicas ϵ_o

$$\epsilon_o = \alpha \Delta T (1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0)^T \quad (1)$$

donde α es el coeficiente de dilatación térmica y ΔT el incremento de temperatura. La ecuación constitutiva se transforma en

$$\sigma = D(\epsilon - \epsilon_o) \quad (2)$$

La aplicación de la ecuación constitutiva (2) a una estructura de hormigón armado en el rango lineal, se traduce en la aparición de una compresión de la armadura como consecuencia de la diferencia entre los valores de los coeficientes de dilatación lineal del hormigón y del acero de las armaduras ($10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ para el hormigón y $1.2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ para el acero).

A partir del instante en que el hormigón inicia su fisuración se desconoce el comportamiento en compresión de la armadura ya que dicha fisuración está relacionada con la adherencia entre ambos materiales. En el procedimiento de cálculo se ha representado este fenómeno mediante un aumento ficticio del coeficiente de dilatación del hormigón a partir del instante de la aparición de la primera fisura, de modo que al agotarse la energía de fractura el coeficiente sea igual al del acero. Existe otro efecto de compresión de origen térmico, que se produce como consecuencia de la restricción de las dilataciones libres y que está directamente relacionado con la forma de la estructura y la disposición de sus apoyos.

Definición de la acción térmica

De las múltiples evoluciones de la relación presión-temperatura que pueden producirse en el edificio de contención como consecuencia de un accidente con daño al núcleo, se ha seleccionado la representada en las Figuras 8a y 8b, obtenida mediante simulación en el ordenador¹⁰.

Los perfiles de temperatura a través del espesor de la pared de hormigón en función del tiempo se han calculado resolviendo la ecuación de conducción transitoria del calor en geometría cilíndrica. Dichos perfiles se han aplicado a los elementos finitos de la pared cilíndrica y de la cúpula, considerando la temperatura constante e igual a la exterior en los elementos que representan los contrafuertes.

Resultados

Se describen a continuación algunos de los resultados obtenidos al considerar como acciones sobre el modelo sin losa la presión interior y la temperatura, tal como vienen dadas en las Figuras 7a y 7b.

En las Figuras 8a-8d pueden verse representaciones mediante contornos de igual desplazamiento para distintas fases del proceso de carga. Aspectos de la historia de la fisuración del hormigón estructural pueden verse en las Figuras 9a-9c, mientras que el estado de la armadura en el momento del fallo se muestra en la Figura 9d. Dicha

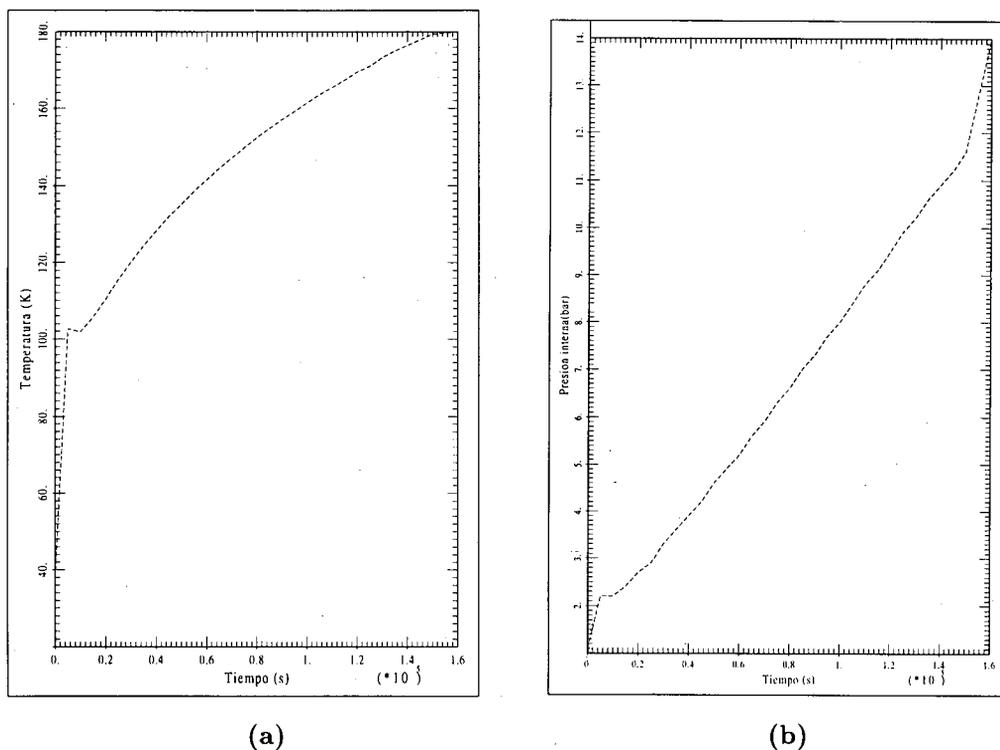
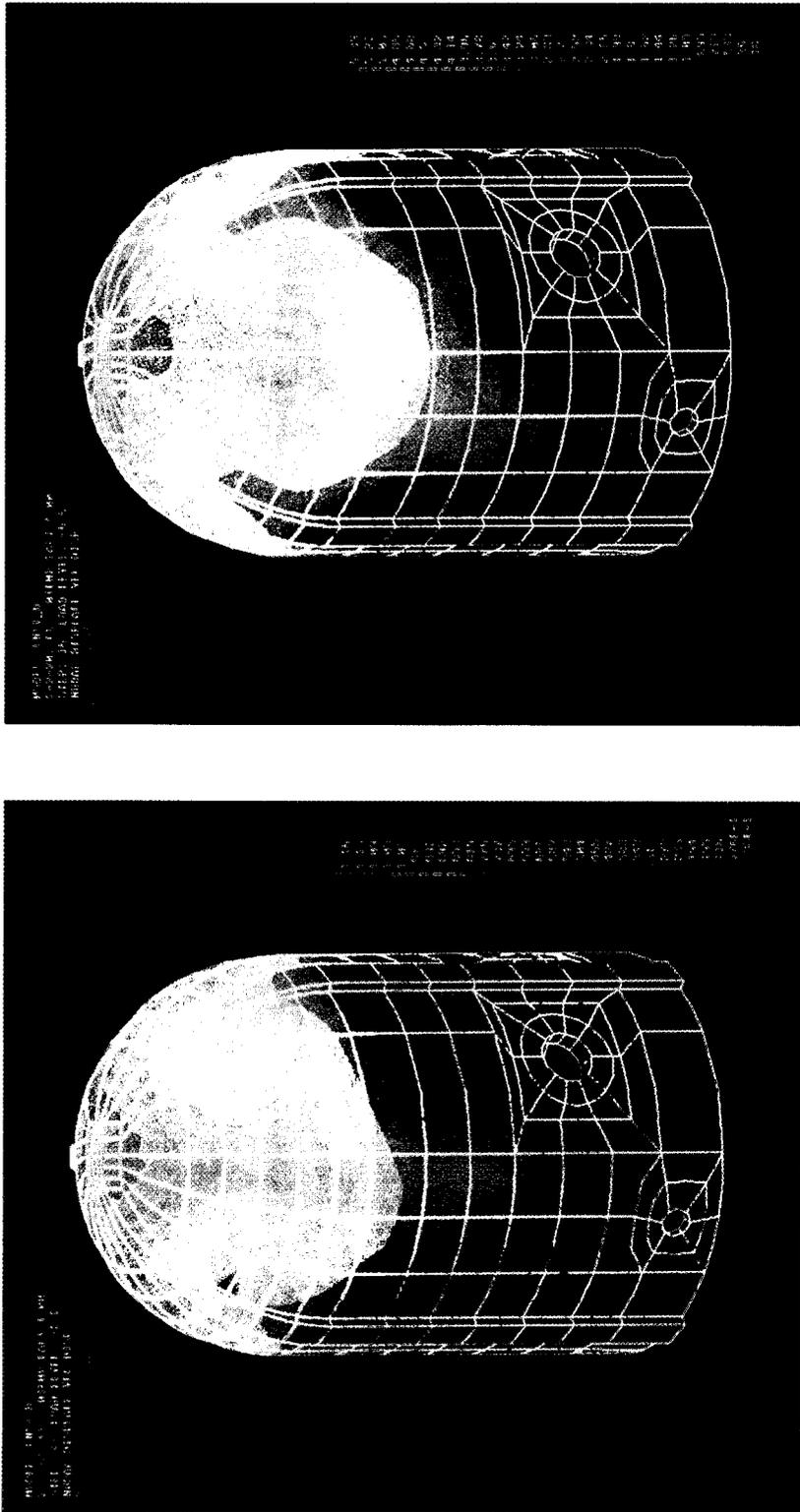


Figura 7. Curvas presión-temperatura debidas a un accidente simulado. (a) Evolución de la temperatura. (b) Evolución de la presión

presión de fallo es en este caso de 13.4 kp/cm^2 , superior en 2.3 kp/cm^2 a la del mismo modelo pero sin carga térmica. Sin embargo, la localización del fallo se mantiene en la misma posición. Finalmente, se han incluido diagramas desplazamiento-presión para el punto de mayor desplazamiento y el punto más alto de la estructura (ver la Figura 10).

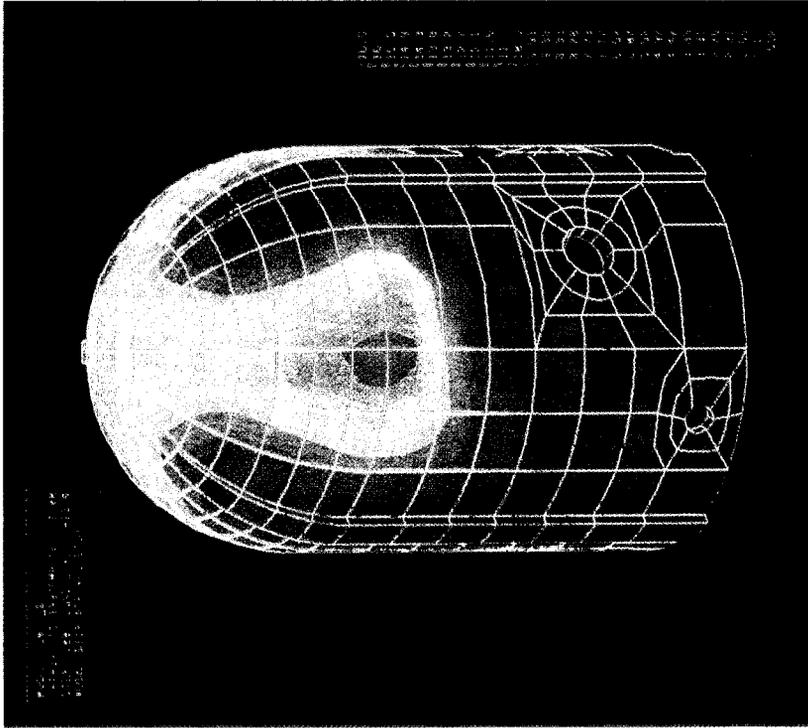
De los resultados numéricos obtenidos, se deduce que en presencia de un gradiente de temperatura en la pared del edificio aumenta la presión de fallo de la contención. Esto puede justificarse analizando un anillo circular de hormigón armado sometido a un gradiente térmico (incremento de temperatura interior) y observando que en la parte interior del anillo se producen compresiones y en la exterior tracciones, pero el efecto neto a través del espesor es de compresión sobre el anillo. En el análisis del edificio de contención este efecto de compresión neta produce un cierto retraso en la aparición de la fisuración en el hormigón y, por tanto, un ligero aumento en la presión de fallo. Además de esto, en los análisis realizados no se observa ningún impacto negativo de la carga térmica sobre el comportamiento estructural del edificio. A pesar de todo esto, las incertidumbres en el comportamiento termo-mecánico del hormigón, junto con las de la modelización, aconsejan no considerar este aumento de presión de fallo en el análisis probabilista.



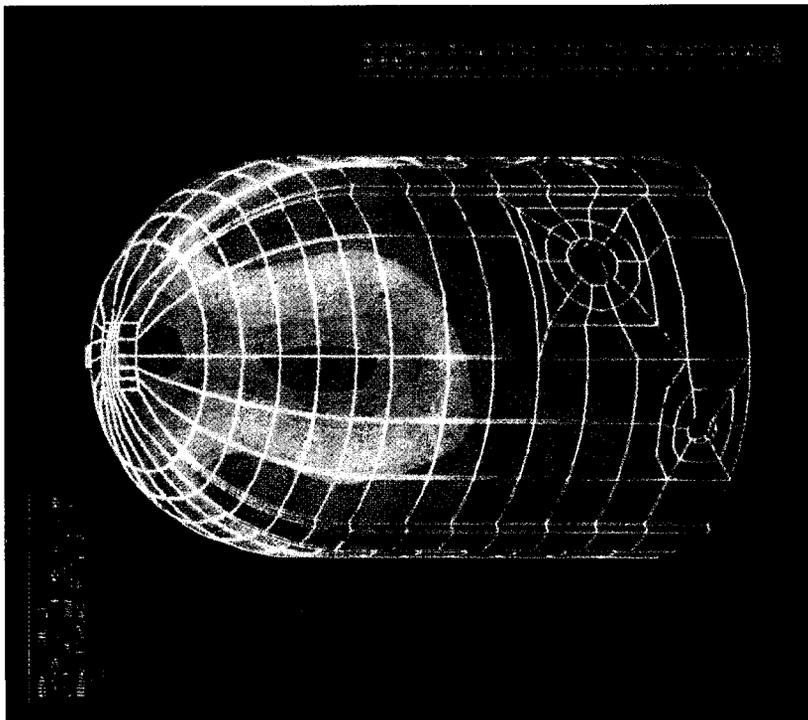
(a) 1.1 kp/cm² y 102°C.

(b) 6.6 kp/cm² y 160°C.

Figura 8ab. Contornos de igual desplazamiento para distintas fases del proceso de incremento de la presión interna y temperatura



(d) 13.3 kp/cm² y 180°C.



(c) 12.5 kp/cm² y 180°C.

Figura 8cd. Contornos de igual desplazamiento para distintas fases del proceso de incremento de la presión interna y temperatura

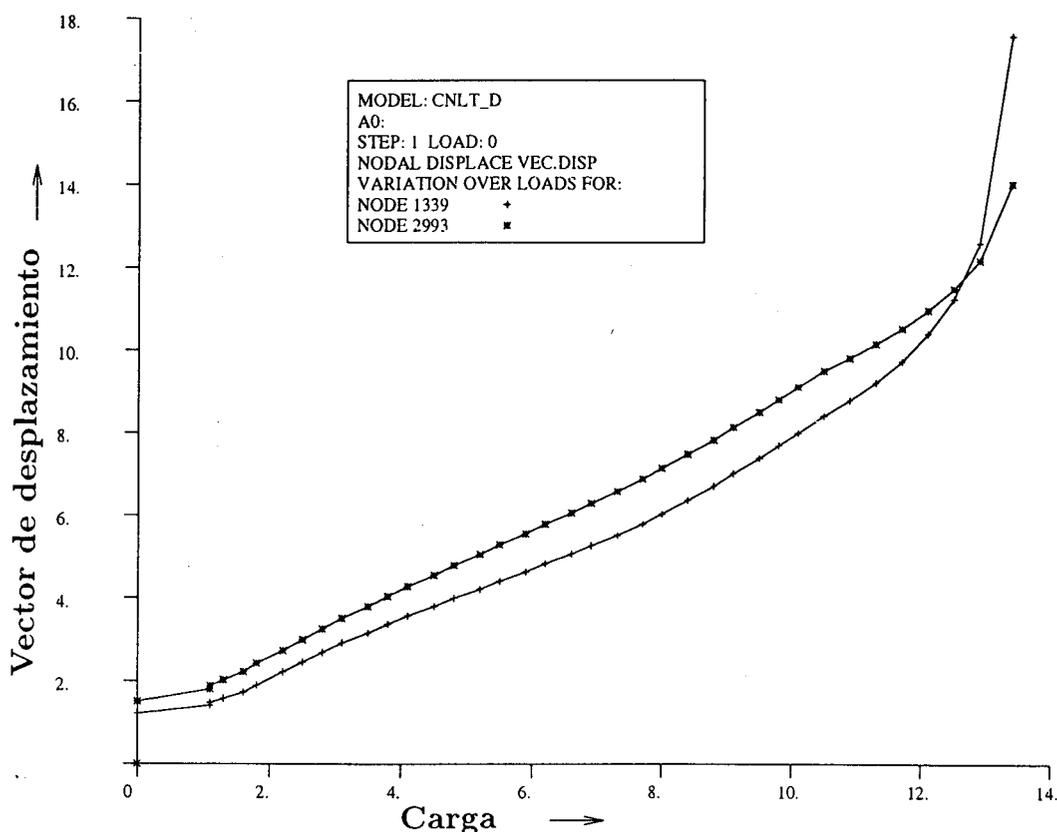


Figura 10. Diagramas desplazamiento-presión para el punto de mayor desplazamiento y el punto más alto de la estructura

ESTUDIO PROBABILISTA DE LA PRESIÓN DE FALLO

El objetivo de este análisis probabilista es el de determinar lo que se denomina *curva de fragilidad* del edificio de contención de la central nuclear. Dicha curva define la probabilidad de fallo del edificio en función de la presión interior y, en realidad, es la integral de la función de densidad de probabilidad de la variable presión de fallo. El proceso que se sigue para obtener la curva de fragilidad corresponde al *Método de Montecarlo*. Aplicar dicho método significa simular, mediante un método numérico determinista, la presión de fallo de la contención para un gran número de experimentos repetitivos a partir de datos de entrada generados de manera aleatoria, construir el histograma de los resultados de presión de fallo y buscar la distribución de probabilidad que se le ajuste¹¹. La curva de fragilidad es la integral de la ley de distribución ajustada.

El proceso de simulación comienza con la selección de aquellos n parámetros $(x_i, i = 1, 2, \dots, n)$ que mayor influencia tienen en la presión de fallo p_f del edificio. Tanto la presión de fallo como el conjunto de parámetros x_i son tratados como variables aleatorias.

Sin embargo, la expresión

$$p_i = f(x_i), i = 1, 2, \dots, n \quad (3)$$

no representa una función analítica, sino que describe la relación correspondiente al modelo de cálculo numérico determinista descrito en la primera parte de este artículo¹.

Los sucesivos pasos del proceso de cálculo de la curva de fragilidad del edificio de contención son los siguientes:

- a) Seleccionar todas las variables que se deben incluir en el cálculo determinista de la presión de fallo, es decir, establecer los parámetros x_i .
- b) A dichas variables se les suponen incertidumbres inherentes a cualquier modelo estructural y se les atribuye una distribución de probabilidad adecuada, bien basada en resultados de una muestra experimental de dicha variable, bien basada en datos bibliográficos. Nótese que generalmente la distribución de las variables es normal.
- c) Para cada una de las variables aleatorias se genera un conjunto de valores de acuerdo con la distribución de probabilidad asignada.
- d) Se generan conjuntos de datos de entrada, seleccionando un valor numérico de cada variable y se calcula la presión de fallo p_i del edificio de contención mediante el procedimiento determinista descrito¹ (programa STARC3) para cada uno de los conjuntos de datos. Se obtiene, de esta manera, una muestra de la variable aleatoria presión de fallo.
- e) Se determina el histograma de la presión de fallo y se obtiene la función de distribución de probabilidad que se le ajuste. Finalmente, la integral de dicha función es la curva de fragilidad buscada.

En el modelo de cálculo utilizado en determinar la presión de fallo del edificio de contención se han incluido 18 variables aleatorias y, para cada una de ellas, se han generado 100 muestras. Dichas variables han sido las siguientes:

VARIABLES RELACIONADAS CON LOS TENDONES

- Módulo de elasticidad del acero de los tendones, valor medio $m=20391$ kp/mm², desviación estandar $\sigma=119.62$ kp/mm², Figura 11a.
- Sección equivalente del cordón de los tendones, $m=90.0075$ mm², $\sigma=0.3634$ mm², Figura 11b.
- Tensión de fluencia del acero del tendón, $m=190.67$ kp/mm², $\sigma=3.44507$ kp/mm², Figura 11c.
- Parámetro de endurecimiento del tendón, $m=262.63$ kp/mm², $\sigma=139.428$ kp/mm², Figura 11d.
- Fuerza de tesado de los tendones horizontales del cilindro (1 a 64), $m=745.31$ T, $\sigma=14.90$ T, Figura 11e.
- Fuerza de tesado de los tendones horizontales del cilindro (65 a 110), $m=731.25$ T, $\sigma=14.625$ T, Figura 11f.

- Fuerza de tesado de los tendones horizontales de la cúpula (111-132), $m=702.12 \text{ T}$, $\sigma=14.062 \text{ T}$, Figura 11g.
- Fuerza de tesado de los tendones verticales, $m=549.0 \text{ T}$, $\sigma=11.88 \text{ T}$, Figura 11h.
- Penetración de cuña, $m=8 \text{ mm}$, $\sigma=1.2 \text{ mm}$, Figura 11i.
- Coeficiente de rozamiento, $m=0.128$, $\sigma=0.008576$, Figura 12a.
- Coeficiente de ondulación, $m=0.00117 \text{ m}^{-1}$, $\sigma=0.000234 \text{ m}^{-1}$, Figura 12b.
- Pérdidas diferidas del pretensado, Figura 12c. Dichas pérdidas vienen dadas por la diferencia ΔP entre la fuerza original en el tendón, P_0 , tras las pérdidas instantáneas y la fuerza en el tendón, P , tras las pérdidas diferidas. Por razones de simplicidad del cálculo, la aleatoriedad de ΔP se ha incluido a través de una variable α en la siguiente forma:

$$\Delta P = \alpha \times (P_0 - P) \quad (4)$$

Para la variable α se ha considerado $m=1$ y $\sigma=0.2$.

- Acortamiento elástico del hormigón para tendones horizontales, $m=13.2 \text{ T}$, $\sigma=1.32 \text{ T}$, Figura 12d.
- Acortamiento elástico del hormigón para tendones verticales, $m=5.7 \text{ T}$, $\sigma=0.57 \text{ T}$, Figura 12e.

VARIABLES RELACIONADAS CON LAS ARMADURAS

- Módulo de elasticidad de la armadura, $m=21000 \text{ kp/mm}^2$, $\sigma=1050 \text{ kp/mm}^2$, Figura 12f.
- Tensión de fluencia de la armadura, $m=50.234 \text{ kp/mm}^2$, $\sigma=2.437 \text{ kp/mm}^2$, Figura 12g.
- Parámetro de endurecimiento de la armadura, $m=3500.0 \text{ kp/mm}^2$, $\sigma=700.0 \text{ kp/mm}^2$, Figura 12h.

VARIABLES RELACIONADAS CON EL HORMIGÓN

- Módulo de elasticidad del hormigón, $m=411000 \text{ kp/cm}^2$, $\sigma=41100 \text{ kp/cm}^2$, Figura 12i.

Para todas estas variables aleatorias se han considerado funciones de distribución de probabilidad normales, salvo para el endurecimiento del acero de los tendones, ya que los resultados experimentales disponibles para esta última variable se ajustan mejor a una función lognormal.

Los 100 conjuntos de 18 valores obtenidos, tomando cada una de las variables aleatorias en el mismo orden en que han sido generadas, han constituido los datos de entrada para el ensayo numérico llevado a cabo. La presión de fallo p_f obtenida mediante cada uno de estos 100 ensayos numéricos constituye una muestra de la variable aleatoria presión de fallo del edificio. En la Figura 13 están recogidos los 100 resultados p_f en forma de histograma. Tal como puede verse, el histograma obtenido parece, a

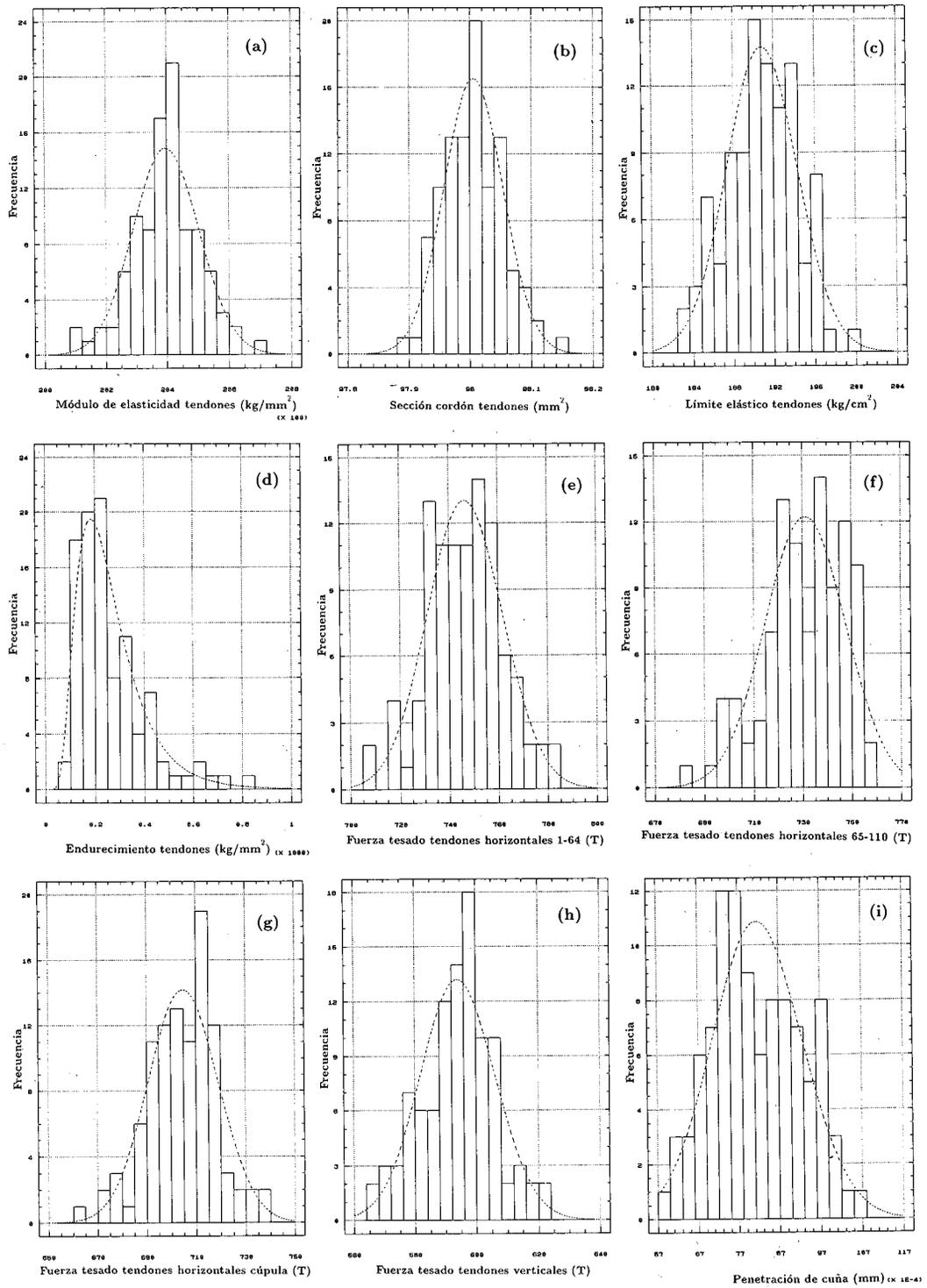


Figura 11. Histogramas de las variables aleatorias generadas del modelo de cálculo

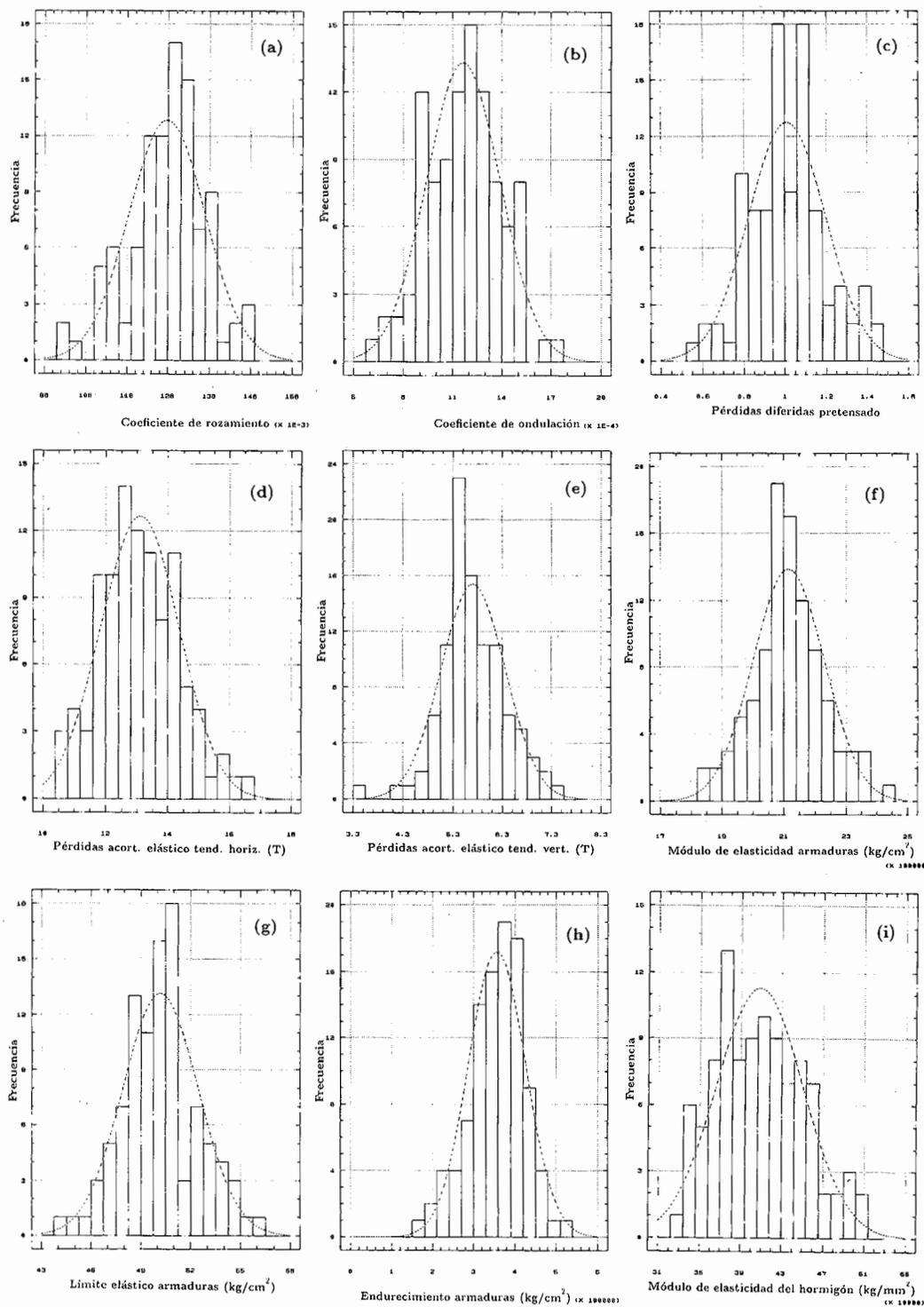


Figura 12. Histogramas de las variables aleatorias generadas del modelo de cálculo

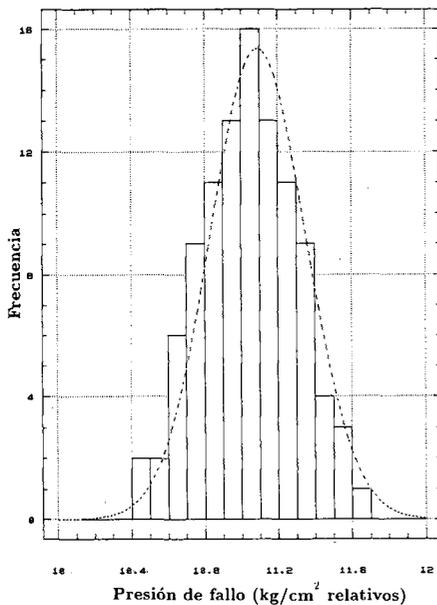


Figura 13. Histograma de la presión de fallo simulada y la función de densidad de distribución de probabilidad ajustada

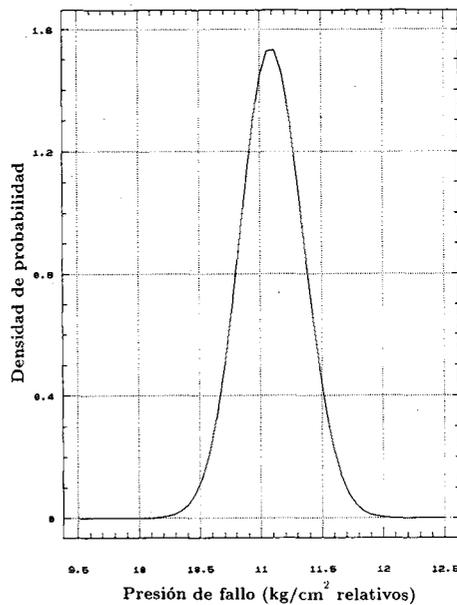


Figura 14. Función de densidad de distribución de probabilidad normal adoptada para la presión de fallo

simple vista, ajustarse a una distribución normal, lo que está de acuerdo con el *teorema central del límite*. Sin embargo, esta observación acerca del tipo de distribución ha sido confirmada de una manera rigurosa, realizando pruebas de contraste del ajuste de χ^2 de Kolmogorov-Smirnov^{11,12}. El valor medio obtenido para la presión de fallo ha sido de 11.092 kp/cm² con una desviación estandar de 0.258855 kp/cm². Para un nivel de confianza del 99%, el intervalo de confianza de la media es [11.024, 11.16], mientras que el intervalo de confianza de la desviación estandar es [0.218449, 0.315872]. La curva de fragilidad se ha definido de forma conservadora sobre la base de la distribución de probabilidad correspondiente al extremo inferior del intervalo de confianza de la media ($m = 11.024$ kp/cm²) y al extremo superior del intervalo de confianza de la desviación estandar ($\sigma = 0.315872$ kp/cm²). En la Figura 14 se representa la función de densidad de distribución de probabilidad normal correspondiente a estos últimos valores m y σ .

En la Figura 15 puede verse la integral de la función de densidad de la Figura 14, es decir, la curva de fragilidad del edificio de contención. Se ha adoptado como presión de fallo del edificio la correspondiente a una probabilidad de fallo de 5%, por lo cual, de acuerdo con la curva de la Figura 15, la presión de fallo se ha establecido en 10.5 kp/cm² relativos. Teniendo en cuenta que la presión de diseño ha sido de 3.78 kp/cm², se ha obtenido un factor de seguridad de 2.78.

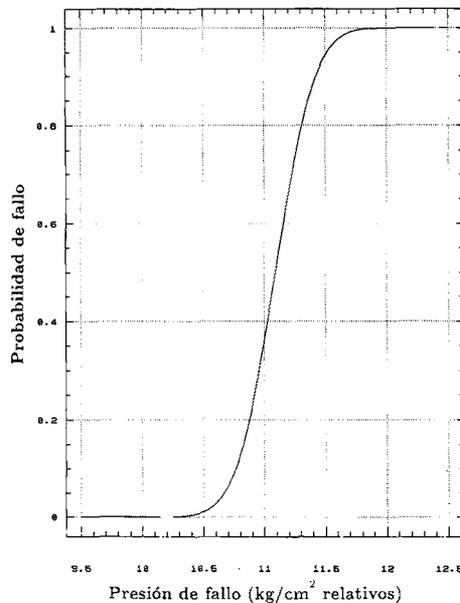


Figura 15. Curva de fragilidad del edificio de contención

CONCLUSIONES

En el artículo se hace un estudio de evaluación de la presión de fallo debida a un accidente para el edificio de contención de una central nuclear *PWR-W Tres Lazos*. En el análisis se ha utilizado un modelo computacional tridimensional.

Se ha evaluado, primeramente, la influencia que tiene sobre la presión de fallo de la contención la inclusión en el modelo estructural de la losa de cimentación. Se ha podido demostrar que, si bien la presencia de la losa afecta a la deformación del edificio a presiones bajas, a medida que la presión interior aumenta, su efecto disminuye, coincidiendo los resultados correspondientes a los dos modelos cada vez más. Concretamente, para los dos modelos se mantiene el mismo estado de fisuración del edificio, la misma localización del fallo estructural, la misma presión de fallo y el mismo desplazamiento máximo correspondiente a la presión de fallo. En consecuencia, se justifica completamente prescindir de la losa de cimentación en un estudio de evaluación de la presión de fallo en la estructura. Por este motivo, tanto el estudio del efecto de la carga térmica como el estudio probabilista han sido efectuados sobre el modelo sin losa de cimentación.

En segundo lugar se ha evaluado el efecto de la carga térmica sobre la presión de fallo de la contención. Los resultados numéricos obtenidos han mostrado un aumento de la presión de fallo en presencia de un gradiente de temperatura en la pared del edificio. Además, no se ha observado ningún impacto negativo de la carga térmica sobre el comportamiento estructural del edificio. Sin embargo, las incertidumbres en el comportamiento del hormigón y en el modelo estructural aconsejan no considerar este efecto positivo de la carga térmica en la evaluación de la presión de fallo de la contención.

Por último, se ha realizado un estudio probabilista de simulación por Monte Carlo de la presión de fallo del edificio de contención. Dicho estudio ha proporcionado la curva de fragilidad del edificio, lo que ha permitido establecer que la presión de fallo correspondiente a una probabilidad de fallo de 5% es de 10.5 kp/cm², siendo el factor de seguridad respecto a la presión de diseño de 2.78, factor que se inscribe en el rango de valores obtenidos por otros autores.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado por *Central Nuclear Vandellós II* a través del proyecto **IPE/APS** y por el *Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE)*, Barcelona.

REFERENCIAS

1. M. Cervera, A. H. Barbat, A. Hanganu, E. Oñate y C. Cirauqui, "Evaluación de la presión de fallo del edificio de contención de una central nuclear tipo PWR-W Tres Lazos. Parte I: Metodología", *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, Barcelona, en prensa.
2. T. Speis y F. Eltawila, "Containment Severe Accident Phenomenology", *Fifth Workshop on Containment Integrity*, Washington, 21-31, 1992.
3. B. De Boeck, "A Review of Containment Accidents", *Fifth Workshop on Containment Integrity*, Washington, 37-50, 1992.
4. IDCOR, *Technical Report 10.1. Containment Structural Capability of Light Water Nuclear Power Plants*, The Industry Degraded Core Rulemaking Program, July 1983.
5. M. B. Parks, B. L. Spletzer, L. D. Lambert y J. R. Weatherby, "Containment Performance Experiments under Severe Accident Loadings", Sandia National Laboratories, 1992.
6. M. Cervera y E. Hinton, "Non-linear Analysis of Reinforced Plates and Shells using a Three Dimensional Model" en *Computational Modelling of Reinforced Concrete Structures*, Pineridge Press, 1986.
7. M. Cervera, E. Hinton y N. Bicanic, "Non-linear Transient Dynamic Analysis of Three Dimensional Reinforced Concrete Structures" en *Numerical Methods in Transient and Coupled Analysis*, John Wiley, 1987.
8. M. Cervera, E. Hinton, N. Bicanic y J. Bonet, "Non-linear Transient Analysis of Three Dimensional Structures - A Finite Element Program for Steel and Reinforced Concrete Materials" en *Numerical Methods and Software for Dynamic Analysis of Plates and Shells*, Pineridge Press, 1988.
9. A. Hanganu, S. Oller, E. Oñate y A. H. Barbat, "A Finite Element Model for Damage Analysis of Nuclear Reactor Containment Shells", *2nd National Conference on Boundary and Finite Elements*, Sibiu, Romania, 1993.
10. Fauske & Associates, Inc., *MAAP-3.0B - Modular Accident Analysis Program for LWR Power Plants*, EPRI Report NP-7071-CCML, Palo Alto, California, 1990.
11. J. R. Benjamin y C. A. Cornell, *Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers*, McGraw-Hill Book Company, New York, 1970.
12. Z. Karian y E. Dudewicz, *Modern Statistical Systems and GPSS Simulation*, Computed Science Press, New York, 1991.