

ASPECTOS BASICOS DE LA NORMATIVA Y CRITERIOS DE DISEÑO APLICABLES A LA TIPOLOGIA ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS DE CONTENCIÓN

Gustavo NOFUENTES GARCIA

TIPOLOGIA DE LOS EDIFICIOS DE CONTENCIÓN

El edificio de Contención tiene como misión fundamental el constituir una barrera estructural y de estanqueidad que impida el escape a la atmósfera libre de los elementos radiactivos producidos durante un accidente. En base a esta misión, los edificios de Contención pueden clasificarse de diversos modos:

Por el tipo de reactor

- Tipo PWR (p.e. Vandellós II)
- Tipo BWR (p.e. Cofrentes)

Por su tipología estructural

- Contenciones de hormigón:
 - Armado (p.e. Almaraz)
 - Pretensado (p.e. Ascó)

Por su forma geométrica:

- Cilíndrica con cúpula hemisférica (p.e. Vandellós II)
- Cilíndrica con cúpula toroidal (p.e. Lemóniz)
- Esférica (p.e. Trillo)

Obviamente todos los edificios de Contención se disponen con forma de lámina de revolución (cilíndrica o esférica) por ser este tipo de estructura el que mejor se comporta, frente a sollicitaciones internas de presión, como es el caso de presión postulada de accidente (LOCA o rotura de vapor principal), la cual condiciona el diseño estructural del edificio.

CLASIFICACION CONFORME A LA NORMATIVA BASICA APLICABLE

Desde un punto de vista de normativa, la clasificación es más precisa y coincidente con la clasificación según la tipología estructural (se cita únicamente la normativa de EE.UU. por ser la de mayor aplicación en España).

CONTENCIONES REGULADAS POR EL CODIGO ASME, SECCION III, DIVISION 2

Son todos aquellos edificios de Contención en los que la misión de barrera estructural está asignada a una estructura de hormigón armado o pretensado.

La barrera de estanqueidad se le asigna a un revestimiento metálico de acero al carbono que cubre todo el parámetro interior de la estructura de hormigón y que

va solidariamente anclado a dicha estructura.

Este revestimiento interior por su pequeño espesor (de 5 a 10 mm) no tiene prácticamente rigidez frente al muro de hormigón, por lo que acompaña a este en su deformación (es una deformación impuesta).

La fabricación de elementos, diseño y construcción de este tipo de Contenciones queda regulada por el Código ASME, Sección III, División 2 (parte cc): Code for Concrete Reactor Vessels and Containers.

Dentro de este grupo quedan pues englobados todos los edificios de Contención en hormigón, con independencia de su forma geométrica, o del tipo de reactor albergado, e incluyendo tanto a aquellas contenciones en hormigón armado como en hormigón pretensado.

CONTENCIONES REGULADAS POR EL CODIGO ASME, SECCION III, DIVISION 1, SUBSECCION NE

Son todos aquellos edificios de Contención en los que la misión de barrera estructural y de estanqueidad está asignada a una única estructura metálica de acero al carbono.

Estas Contenciones metálicas quedan reguladas, en cuanto a su fabricación, diseño y construcción, por la Subsección NE del Código ASME, Sección III, División 1 «Metallic Components». Asimismo, aquellas partes metálicas de Contenciones de hormigón, en las que la misión estructural se asigna también al elemento metálico no estando respaldadas por hormigón (p.e. escotilla de equipos, esclusas de personal y penetraciones) quedan también reguladas por esta Subsección NE del Código ASME.

En las Contenciones metálicas, es necesario disponer una estructura de hormigón externa (denominada edificio de blindaje) que encierre en su interior a la Contención metálica incrementando la estanqueidad conjunta y proporcionando un blindaje radiológico, así como una barrera estructural frente a posibles efectos ambientales externos.

La Contención metálica va anclada sobre la losa de cimentación o sobre un zócalo de hormigón armado forrados en su interior por un revestimiento metálico, prolongación de la propia Contención metálica, y que evidentemente pasan a ser una Contención de hormigón quedando reguladas por la Sección III, División 2. La cimentación puede consistir también en una cúpula invertida, apoyada sobre un macizo de hormigón.



Gustavo NOFUENTES GARCIA es Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos por la ETSICCP de Madrid. Inicia su actividad trabajando en el diseño de la C.N. Almaraz con Empresarios Agrupados. En 1976, pasa a prestar sus servicios en INITEC, donde se ha dedicado básicamente al diseño de estructuras, supervisión y coordinación con la construcción de Centrales Nucleares. En la actualidad es Jefe Adjunto del Grupo de Obra Civil del proyecto de la C.N. Vandellós II, habiendo publicado diversa bibliografía relativa al diseño de edificios de Contención y normativa americana para Centrales Nucleares.

PUNTUALIZACION SOBRE LAS ESTRUCTURAS INTERNAS DE LA CONTENCIÓN

Aunque por deformación se suele denominar «Contención» al conjunto de la Contención propiamente dicha (descritas con anterioridad) y a las Estructuras Internas, estas últimas no tienen misión de barrera de estanqueidad, sino que se utilizan para dar soporte estructural al reactor y a sus componentes; por tanto las Estructuras Internas no constituyen en sí una Contención.

El conjunto de losas y muros de hormigón armado y estructuras metálicas que constituyen las estructuras internas, queda cubierto por la siguiente normativa básica:

- ACI-349 «Safety Related Concrete Structures» para el diseño de elementos de hormigón armado.
- AISC para el diseño de elementos metálicos estructurales.

Una excepción a lo anteriormente dicho lo constituye la estructura del Pozo Seco de las Contenciones BWR tipo MARK III (Cofrentes), la cual, por su tipología estructural (lámina de revolución) y función de barrera de estanqueidad y estructural, es perfectamente asimilable a un edificio de Contención, quedando regulada por el Código ASME, Sección III, División 2.

CONSIDERACIONES SOBRE LA DIVERSA TIPOLOGIA EXISTENTE

CONTENCIONES DE HORMIGÓN PRETENSADO

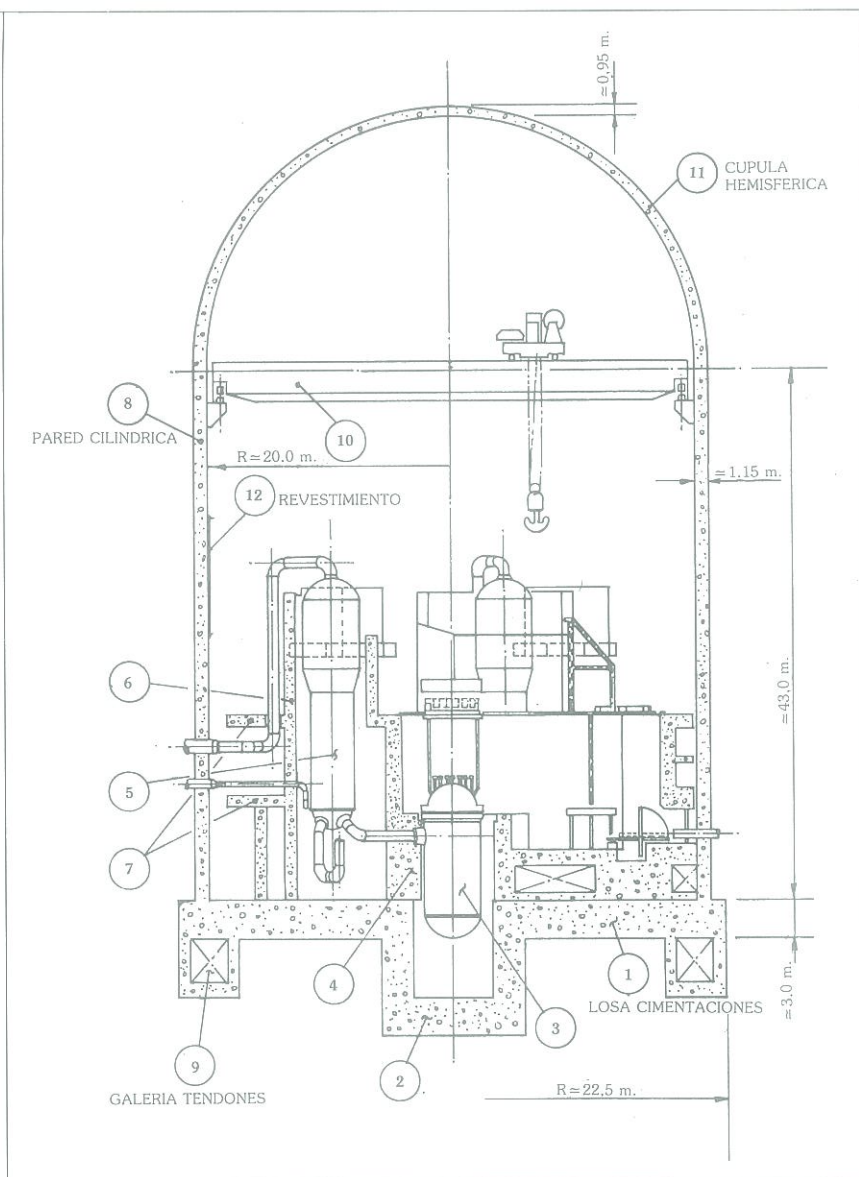
El hormigón es un material que no es capaz de resistir solicitaciones de tracción (se fisura); el fundamento del pretensado de una estructura de hormigón es introducir a dicha estructura un esfuerzo previo de compresión para que al actuar la solicitación de tracción, la estructura quede descargada sin fisurarse.

El pretensado se introduce por medio de un conjunto de tendones metálicos que se tensan (traccionan) a un determinado valor. Al soltar y anclar, por la ley de la acción y la reacción, transmiten como compresión al hormigón el esfuerzo de tensado que tenían.

La elección entre utilizar o no pretensado en los edificios de Contención en hormigón es puramente una cuestión de diseño civil; tanto a nivel mundial como en España, existen defensores y detractores de su utilización.

Desde un punto de vista estrictamente técnico, parece claro que la utilización del pretensado es netamente ventajosa (de uso habitual en estructuras laminares).

- Hace trabajar correcta y adecuadamente al hormigón (a compresión).
- Permite reducir el espesor de la lámina.
- Reduce considerablemente la cantidad de armaduras pasivas.



F I Disposición típica de un edificio de contención (para reactor tipo PWR) en hormigón pretensado. Vandellós II.

- Reduce la fisuración (prácticamente nula en operación normal) y por tanto colabora en mejorar la estanqueidad.

Como contrapunto, la utilización de pretensado requiere:

- Disponer una galería de tendones perimetral bajo el edificio, para anclaje de los tendones verticales.
- Disponer unos contrafuertes a lo largo de todo el edificio para anclaje de los tendones horizontales.
- Realizar una serie de operaciones de mantenimiento a lo largo de toda la vida de la Central.

Desde un punto de vista económico, existen estudios que demuestran la ventaja de cualquiera de los dos métodos en función del partido tomado por el autor.

Las contenciones de hormigón pretensado existentes en España son Ascó I y II; Lemóniz I y II y Vandellós II.

CONTENCIONES DE HORMIGÓN ARMADO

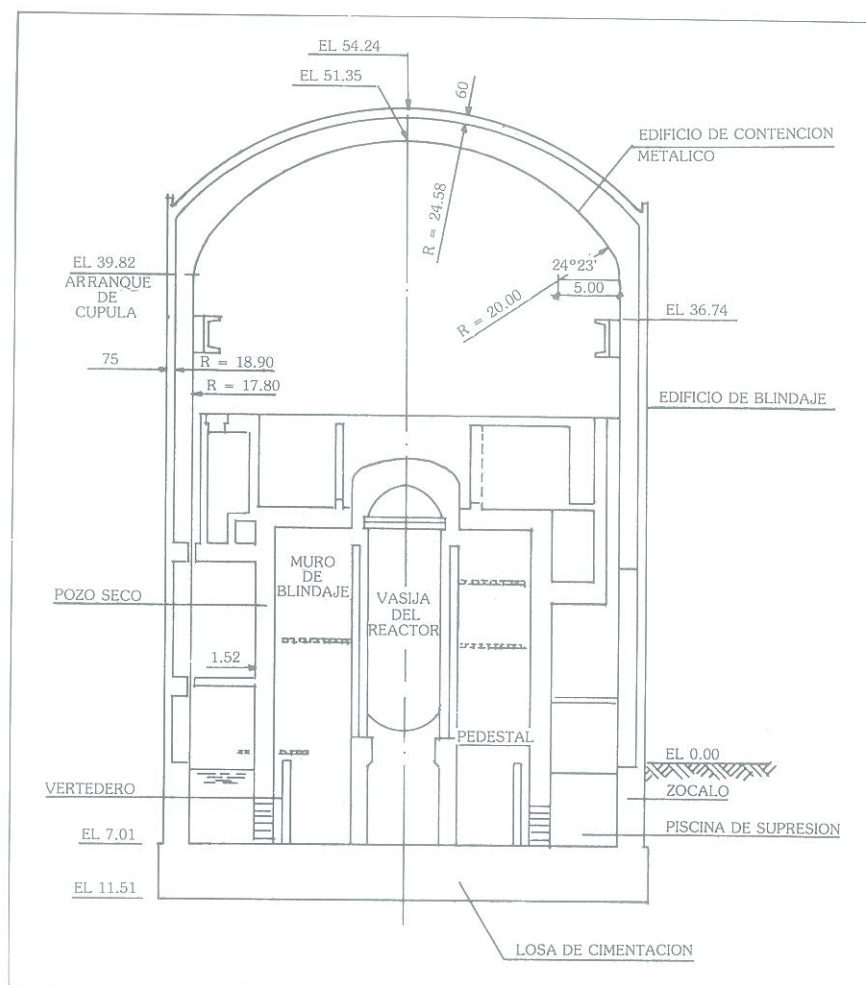
Las ventajas e inconvenientes son evidentemente las opuestas a las descritas anteriormente. Su principal problema es la gran congestión de armaduras, necesitando utilizar tanto mallas de armadura en dirección horizontal y vertical, así como también en diagonal. El problema se hace crítico alrededor de penetraciones y aberturas donde existen grandes esfuerzos locales.

Su principal ventaja es la no utilización del pretensado con el consiguiente ahorro en tendones metálicos, elementos de anclaje, galería de tendones y contrafuertes.

Las Centrales de Almaraz I y II son un caso típico de Contenciones en hormigón armado.

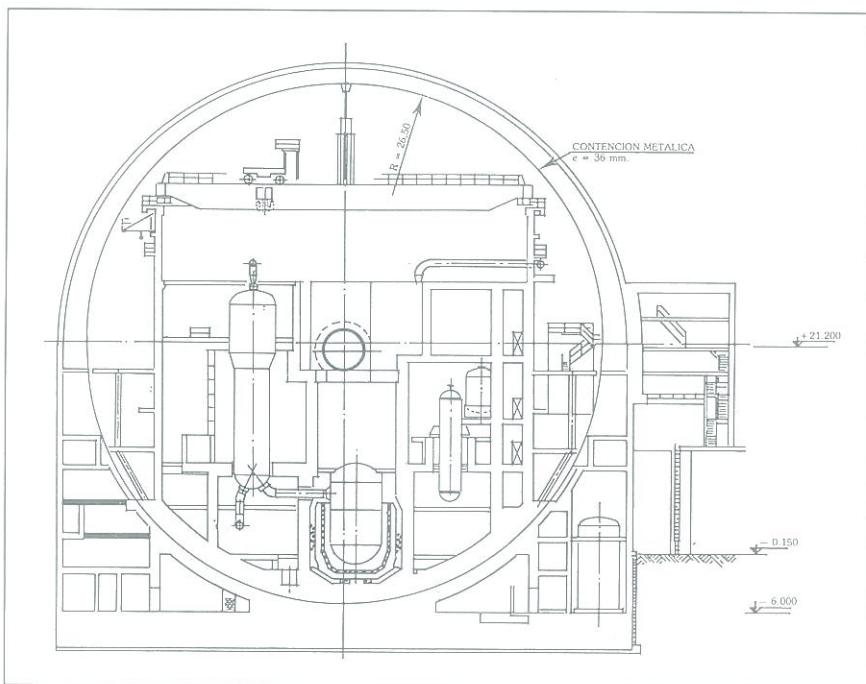
CONTENCIONES METÁLICAS

La elección entre Contención metálica o de hormigón suele depender en gran



F II Disposición típica de un edificio de contención metálico tipo BWR Mark III. C. N. Cofrentes.

F III Disposición de un edificio de contención metálico esférico para reactor PWR. C. N. Trillo.



medida del diseño básico del suministrador del equipo principal. Las Contenciones metálicas parecen más apropiadas para aquellos casos en los que la presión de diseño se reduce a valores del orden de

5 a 15 psig mediante algún método de supresión de presión.

La forma esférica (Fig. III) presenta una gran ventaja estructural frente a la cilíndrica (Fig. II), ya que para una misma so-

licitación de presión interna, las tensiones generadas son el doble para el caso de lámina cilíndrica.

Su inconveniente básico consiste en la necesidad de disponer de un edificio de blindaje exterior en hormigón armado.

Otras dificultades técnicas específicas que presentan este tipo de Contenciones son las siguientes:

- Problemas de pandeo.
- Diseño de zonas locales de penetraciones, esclusas, etc.
- Efectos dinámicos producidos por la actuación de las válvulas de alivio y seguridad (en contenciones BWR).
- Diseño de los soportes de la grúa polar.

Las Centrales Nucleares de Trillo (PWR), Cofrentes y Valdecaballeros (BWR), disponen de contenciones metálicas con el consiguiente edificio de blindaje exterior.

FORMA GEOMETRICA DE LA CUPULA

La forma geométrica de la cúpula tiene de cada vez más hacia el tipo hemisférico. Las ventajas frente a la toroidal son diversas:

- Produce un mayor volumen interno libre con la consiguiente reducción en la presión de accidente.
- Elimina la necesidad de disponer de una viga anillo en la unión cilindro-cúpula (necesaria en las toroidales para absorber los esfuerzos producidos como consecuencia de la no tangencia de ambas superficies).
- La no existencia de la viga anillo mejora notablemente el comportamiento sísmico del edificio.
- Mejor comportamiento estructural.

En cualquier caso, es necesario que la cúpula sea autoportante, sirviendo de encofrado interior del hormigón (o del hormigón de la cúpula del edificio de blindaje en caso de Contención Metálica), evitando así la necesidad de utilizar un gran andamiaje que dificultaría y retrasaría la construcción de las estructuras internas.

En las Contenciones de hormigón pretensado, la existencia de tendones de alta capacidad (aproximadamente 1.000 T) permite que los tendones puedan discurrir girando 180 grados sin producirse grandes pérdidas por rozamiento.

El uso de forma total esférica de la Contención, parece asociado a la tecnología alemana de KWU. Su principal ventaja es que permite un aprovechamiento más racional de todo el edificio, por el contrario, requiere técnicas constructivas complejas, así como cierta dificultad en la disposición de entradas al edificio.

MATERIALES ESTRUCTURALES

Las características, requisitos y tipos permisibles para cada uno de los materiales estructurales existentes en un edificio

de Contención vienen definidos en el Código ASME.

HORMIGON ESTRUCTURAL

El hormigón utilizado suele tener una resistencia a la compresión del orden de 300 a 400 kg/cm². En Contenciones de hormigón pretensado una alta resistencia a la compresión es fundamental, pues suele condicionar el espesor de la lámina.

Se realiza un programa exhaustivo de control de la calidad del hormigón en cuanto a su resistencia y consistencia. Es habitual también realizar ensayos para determinación de sus propiedades reológicas de retracción y fluencia.

ARMADURAS PASIVAS

El tipo habitual utilizado en EE.UU. y requerido por ASME es el ASTM A-615, Grado 60, con un límite elástico de 4.200 kg/cm².

En España se utiliza como equivalente al anterior el AEH 400N (límite elástico 4.100 kg/m²) conforme a la norma española EH-82, o el antiguo AE 42N conforme a la antigua normativa EH-73.

Como consecuencia de los grandes esfuerzos a los que se ve sometida la estructura, es necesaria la utilización de armaduras de gran diámetro (50 y 57 mm) con los consiguientes problemas de manejo, disposición, anclaje y empalme.

Para estas barras de gran diámetro no se permite el empalme por solape, siendo necesario realizarlo mediante soldadura (poco utilizado) o por medio de empalmes mecánicos. El artículo CC-4.333 del Código define los requisitos en cuanto a inspección, ensayos previos de homologación y ensayos de verificación durante la instalación exigidos para asegurar la correcta calidad del empalme.

ARMADURAS ACTIVAS (PRETENSADO)

Se utilizan aceras de alta resistencia, con límite elástico de unos 18.000 kg/cm² y alta ductilidad a fin de evitar roturas frágiles.

Los tipos permitidos por el Código son:

- ASTM A-416, Grado 270, para tendones formados por cordones.
- ASTM A-421, Grado BA, para tendones formados por alambres.

La Sección CC-2.460 del Código exige la realización de un programa de ensayos de prototipo del sistema de pretensado (estáticos, dinámicos, etc.) para asegurar el correcto funcionamiento del conjunto tendón-anclaje.

REVESTIMIENTOS METALICOS EN CONTENCIONES DE HORMIGON

Los tipos de acero permisibles quedan definidos en la tabla del Código ASME, Sección III, División 2.

Se utilizan los aceros al carbono de

buen soldabilidad, baja resistencia y alta ductilidad.

La condición de baja resistencia se requiere para minimizar los esfuerzos transmitidos por el revestimiento a su anclaje al hormigón reduciendo la posibilidad de despegue de éste (una vez plastificado el revestimiento no se supera prácticamente la tensión correspondiente al límite elástico).

La condición de gran ductilidad es necesaria para evitar que la chapa rompa una vez plastificada al acompañar en su movimiento al hormigón (debe poder desarrollar una alta deformación en régimen plástico hasta alcanzar la rotura).

Un acero usualmente utilizado es el ASTM A-285, Grado A, con un límite elástico de 1.680 kg/cm² y una deformación en rotura del orden del 30%.

ACERO PARA CONTENCIONES METALICAS

El acero al carbono a utilizar para Contenciones metálicas debe tener las siguientes características:

- Poseer una buena soldabilidad.
- Tener unas notables características resistentes, ya que va a tener una primordial misión estructural.
- Poseer unas buenas características frente a la fatiga y corrosión, así como una adecuada ductilidad.

Los tipos admisibles de acero, quedan definidos en la tabla I.10.0 del Código. El tipo ASTM A-516, Grado 70, con un límite elástico de 2.660 kg/cm² suele ser utilizado.

Este mismo tipo de acero se utiliza para aquellos elementos estructurales de los revestimientos metálicos (soportes de viga polar, soportes de tuberías, insertos, etc.), así como para las esclusas de personal y escotilla de equipos.

ACEROS PARA RIGIDIZADORES EN REVESTIMIENTOS Y CONTENCIONES METALICAS

Estos rigidizadores no forman parte de la barrera de estanqueidad, utilizándose para anclar el revestimiento en el hormigón estructural, o en el caso de contenciones metálicas para dar mayor rigidez estructural (espesor equivalente) a la chapa de la Contención, evitando así el alcanzar espesores de chapa impracticables en algunas zonas de la Contención.

Estos aceros no necesitan ningún requisito especial, utilizándose el acero estructural ordinario del tipo A-42b según MV-102 o su equivalente ASTM A-36 según normativa americana.

DISEÑO DE CONTENCIONES DE HORMIGON SEGUN ASME III, DIVISION 2

Las bases, criterios y requisitos para el diseño de Contenciones en hormigón ar-

mado o pretensado, quedan cubiertas por el artículo CC-3.300 del Código.

Aunque se trata de un código para estructuras de hormigón, está influenciado por el resto del Código ASME, relativo a recipientes metálicos, por lo que no se ciñe estrictamente a lo usualmente establecido en un código de hormigón armado (tipo EH o ACI).

ESTABLECIMIENTO DE CARGAS ACTUANTES

Se definen y clasifican las posibles cargas actuantes sobre la estructura.

Cargas de servicio

— *Normales*: las normales ocurridas en operación tales como peso propio (D), sobrecarga (L), pretensado (F), depresión de operación (Po), temperatura de operación (To), etc.

— *De construcción*: posibles cargas especiales ocurridas durante construcción.

— *De prueba*: presión (Pt) y temperatura (Tt) asociadas a la prueba de integridad estructural y a las de tasa de fugas.

Cargas mayoradas

— *Ambientales severas*: viento (W), terremoto OBE (Eo).

— *Ambientales extremas*: tornado (Wt) y terremoto SSE (Ea).

— *Anormales*: presión (Pa) y temperatura (Ta) de accidente, efectos producidos por rotura de tuberías (Rr), etc.

COMBINACIONES DE CARGA DE DISEÑO

En la tabla CC-3.230.1 quedan definidas las combinaciones de carga a aplicar (ver Fig. IV). Estas combinaciones quedan divididas en dos grupos que se relacionarán posteriormente con el comportamiento de la estructura:

— *Servicio*: normales, construcción, prueba y ambientales severas; en las que las cargas entran sin factor de mayoración.

— *Mayoradas*: Ambientales extremas, anormales y anormales/amb. extremas; en las cuales ya sí aparecen factores de mayoración de cargas.

ESFUERZOS INTERNOS

Los esfuerzos internos producidos por la actuación de cargas, se dividen en:

— *Primarios*: los generados por la estructura para establecer el equilibrio frente a cargas externas.

— *Secundarios*: aquellos esfuerzos internos cuyo origen no es consecuencia de un equilibrio estático frente a cargas externas (p.e. producidos por efectos reológicos y térmicos).

Table CC-3230-1

Load combinations and load factors

Category	D	L ¹	F	P _i	P _a	T _i	T _o	T _a	E _o	E _s	W	W _i	R _o	R _a	R _i	P _v	H _a
Service																	
Test	1.0	1.0	1.0	1.0	...	1.0	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
Construction	1.0	1.0	1.0	...	...	...	1.0	...	...	...	1.0	...	...	...	...	...	...
Normal	1.0	1.0	1.0	...	...	...	1.0	...	...	...	...	...	1.0	...	...	1.0	...
Severe environmental	1.0	1.0	1.0	...	...	...	1.0	...	1.0	...	...	...	1.0	...	...	1.0	...
	1.0	1.0	1.0	...	...	...	1.0	...	...	...	1.0	...	1.0	...	...	1.0	...
Factored																	
Severe environmental	1.0(2)	1.3	1.0	...	...	...	1.0	...	1.5	...	...	...	1.0	...	...	1.0	...
	1.0(2)	1.3	1.0	...	...	...	1.0	...	...	...	1.5	...	1.0	...	...	1.0	...
Extreme environmental	1.0	1.0	1.0	...	...	...	1.0	...	...	1.0	...	...	1.0	...	...	1.0	...
	1.0	1.0	1.0	...	...	...	1.0	...	...	...	1.0	1.0	1.0	...	...	1.0	...
Abnormal	1.0	1.0	1.0	...	1.5	...	...	1.0	...	...	...	...	...	1.0	...	...	...
	1.0	1.0	1.0	...	1.0	...	...	1.0	...	...	...	...	...	1.25	...	...	...
Abnormal/Severe environmental	1.0	1.0	1.0	...	1.25	...	...	1.0	1.25	...	...	...	...	1.0	...	...	...
	1.0	1.0	1.0	...	1.25	...	...	1.0	1.0	...	1.25	...	...	1.0	...	...	...
	1.0	1.0	1.0	...	...	...	1.0	...	1.0	0.5	1.0	...	...	...	...	...	1.0
Abnormal/Extreme environmental	1.0	1.0	1.0	...	1.0	...	...	1.0	...	1.0	...	...	...	1.0	1.0	...	...

NOTES:

(1) Includes all temporary construction loading during and after construction of containment.

(2) Since this load combination is also specified under service loads, it need not be checked under the factored loads.

FIV Combinaciones de carga para contenciones en hormigón.**CLASIFICACION DE TENSIONES INTERNAS**

Las que pueden existir en una rebana-da como consecuencia de los esfuerzos actuantes.

Tensiones normales

- De membrana (m).
- De membrana más flexión (b).

Tensiones tangenciales

- De cortante (v).
- De torsión (t).

TENSIONES ADMISIBLES PARA LOS DIFERENTES MATERIALES ESTRUCTURALES

Se definen las tensiones admisibles de cada material estructural en función del caso de combinación de carga aplicable (de servicio o mayoradas), así como el tipo de tensión de que se trata. Lógicamente los valores de tensiones admisibles son inferiores para combinaciones de servicio que para combinaciones mayoradas (ver Fig. V).

DISEÑO FRENTE A ESFUERZOS NORMALES (AXILES Y DE FLEXION)

La respuesta estructural del edificio se diferencia también según que se trate de combinaciones de carga mayoradas o de servicio (ver Fig. VI).

Para combinaciones mayoradas:

- La deformación en la armadura y en el hormigón se considerará directamente proporcional a la distancia a la fibra neutra.
- La tensión en la armadura se considerará directamente proporcional a la

deformación, hasta el valor de 0,9 fy, a partir de este valor, la tensión se considerará constante, permitiéndose alcanzar una deformación máxima correspondiente al doble de la del límite elástico.

- La capacidad de tracción en el hormigón se considerará nula.
- La relación entre la tensión de compresión y su deformación, puede adoptarse de forma triangular, parábola, rectangular o cualquier otro tipo de relación sancionada por la práctica de diseño a colapso de secciones de hormigón armado.

Para las combinaciones de servicio:

- La deformación en el hormigón y acero es directamente proporcional a la distancia a la fibra neutra.
- La relación tensión-deformación para el hormigón es recta; las tensiones varían linealmente en función de su distancia a la fibra neutra.
- No se permite la plastificación de la armadura. La máxima tensión admisible es básicamente 0,5 fy.
- La capacidad de tracción en el hormigón se considera nula.

En resumen, para cargas mayoradas el Código permite la respuesta a colapso de la estructura, mientras que para cargas de servicio se requiere un comportamiento lineal elástico de la estructura.

DISEÑO FRENTE A ESFUERZOS CORTANTES

Análogo a cualquier código estructural:

- Se definen los esfuerzos admisibles resistidos por el hormigón V_c .

- El complemento hasta el esfuerzo de diseño V_u debe ser suministrado por armaduras.

$$V_s = V_u - V_c$$

- Se definen las fórmulas para obtención de las cuantías de dichas armaduras.
- Las tensiones admisibles son también diferentes, según se trate de combinaciones de servicio o mayoradas.

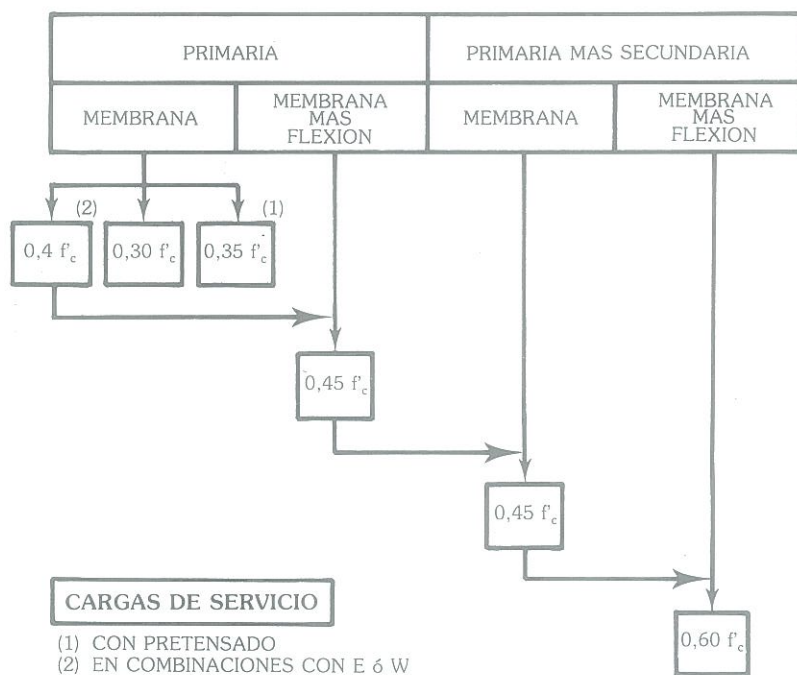
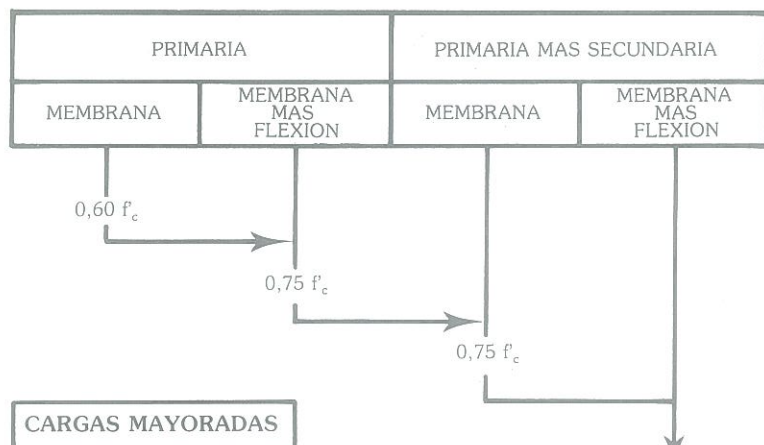
DISEÑO DE CONTENCIONES METALICAS SEGUN ASME III, DIVISION 1, NE

Las bases, criterios y requisitos para el diseño de Contenciones metálicas quedan cubiertas por el artículo NE-3000 del Código. Sin embargo, este artículo no es lo suficientemente explícito en cuanto a definición de cargas actuantes, combinaciones de carga y tensiones admisibles frente a cada combinación.

La Sección 3.8.2. del Standard Review Plan de la U.S.N.R.C. (Steel Containments) propone una serie de combinaciones de cargas y criterios de aceptación de tensiones, considerados válidos para el licenciamiento de la planta. Por tanto, parece lógico seguir dicha propuesta, tal como se describe a continuación.

ESTABLECIMIENTO DE CARGAS ACTUANTES

Básicamente son las mismas que las establecidas para las Contenciones de hormigón (con excepción de las de pretensado que no tienen sentido en una Contención metálica) e incluyendo las cargas



F V Tensiones admisibles de compresión en el hormigón.

de presión (Ps), temperatura (Ts) y reacciones de tuberías (Rs) producidas por la actuación parcial o total de las válvulas de alivio y seguridad asociadas a la piscina de supresión de los reactores tipo BWR.

COMBINACIONES DE CARGA DE DISEÑO

En la subsección II.3.b. de la Sección 3.8.2. del S.R.P. quedan definidas todas las combinaciones de carga a aplicar, dividiéndolas en los siguientes grupos:

- *Condición de prueba:* incluyendo Pt y Tt.
- *Condición de diseño:* incluyendo los efectos de presión, temperatura y reacciones de tubería producidos por el DBA (accidente base de diseño).

- *Condición de servicio límite, nivel A:* incluyendo los siguientes casos:

- a) Operación normal.
- b) Operación normal conjunta con actuación múltiple de las válvulas de alivio y seguridad.
- c) Accidente LOCA.
- d) Accidente producido por rotura de menor entidad, conjuntamente con la actuación múltiple de las válvulas.

- *Condición de servicio límite, nivel B:*

- a) LOCA conjunto con terremoto OBE.
- b) Operación normal conjunta con terremoto OBE.
- c) Operación normal, conjunta con actuación múltiple de válvulas y terremoto OBE.
- d) LOCA conjunto con descarga de una válvula.

- *Condición de servicio límite, nivel C:*

- a) LOCA conjunto con terremoto SSE.
- b) Operación normal conjunta con terremoto SSE.
- c) Accidente producido por rotura de menor entidad, conjuntamente con la actuación múltiple de las válvulas y con el terremoto SSE.

- *Condición de servicio límite, nivel D:*

- a) Accidente LOCA conjuntamente con terremoto SSE y con cargas dinámicas R_r producidas por rotura de tuberías.
- b) Actuación múltiple de válvulas en combinación con accidente de pequeña entidad, terremoto SSE y cargas dinámicas producidas por rotura de tuberías.

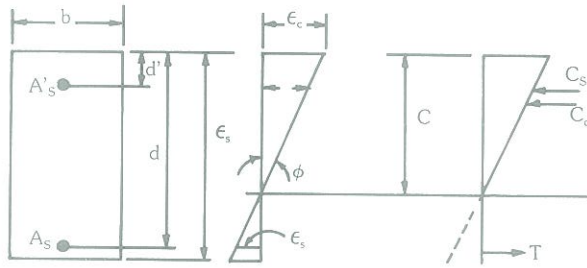
- *Condición de inundación:* inundación post LOCA conjuntamente con terremoto OBE.

CLASIFICACION DE TENSIONES INTERNAS

La clasificación de las tensiones internas es función del tipo de sollicitación, de la dirección de la tensión y de la zona específica de la lámina en consideración. Se definen los siguientes conceptos:

- *Tensión normal:* componente de la tensión perpendicular al plano del elemento en consideración (definición habitual en el cálculo de estructuras).
- *Tensión tangencial:* componente de la tensión paralela al plano del elemento en consideración.
- *Tensión de membrana (Pm):* es la parte de la tensión normal uniformemente distribuida en el espesor del elemento.
- *Tensión de flexión (Pb):* es la parte de la tensión normal variable en el espesor del elemento.
- *Tensión primaria (P):* es la tensión (normal o tangencial) desarrollada por la estructura para equilibrar la acción de una carga externa.
- *Tensión secundaria (Q):* es la tensión (normal o tangencial) desarrollada por la estructura, no como consecuencia del equilibrio frente a una sollicitación exterior, sino como consecuencia de la compatibilidad de movimientos por efectos térmicos o por grandes discontinuidades estructurales.
- *Tensión primaria local de membrana (PL):* es aquella tensión normal de membrana producida por alguna carga exterior mecánica (primaria) asociada a una zona de discontinuidad estructural y que produce una distorsión excesiva en la transferencia de la carga a otras zonas de la estructura.
- *Tensión de pico (F):* es aquella tensión primaria más secundaria producida por razones de discontinuidades, efectos térmicos o concentraciones locales, sin producir una distorsión general. Debe considerarse únicamente a efectos de fisuración por fatiga o rotura frágil.

COMBINACIONES DE SERVICIO



Sección

Deformaciones

Tensiones

Tensiones primarias

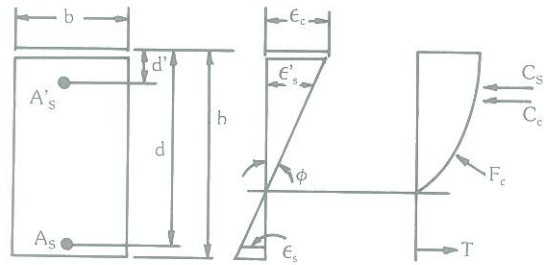
$$\begin{aligned} f_c &\leq 0.45 f'_c \\ f_s &\leq 0.50 f_y & D_s &\leq 0.5 D_y \\ f'_s &\leq 0.50 f_y & D'_s &\leq 0.5 D_y \end{aligned}$$

Tensiones primarias más secundarias

$$\begin{aligned} F_c &\leq 0.5 f'_c & D_s &\leq 0.67 D_y \\ f_s &\leq 0.67 f_y & D'_s &\leq 0.67 D_y \\ f'_s &\leq 0.67 f_y \end{aligned}$$

(f = tensión; D = deformación)
(f = tensión; D = deformación)

COMBINACIONES MAYORADAS



Sección

Deformación

Tensión

Tensiones primarias

$$\begin{aligned} f_c &\leq 0.75 f'_c \\ f_s &\leq 0.9 f_y & D_s &\leq 0.9 D_y \\ f'_s &\leq 0.9 f_y & D'_s &\leq 0.9 D_y \end{aligned}$$

Tensiones primarias más secundarias

$$\begin{aligned} f_c &\leq 0.85 f'_c & D_c &\leq 0.002 \\ f_s &\leq 0.9 f_y & D_s &\leq 2 D_y (\approx 0.004) \\ f'_s &\leq 0.9 f_y & D'_s &\leq 0.002 \end{aligned}$$

FVI Comportamiento estructural según Asme III, Div. 2

Como se habrá observado, la clasificación es complicada y variopinta, para facilitar su comprensión, en la tabla NE-3217-1 se define la clasificación específica de cada tipo de tensión en función de su dirección, sollicitación y situación en la lámina.

CRITERIOS DE ACEPTACION ESTRUCTURAL

Los criterios de aceptación estructural no se definen bajo el concepto de tensión admisible (como es habitual en el cálculo

de estructuras), sino que se utiliza el concepto de «intensidad de tensión» tal como es aplicado en el diseño de tuberías y recipientes metálicos.

Se define intensidad de tensión (Sm) como la máxima diferencia algebraica entre la mayor y menor tensión principal a que puede estar sometido el elemento. Es decir, se corresponden con el doble de la máxima tensión tangencial, o para el caso de tensión plana, con el diámetro del círculo de Mohr.

Los valores admisibles de la intensidad de tensión para cada tipo de acero quedan definidos en la tabla I.1.1. del código ASME, en función de la temperatura de diseño.

Los criterios de aceptación para las mismas intensidades de tensión correspondientes a las diversas combinaciones de carga definidas con anterioridad quedan reflejadas en la tabla 3.8.2.1. de la Sección 3.8.2. del Standard Review Plan (Fig. VII).

FVII: Valores admisibles de intensidad de tensión en contenciones metálicas

SECTION II.3.6		Primary Stresses		Bending &	Primary &	Peak Stresses	Buckling
		Gen. Mem.	Local Mem.	Local Mem.	Secondary Stresses	$P_L + P_B + Q + F$	
Load Categories		P_m	P_L	$P_b + P_L$ (6)	$P_L + P_b + Q$		
Testing Condition	Pneumatic	$0.75S_y$	$1.15S_y$	$1.15S_y$	N/A ⁽²⁾	Consider for (5) fatigue evaluation	See Note (9)
Design Condition		$1.0S_{mc}$	$1.5S_{mc}$	$1.5S_{mc}$	N/A	N/A	See Note (9)
Level A Service Limit ⁽¹⁾		$1.0S_{mc}$	$1.5S_{mc}$	$1.5S_{mc}$	$3.0S_{mi}$	Consider for fatigue evaluation	See Note (9)
Level B Service Limit		$1.0S_{mc}$	$1.5S_{mc}$	$1.5S_{mc}$	$3.0S_{mi}$	Consider for fatigue evaluation	See Note (9)
Level C Service Limit	Not Integral and Continuous	$1.0S_{mc}$	$1.5S_{mc}$	$1.5S_{mc}$	$3.0S_{mi}$	N/A	See Note (9)
	Integral and Continuous ^{(4), (7)}	$1.2S_{mc}$ or * $1.0S_y$	$1.8S_{mc}$ or * $1.5S_y$	$1.8S_{mc}$ or * $1.5S_y$	N/A	N/A	See Note (9)
Level D Service Limit	Not Integral and Continuous ⁽⁴⁾	$1.2S_{mc}$ or * $1.0S_y$	$1.8S_{mc}$ or * $1.5S_y$	$1.8S_{mc}$ or * $1.5S_y$	N/A	N/A	See Note (9)
	Integ. & Con.	Elas. Analysis ⁽³⁾	S_t	$1.5S_t$	$1.5S_t$	N/A	See Note (9)
Post-Flooding Condition ⁽⁴⁾		Inelas. Analysis ⁽³⁾	S_t	S_t	N/A	N/A	See Note (9)
		$1.2S_{mc}$ or * $1.0S_y$	$1.8S_{mc}$ or * $1.5S_y$	$1.8S_{mc}$ or * $1.5S_y$	$3S_{mi}$	N/A ⁽²⁾	See Note (9)

OTROS DOCUMENTOS APLICABLES Y DE REFERENCIA

GUIAS REGULADORAS DE LA U.S.N.R.C.

Las siguientes Guías Reguladoras son de aplicación específica para la fabricación, diseño y construcción de los edificios de Contención:

- RG.1.10: «*Mechanical Splices in Reinforcing Bars*». Relativa a los requisitos para realización de empalmes tipo Cadweld en armaduras. Anulada por la RG.1.136 y por los propios requisitos del código ASME, Sección III, División 2.
- RG.1.15: «*Testing of Reinforcing Bars*». Relativa a los requisitos de ensayos de armaduras pasivas. Anulada análogamente a la anterior.
- RG.1.18: «*Structural Acceptance Test for Concrete Primary Reactor Containments*». Relativa a los requisitos para realización de la prueba de integridad estructural de Contenciones en hormigón. Anulada por la RG.1.136 y por los propios requisitos del artículo CC-6.000 del Código.
- RG.1.19: «*Nondestructive Examination of Primary Containment Liner Welds*». Relativa a los requisitos de ensayos no destructivos para revestimientos metálicos. Anulada análogamente a las anteriores.
- RG.135: «*Inservice Surveillance of Un-*

grouted Tendons in Prestressed Concrete Containments». Relativa a los requisitos para inspección de los sistemas de pretensado no adheridos durante la vida de la Central. Existe un borrador de dicha guía en rev. 3 en la que los requisitos son mucho más específicos que en la vigente rev. 2.

- RG.1.55: «*Concrete placement in Category I Structures*». Relativa a los requisitos para puesta en obra del hormigón estructural. Anulada análogamente a las anteriores.
- RG.157: «*Design Limits and Loading Combinations for Metal Containments*». Clarifica los criterios de aceptación y combinaciones de carga a aplicar en el diseño de Contenciones metálicas. La aplicación de la Sección 3.8.2. del Standard Review Plan hace innecesario la utilización de esta guía.
- RG.1.90: «*Inservice Surveillance in Prestressed Concrete Containments with Grouted Tendons*». Equivalente a la RG.1.35 pero aplicable a tendones inyectados con lechada de mortero (adheridos) en vez de con grasa anticorrosiva (no adheridos).
- RG.1.103: «*Post-Tensional Prestressing Systems for Concrete Containments*». Define una serie de sistemas de pretensado comerciales que han sido utilizados y evaluados en Estados Unidos. No implica en absoluto la no utilización de otros sistemas diferentes de los aquí incluidos.

- RG.1.135: «*Materials, Construction and Testing of Concrete Containments*». Puntualiza y exige diversos requisitos adicionales a los establecidos en ASME III, División 2, para algunos aspectos específicos de fabricación, ensayos y construcción de elementos de la Contención. Su emisión en rev. 2 ha servido para anular otras Guías Reguladoras, como ya se ha indicado anteriormente.

SECCION 3.8. DEL STANDARD REVIEW PLAN (SRP)

Como es sabido, el SRP no es un código o documento de obligado cumplimiento en el diseño de Centrales Nucleares. El SRP es editado para conocimiento por parte del público, de los métodos y criterios que utiliza la NRC para servicios y evaluación de diseños específicos. Por consiguiente, es obviamente recomendable su cumplimiento (aunque no estrictamente necesario).

Las secciones específicas relativas al diseño de edificios de Contención son:

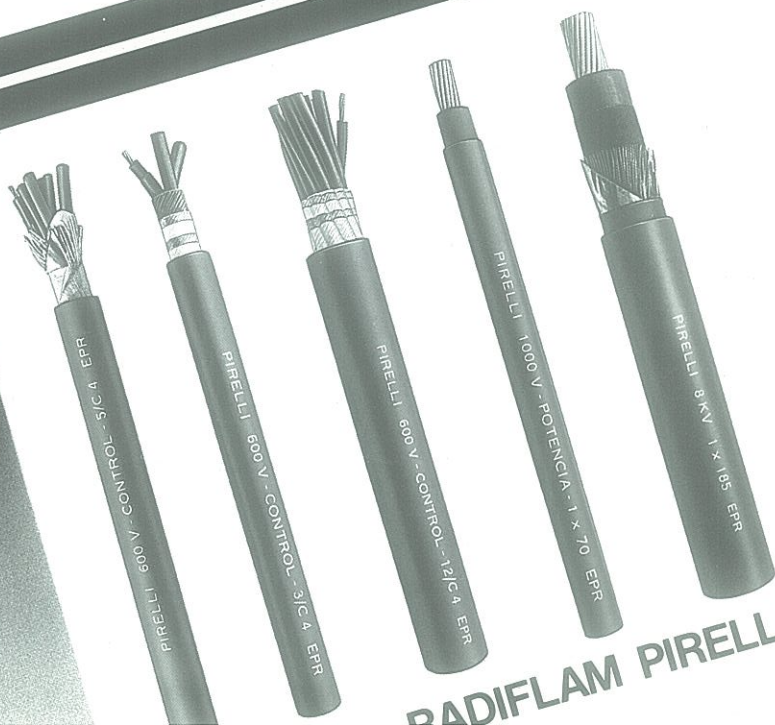
- Concrete Containments.
- Steel Containments.
- Internal Structures (relativo a las estructuras internas de Contención).
- Foundations (la parte aplicable a la cimentación de Contención).

Como se ha visto con anterioridad, la Sección 3.8.2. ya ha sido muy útil para determinación de cargas, combinaciones y criterios de aceptación.

CABLES PIRELLI EN LAS CENTRALES NUCLEARES

- CABLES DE POTENCIA MEDIA Y BAJA TENSION.
- CABLES DE CONTROL.
- CABLES DE INSTRUMENTACION.

- CABLES DE TERMOPARES.
- CABLES DE CONEXIONADO DE PANELES.
- CABLES COAXIALES Y ESPECIALES.



RADIFLAM PIRELLI