

COMPORTAMIENTO DEL HORMIGÓN BAJO CARGAS DINÁMICAS

Gabriel F. Araújo, Bibiana M. Luccioni y Facundo Isla

*Instituto de Estructuras, Universidad Nacional de Tucumán y Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET), Av. Independencia 1800, CP4000, S. M. de Tucumán, Argentina
garaoz@herrera.unt.edu.ar, bluccioni@herrera.unt.edu.ar, fisla@herrera.unt.edu.ar
<http://www.herrera.unt.edu.ar/ies>*

Palabras clave: Hormigón, Carga dinámica, Viscoplasticidad

Resumen. En la actualidad, existen numerosos trabajos experimentales y numéricos relacionados al estudio de materiales cohesivo friccionales para distintos estados de carga. En particular, las cargas dinámicas, como explosiones o impacto, han recibido especial interés en los últimos años. Esto se debe a la ocurrencia de eventos accidentales e intencionales, en los cuales las estructuras se ven sometidas a acciones extremas no convencionales (que generan elevadas presiones y altas velocidades de deformación). Desde el punto de vista experimental, los ensayos uniaxiales dinámicos en hormigón, tanto a tracción como a compresión, permiten demostrar la influencia de la velocidad de deformación en la respuesta del material. Cuando el material está sometido a cargas con velocidades de deformación superiores a 1 s^{-1} , cambian las propiedades tanto elásticas como inelásticas. Por otra parte, para estados de compresión, el comportamiento del hormigón presenta una importante sensibilidad al confinamiento, observándose un crecimiento de la resistencia máxima a medida que se incrementa la presión. En el caso de ensayos dinámicos, este confinamiento tiene un carácter estructural y está originado por efecto del confinamiento inercial lateral.

Se presenta en este trabajo un modelo elasto-viscoplástico de tipo fenomenológico adecuado para el análisis del comportamiento del hormigón bajo cargas dinámicas. El modelo permite el cierre de la superficie de fluencia sobre el eje hidrostático, a través de una función de cierre (cap) dependiente de la deformación volumétrica plástica, a fin de considerar el efecto del confinamiento. Además, tiene en cuenta el efecto de la velocidad de deformación a través de la teoría viscoplástica de Perzyna.

Con este modelo se estudian numéricamente distintos elementos sometidos a cargas dinámicas de compresión, compresión con confinamiento y flexión y se comparan los resultados con resultados experimentales presentes en la bibliografía.

1 INTRODUCCIÓN

El estudio de la respuesta de estructuras sometidas a cargas explosivas ha recibido especial atención en los últimos años. Esto se debe fundamentalmente a la ocurrencia de episodios tanto accidentales como intencionales en distintos países. El comportamiento de las estructuras ante explosiones e impacto constituye un área de estudio que presenta aún muchos desafíos, no solamente por los aspectos tiempo dependientes, sino por las dificultades aún existentes en la determinación de la carga dinámica externa y en la obtención de las propiedades dinámicas de los materiales (Crawford y Magallanes, 2011).

En particular, el estudio del comportamiento del hormigón representa un tema de gran interés en el diseño y análisis de estructuras de protección, en plantas nucleares, estructuras offshore, aeropuertos y otras construcciones de uso masivo.

En general y especialmente en el campo cercano, las cargas explosivas provocan la falla de componentes estructurales individuales, que puede ser ocasionada por la rotura del material debido a los efectos de la onda de presión antes de que la respuesta de la estructura sea significativa (Coughlin, 2010; Morales, 2011). También estos efectos de propagación de onda de presión tienen importantes consecuencias en los modos de falla observados en elementos sometidos a cargas de impacto (Lian, 2011). Luego, dependiendo de la magnitud de la falla local, puede producirse un colapso progresivo de la estructura (Luccioni, 2004; Shi, 2010).

Debido a la naturaleza impulsiva de la carga, la respuesta de las estructuras y de los materiales a cargas de tipo explosivo es marcadamente diferente de la respuesta bajo condiciones de carga estáticas o de baja velocidad. En particular, el comportamiento del hormigón, aún bajo cargas estáticas, está fuertemente influenciado por los niveles de presión o confinamiento (Dupray et al, 2009; Gabet et al, 2006, 2008; Vu et al, 2009; Poinard, 2010; Burlion et al, 2001), y presenta, a su vez, una importante sensibilidad a la velocidad de deformación (Grote, 2001; Cotsovos, 2008; Zhang, 2009; Erzar, 2009, 2010; Mazars y Millard, 2009; CEB-FIP, 1990; Ngo, 2009; Hao, 2010; Sercombe, 1998; Weerheijm, 2007; Ruiz, 2009; Schwer, 2009; Shkolnik, 2008; Forquin, 2008; Hao y Hao, 2011).

La mecánica computacional permite la simulación de estos problemas a través de distintos enfoques, como el método de diferencias finitas, método de elementos finitos (MEF) (Burlion et al, 2000; Luege et al, 2002; Luccioni y Rougier, 2005; González et al, 2007; Ning et al, 2008), técnicas sin malla (Rabczuk, 2003; Jankowiak; 2011), métodos de elementos discretos (Cusatis, 2003; Hentz et al, 2004; Tavarez y Plesha, 2007), y combinaciones de las mismas. En general, puede decirse que el criterio para optar por una metodología u otra dependerá del problema que se quiere resolver, de la escala de observación del material y del grado de complejidad de los procesos que se intentan reproducir (Lu, 2009). En este sentido, el uso de modelos sobre una plataforma de hidrocódigo representa una herramienta atractiva para el análisis de problemas bajo distintas configuraciones de carga, geometría y condiciones de borde (Riedel, 2008; Tu y Lu, 2009, 2011). En todos los casos, los resultados obtenidos en la simulación numérica dependen fuertemente de las formulaciones de los modelos constitutivos utilizados para los materiales y de su capacidad para representar los fenómenos físicos involucrados.

En este trabajo se desarrolla un modelo viscoplástico para materiales cohesivo-friccionales como el hormigón, sometidos a elevadas presiones y altas velocidades de deformación. Luego de una breve descripción de las principales características de estos materiales bajo cargas impulsivas y de los modelos existentes, se presenta el modelo propuesto. Finalmente, se completa el trabajo con distintos ejemplos de aplicación y verificación del modelo mediante la comparación con resultados experimentales disponibles en la bibliografía.

2 COMPORTAMIENTO DEL HORMIGÓN

Cuando el explosivo está en contacto con un elemento, la presión en el mismo alcanza varios GPa en intervalos de tiempo de microsegundos. Esto genera ondas de presión muy intensas en el material que pueden producir su desintegración. Si el explosivo está rodeado de aire las ondas de presión alcanzan típicamente algunos cientos de kPa, decayendo en el rango de 10 ms.

Debido a su heterogeneidad característica, el comportamiento del hormigón resulta marcadamente no lineal. En el caso de ensayos multiaxiales de compresión cuasi-estáticos, se distinguen tres transiciones en la curva tensión-deformación. Hasta el primer punto de transición, el material presenta un comportamiento elástico que corresponde al comienzo de la propagación estable de fisuras. Luego, la respuesta continúa hasta la segunda transición que coincide con el comienzo de la propagación inestable de fisuras, y corresponde al punto de mínima deformación volumétrica (o de máxima compactación). Finalmente, la última transición es la del estado de carga última o carga pico, que corresponde a la capacidad de carga máxima del material (carga de rotura). Dependiendo de la magnitud del confinamiento, pueden producirse deformaciones importantes (en el orden de 15% en el caso de deformaciones axiales y 12% para deformaciones volumétricas). Los valores pico de tensión y deformación crecen a medida que se incrementa el confinamiento (Dupray et al, 2009).

La rama post-pico de la curva de respuesta corresponde a la localización de deformaciones. Las mayores deformaciones se concentran en la vecindad de las fisuras, mientras que el resto de las zonas del elemento exhiben una disminución de deformaciones debido a la descarga.

En la bibliografía se pueden encontrar diversas referencias de ensayos experimentales estáticos para estados multiaxiales de carga en hormigón (Gabet, 2006, 2008; Vu, 2009; Poinard, 2010, Burlion, 2001). A modo ilustrativo, en la figura 1a se muestran los resultados obtenidos por Vu et al (2009) para hormigón tipo H40.

Estos autores han observado que el hormigón, en estado seco, alcanza un estado límite (de rotura), caracterizado por una transición entre un comportamiento de compactación a un comportamiento de dilatación. Esto puede ocurrir para el nivel de carga pico (para confinamiento bajo o moderado) o durante el proceso de incremento de carga axial (para confinamiento elevado). Dicho comportamiento puede observarse en la figura 1b, donde se representa el comportamiento volumétrico de los resultados de los ensayos de Vu (2009).

Otra característica importante a remarcar, en estos casos, es la diferencia entre la respuesta del hormigón en ensayos hidrostáticos y la respuesta en ensayos edométricos (Burlion, 2001).

El comportamiento de los materiales sometidos a cargas dinámicas difiere significativamente del comportamiento bajo cargas estáticas o cuasi-estáticas antes descrito. En todos los eventos dinámicos aparecen efectos inerciales y, por otro lado, como consecuencia de la carga dinámica, se genera una cierta velocidad de deformación en el material mientras se deforma. En general, los materiales como el hormigón presentan efectos tiempo-dependientes.

El comportamiento del hormigón frente a cargas dinámicas se estudia experimentalmente a través de distintos tipos de ensayos. A pesar de ciertas disidencias en relación al valor de la deformación en los picos máximos de tensión, atribuida principalmente a la falta de consistencia de los métodos de ensayo empleados; es posible comprobar en todos los casos que la resistencia del hormigón crece a medida que se incrementa la velocidad de deformación. Esta tendencia se puede observar en ensayos uniaxiales tanto a tracción como a compresión, sin embargo la sensibilidad en cada caso es diferente (Grote et al, 2001; Cotsovos et al, 2008; Zhang et al, 2009; Erzar y Forquin, 2009).

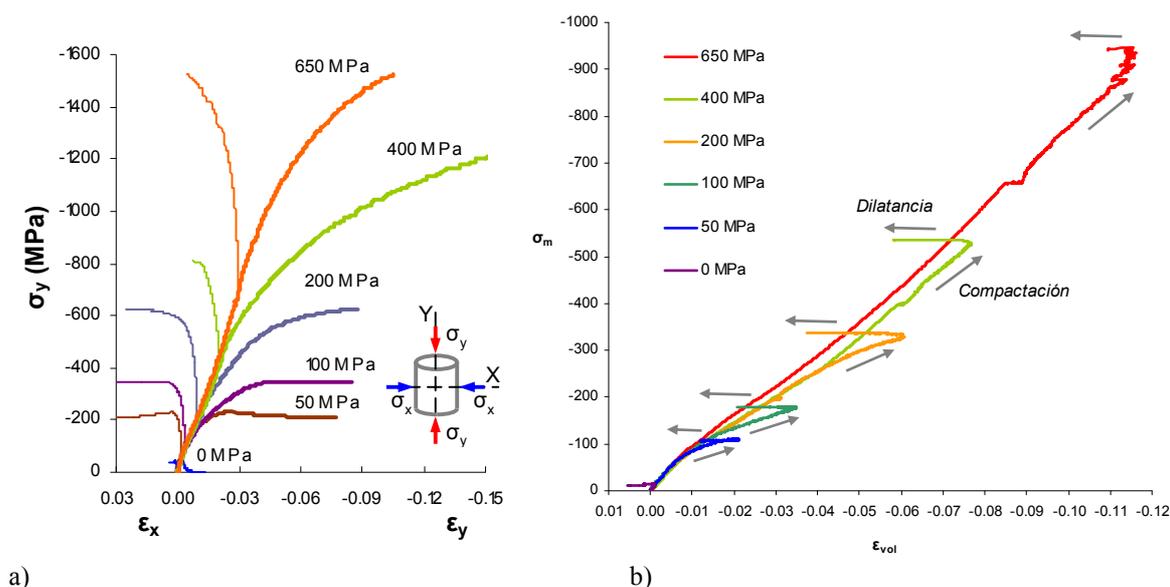


Figura 1 – Ensayos de compresión triaxial con distintos niveles de confinamiento. Hormigón H40 (Vu, 2009)
a) Curvas tensión axial vs deformación axial y radial; b) Comportamiento volumétrico

El incremento de resistencia con la velocidad de deformación normalmente está referido a través de un factor de incremento dinámico (DIF “*dynamic increase factor*”), que puede expresarse como la relación entre la resistencia dinámica a una determinada velocidad de deformación y la resistencia estática (o cuasi-estática).

En la [figura 2](#) se pueden observar los resultados experimentales obtenidos a partir de ensayos a tracción y compresión uniaxial respectivamente ([Cotsovos, 2008](#)). La dispersión observada puede atribuirse, fundamentalmente, a la falta de consistencia en la metodología de ensayos, la forma y tamaño del elemento ensayado, el contenido de humedad y el efecto de los agregados ([Hao et al, 2010](#), [Erzar et al, 2010](#)). Se observa, además, que la amplificación dinámica de resistencia es sensiblemente superior para el caso de ensayos a tracción. En todos los casos, el efecto de incremento de resistencia se produce a partir de una velocidad de deformación en el orden de los 1 a 30 s⁻¹ ([Mazars y Millard, 2009](#)).

Las causas de la sensibilidad a la deformación aún no están totalmente establecidas. [Sercombe et al \(1998\)](#) consideran la dependencia de la velocidad de deformación sólo como una contribución viscosa del agua libre presente en los poros del material. [Weerheijm et al \(2007\)](#) y [Ruiz et al \(2009\)](#), entre otros autores, establecen que el incremento de resistencia observado en ensayos a tracción también se debe al efecto viscoso del agua contenida en los micro poros. Por otro lado, en trabajos recientes ([Cotsovos, 2008](#); [Schwer, 2009](#); [Hao, 2010](#)) pueden encontrarse distintas hipótesis que justifican la amplificación dinámica de resistencia observada en elementos sometidos a compresión. Según [Cotsovos \(2008\)](#) y [Schwer \(2009\)](#), el incremento de resistencia se debe exclusivamente al efecto de confinamiento originado por las fuerzas de inercia laterales. Dado que el hormigón es un material friccional, su resistencia al corte se incrementa a medida que aumenta el confinamiento.

[Hao et al \(2010\)](#) sugieren que el efecto de la velocidad de deformación depende, tanto de las dimensiones, como de la forma de la probeta, y de los agregados, y consideran que el incremento de resistencia dinámico, es resultado de la combinación entre el confinamiento inercial lateral y las propiedades viscosas del material. [Mu et al \(2012\)](#), por su parte, establecen que el incremento de resistencia aparente para bajas velocidades de deformación se debe al efecto de fricción en las caras de la probeta, mientras que para altas velocidades de deformación está dominado principalmente por el efecto de confinamiento inercial.

A su vez, existen otras propiedades materiales que se ven afectadas por la velocidad de deformación, como el módulo de elasticidad o la energía de deformación (Shkolnik, 2008; Zhang et al. 2009; Luege, 1999, Ruiz, 2009).

Existe una escasa información experimental sobre ensayos triaxiales con altas velocidades de deformación. En la figura 3 se presentan los resultados obtenidos por Forquin et al (2008) a partir de ensayos edométricos en hormigón tipo H70 con distintas velocidades de deformación (80, 141 y 221 s^{-1}). Estos resultados muestran que la respuesta desviadora, para los rangos de velocidades analizadas, es independiente de la velocidad de deformación hasta los 500 MPa de presión hidrostática. Para mayores presiones de confinamiento, la máxima tensión desviadora es mayor a la alcanzada en ensayos triaxiales cuasiestáticos. Al parecer, la velocidad de deformación no influye en la respuesta volumétrica dinámica, sin embargo, en comparación con el ensayo cuasiestático, se observa un incremento del módulo volumétrico.

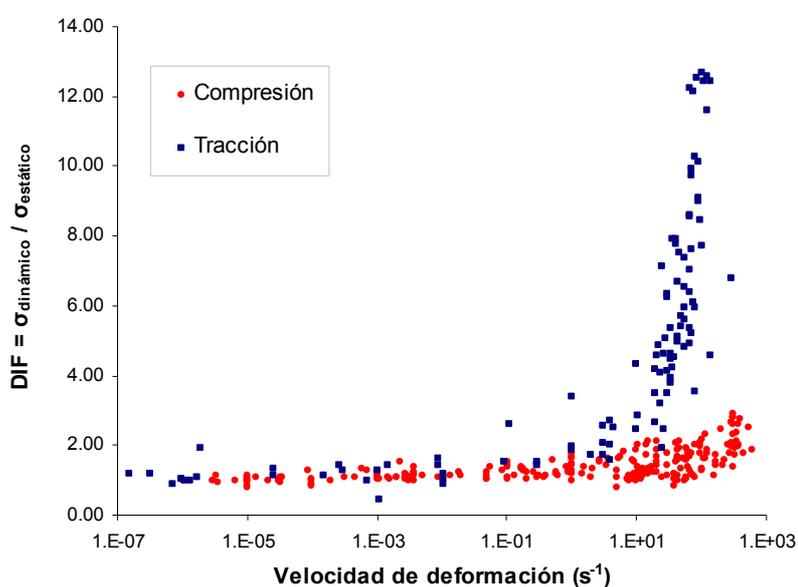


Figura 2 – DIF. Resultados experimentales en probetas sometidas a tracción o compresión (Cotsovos, 2008)

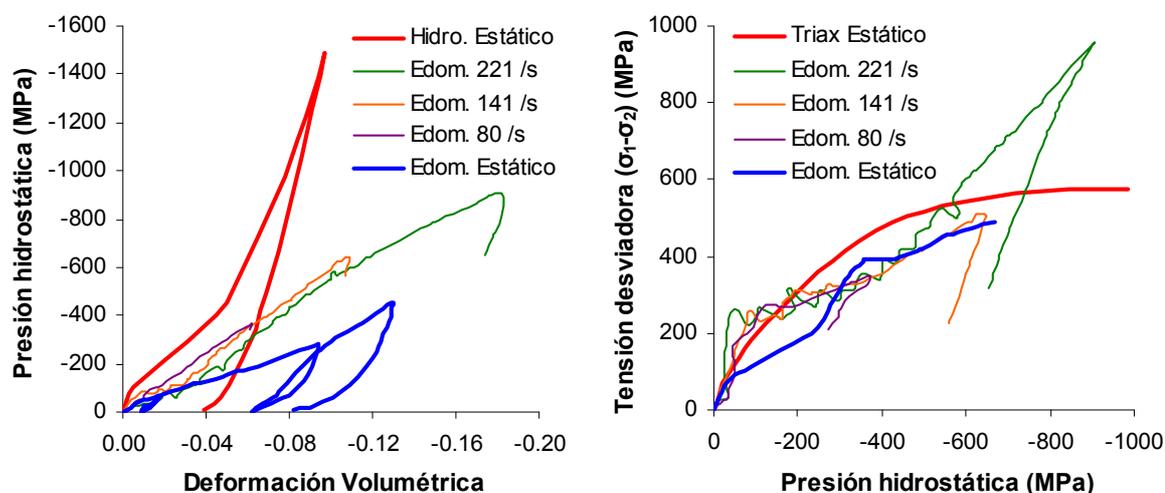


Figura 3 – Resultados de ensayos edométricos para distintas velocidades de deformación (Forquin, 2008)

3 MODELOS EXISTENTES

A fin de simular estructuras de hormigón sometidas a cargas impulsivas, es necesaria la implementación numérica de modelos constitutivos capaces de reproducir las principales características de la respuesta material descrita en el apartado anterior. Aunque los mecanismos físicos responsables de la sensibilidad a la velocidad de deformación aún no están bien definidos, si existe algún efecto material es importante incorporarlo adecuadamente en la formulación de los modelos constitutivos (Xu y Lu, 2006). Asimismo, el análisis de efectos locales y la falla del material requieren una gran fidelidad de los modelos numéricos con una apropiada descripción del material, y algoritmos numéricos que permitan reproducir problemas con grandes velocidades de deformación y desarrollo de discontinuidades.

La clasificación de los modelos constitutivos existentes para simular el comportamiento de materiales cohesivo friccionales bajo cargas explosivas puede hacerse según distintos criterios. Algunos de estos criterios están relacionados con el nivel al que se genera el modelo, y el tipo de teoría matemática utilizada para su desarrollo que guarda correspondencia con la capacidad del modelo para simular distintos fenómenos observados experimentalmente en el comportamiento del hormigón bajo cargas explosivas. A su vez, la escala a la que se deriva el modelo material condiciona el tipo de aproximación que puede usarse para la resolución numérica del problema. Por otro lado, aparecen distinciones en los modelos según el tipo de método de aproximación numérica en los que los mismos se implementan. Estas diferencias en realidad son impuestas por la necesidad de adecuar los modelos a esas herramientas pero, a su vez, dan posibilidad de tratar aspectos fenomenológicos del problema con mayor o menor rigurosidad.

Generalmente, en la mayoría de las aplicaciones prácticas, el hormigón se considera como un material homogéneo con macro modelos o modelos fenomenológicos, que establecen relaciones tensoriales tensión-deformación para describir el comportamiento observado. Este comportamiento resulta de fenómenos subyacentes relacionados a la constitución interna del material, los cuales no son considerados por este tipo de modelos. Como consecuencia, este tipo de modelos sólo puede describir los fenómenos complejos producidos en la estructura interna en forma implícita, a través de variables internas asociadas a los mismos. Asimismo, debido a la complejidad general, la determinación de los parámetros involucrados juega un papel relevante en el comportamiento de los modelos.

Los modelos macroscópicos incluyen diferentes modelos. En general, estos modelos pueden clasificarse en modelos independientes del tiempo y modelos dependientes del tiempo. Entre los modelos independientes del tiempo están los modelos basados en la elasticidad no lineal (Desai, 1984), modelos de fisuras distribuidas (Rots, 1986), modelos de plasticidad (Lubliner, 1989), modelos de daño (Luccioni-Oller, 2003) o combinaciones de esos modelos (Burlion, 2000; Luccioni-Rougier, 2005). Entre los modelos dependientes del tiempo utilizados en la descripción del hormigón pueden citarse los modelos viscoelásticos (González, 2007), modelos viscoplasticos (Perzyna, 1966), modelos de daño viscoso (Luege et al, 2002) o combinaciones de éstos (Ning, 2008).

La respuesta del material cuando está sometido a altas velocidades involucra ondas de tensión con variaciones drásticas en el tiempo y el espacio. El ancho de banda de la onda de tensión es comparable al tamaño de la heterogeneidad mesoscópica (tamaño nominal de los agregados) (Lu et al, 2010). Esto explica el efecto potencial de las heterogeneidades en la respuesta del hormigón frente a este tipo de sollicitaciones y justifica las ventajas de la modelación del hormigón en la meso-escala para la descripción detallada de los procesos mecánicos que se producen en el material. Sin embargo, la gran demanda computacional asociada a la modelación en la meso-escala puede hacer prohibitivo el uso de este tipo de

modelos para la solución de problemas prácticos. Los meso-modelos consideran las heterogeneidades del material mediante subgrupos o subregiones con propiedades continuas, y permiten obtener una respuesta global del material mediante técnicas de homogeneización.

Diferentes autores han utilizado análisis en la mesoescala para describir el comportamiento del hormigón como un material compuesto (Riedel et al, 2008; Gebbeken y Hartmann, 2010; Tu y Lu, 2011; Dupray et al, 2009). Algunos casos particulares entre los modelos mesoscópicos utilizados para el estudio del hormigón, son los modelos de micro-plano (Bazant y Prat, 1988) y los métodos de partícula (Rabczuk, 2003; Jankowiak, 2011).

Finalmente, los modelos micromecánicos permiten estudiar materiales heterogéneos a través de criterios de homogeneización lineales o no lineales, a fin de estudiar distintos efectos materiales en la micro-escala. En esta escala, es posible distinguir los granos de cemento no hidratados, las partículas de hidróxido de calcio, así como la estructura porosa del hormigón. Una alternativa a la modelación en la micro-escala es el método de elementos discretos (Tavarez y Plesha, 2007) que representa una herramienta numérica poderosa para la modelación del comportamiento de materiales granulares, sistemas de partículas, y también para sólidos, especialmente aquellos que se transforman de un medio continuo a uno discontinuo. Este método normalmente representa el medio continuo como un arreglo de elementos rígidos que interactúan entre sí de acuerdo a leyes de contacto.

A partir del análisis de los modelos disponibles se observa que la mayoría de ellos son incapaces de considerar simultánea y apropiadamente los efectos principales de las cargas impulsivas descritos en el apartado anterior: el efecto de las altas presiones de confinamiento, la transición entre los procesos de compactación y dilatancia, y la amplificación dinámica de la resistencia.

4 MODELO PROPUESTO

4.1 Introducción

El modelo presentado en este trabajo consiste en una modificación y extensión del modelo de Luccioni y Rougier (2005) con el objeto de describir en forma más adecuada las principales características de la respuesta del hormigón sometido a cargas impulsivas. Este tipo de acciones está caracterizado por elevadas presiones dinámicas de confinamiento que resultan en la amplificación dinámica de resistencia y la transición entre compactación y dilatancia para estados de compresión.

El modelo es de tipo fenomenológico y está formulado en el marco de la mecánica de medios continuos y pequeñas deformaciones. La degradación de las propiedades elásticas bajo confinamiento elevado se considera despreciable (Poinard et al, 2010). El modelo se obtiene como una extensión viscoplástica de tipo Perzyna (Perzyna, 1966) de un modelo de plasticidad general modificado.

4.2 Bases termodinámicas

El modelo está basado en la hipótesis de elasticidad desacoplada (Lubliner, 1990), de acuerdo a la cual, la densidad de energía libre total por unidad de volumen Ψ está formada por dos partes independientes: una parte elástica Ψ^e y una parte viscoplástica Ψ^{vp} , correspondientes a los procesos elástico y plástico respectivamente.

$$\Psi(\varepsilon_{ij}^e, \kappa^p, \varepsilon_v^p) = \Psi^e(\varepsilon_{ij}^e) + \Psi^{vp}(\alpha_i) \quad (1)$$

Donde ε_{ij}^e es el tensor de deformaciones elásticas y α_i representa el conjunto de variables internas viscoplásticas.

Para pequeñas deformaciones, la parte elástica de la densidad de energía libre puede escribirse como:

$$\psi^e(\varepsilon_{ij}^e) = \frac{1}{2}(\varepsilon_{ij}^e C_{ijkl} \varepsilon_{kl}^e) \quad (2)$$

donde C_{ijkl} es el tensor constitutivo.

Con el objeto de describir adecuadamente el endurecimiento no isótropo que experimentan los materiales cohesivo friccionales bajo caminos de carga no proporcionales que alcanzan valores elevados de la presión hidrostática el modelo propuesto considera dos variables internas: κ^{vp} que es la variable de daño viscoplástico y ε_v^{vp} que es la deformación volumétrica viscoplástica. La parte viscoplástica de la energía libre se escribe entonces como:

$$\psi^{vp}(\alpha_i) = \psi^{vp}(\kappa^{vp}, \varepsilon_v^{vp}) \quad (3)$$

La desigualdad de Clausius Duhem se escribe como:

$$\Xi = -\dot{\psi} - \eta\dot{\theta} + \sigma_{ij} \dot{\varepsilon}_{ij} - \frac{1}{\theta} q_i \nabla \theta \geq 0 \quad (4)$$

donde Ξ es la disipación por unidad de volumen, θ es una medida de la temperatura, η la entropía por unidad de volumen y q_i el flujo de calor a través de la superficie externa.

Suponiendo una descomposición aditiva de las deformaciones $\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$ en una parte elástica $\dot{\varepsilon}_{ij}^e$ y una viscoplástica $\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$, resulta:

$$\Xi = \left(\sigma_{ij} - \frac{\partial \psi^e}{\partial \varepsilon_{ij}^e} \right) \dot{\varepsilon}_{ij}^e - \left(\frac{\partial \psi}{\partial \theta} + \eta \right) \dot{\theta} - \sigma_{ij} \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} - \frac{\partial \psi^{vp}}{\partial \kappa^{vp}} \dot{\kappa}^{vp} - \frac{\partial \psi^{vp}}{\partial \varepsilon_v^{vp}} \dot{\varepsilon}_v^{vp} - \frac{1}{\theta} q_i \nabla \theta \geq 0 \quad (5)$$

Como $\dot{\varepsilon}_{ij}^e$ y $\dot{\theta}$ representan variaciones temporales arbitrarias de las variables libres, las condiciones suficientes para garantizar el cumplimiento de la desigualdad de Clausius–Duhem están dadas por:

$$\begin{aligned} \sigma_{ij} - \frac{\partial \psi^e}{\partial \varepsilon_{ij}^e} = 0 &\Rightarrow \sigma_{ij} = \frac{\partial \psi^e}{\partial \varepsilon_{ij}^e} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl}^e = C_{ijkl} (\varepsilon_{kl} - \varepsilon_{kl}^{vp}) \\ \frac{\partial \psi}{\partial \theta} + \eta = 0 &\Rightarrow \eta = -\frac{\partial \psi}{\partial \theta} \end{aligned} \quad (6)$$

Adicionalmente, para procesos termomecánicos desacoplados, la disipación mecánica debe satisfacer la primera desigualdad de Clausius-Planck:

$$\Xi_m^{vp} = \sigma_{ij} \varepsilon_{ij}^{vp} - \frac{\partial \psi^{vp}}{\partial \kappa^{vp}} \dot{\kappa}^{vp} - \frac{\partial \psi^{vp}}{\partial \varepsilon_v^{vp}} \dot{\varepsilon}_v^{vp} \geq 0 \quad (7)$$

4.3 Función de fluencia

Tanto para condiciones de carga cuasiestáticas como dinámicas, la respuesta del hormigón se ve influenciada por los niveles de confinamiento en el material. Como regla general, la resistencia crece con la presión hidrostática pero la variación no es lineal, sobre todo para altas presiones de confinamiento. Más aún, se puede producir compactación plástica bajo estados hidrostáticos. Por este motivo, en este trabajo se define el umbral elástico a través de una función de fluencia con meridianos curvos y que además se cierra sobre el eje hidrostático de presiones (Aráoz y Luccioni, 2008, 2011).

La función de fluencia se define como:

$$F(\sigma_{ij}; \kappa^{vp}, \varepsilon_v^{vp}) = \sqrt{3J_2} + F_{cap} \left[\alpha I_1 + \beta \langle \sigma_{max} \rangle - \gamma \langle -\sigma_{max} \rangle + \frac{\delta}{K(\kappa^{vp})} (1-\alpha) I_1^2 - K(\kappa^{vp}) (1-\alpha)(1+\delta) \right] = 0 \quad (8)$$

donde α , β , γ y δ son constantes que determinan la forma de la función de fluencia. I_1 es el primer invariante del tensor de tensiones, J_2 es el segundo invariante del tensor desviador de tensiones, $K(\kappa^{vp})$ representa la evolución del umbral de fluencia equivalente y σ_{max} es la tensión principal mayor: $\sigma_3 \leq \sigma_2 \leq \sigma_1 = \sigma_{max}$.

Los parámetros α , β , γ y δ son constantes del material que se obtienen en la misma forma descrita en el trabajo de Luccioni y Rougier (2005).

La función F_{cap} depende de la deformación volumétrica viscoplástica ε_v^{vp} y permite el cierre sobre el eje hidrostático. Se propone la siguiente expresión para F_{cap} , representada en la figura 4:

$$F_{cap}(\varepsilon_v^{vp}) = \begin{cases} 1 & I_1 \geq I_u(\varepsilon_v^{vp}) \\ 1 - \left(\frac{I_u(\varepsilon_v^{vp}) - I_1}{I_0(\varepsilon_v^{vp}) - I_1} \right)^2 & I_1 < I_u(\varepsilon_v^{vp}) \end{cases} \quad (9)$$

$I_0(\varepsilon_v^{vp})$ corresponde al valor de I_1 donde la función de fluencia corta al eje hidrostático, e $I_u(\varepsilon_v^{vp})$ es el valor de I_1 para el cual la curva de fluencia en el meridiano de compresión se aparta de la curva original (Luccioni y Rougier, 2005).

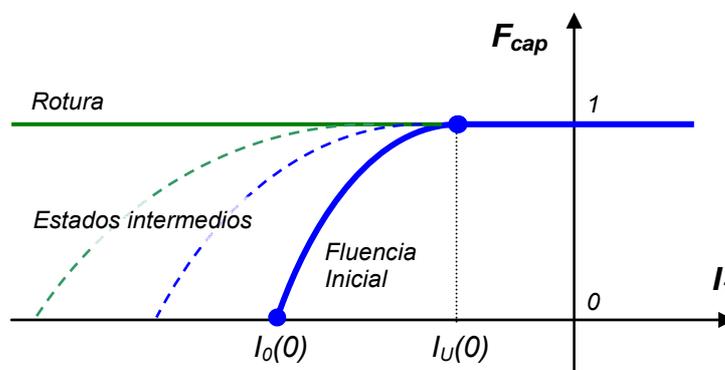


Figura 4 – Función F_{cap}

En la [figura 5](#) se puede observar el efecto de la función F_{cap} sobre la superficie de fluencia original. A través de la utilización de dicha función es posible lograr un mejor ajuste en relación a los resultados experimentales, cuando el material está sometido a un confinamiento elevado. La superficie de fluencia evoluciona con el proceso de endurecimiento, y dependiendo del camino de carga, puede alcanzar la superficie de falla. Los parámetros del modelo utilizados son: $\alpha=0.1361$, $\beta=7.5469$, $\delta=0.0052$ y $\gamma=2.2$; y las propiedades materiales del hormigón tipo H40 se describen en la [Tabla 1](#).

Las superficies de falla y de fluencia inicial se muestran esquemáticamente en la [figura 6](#). Dado que para la falla $F_{cap}=1$, dicha superficie es coincidente con la del modelo de [Luccioni y Rougier \(2005\)](#).

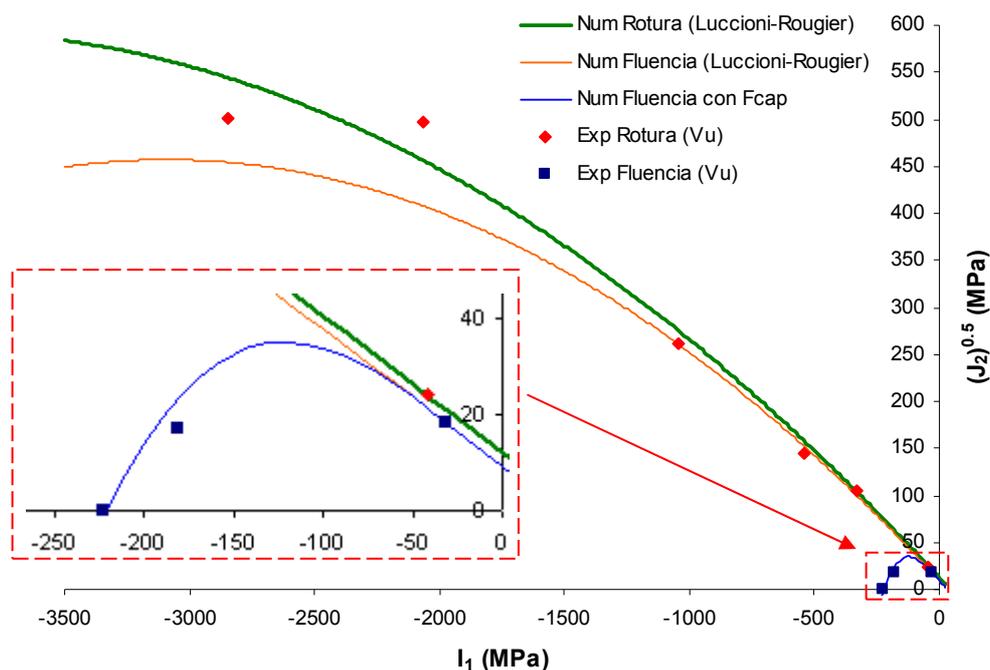


Figura 5 – Superficie de fluencia modificada para confinamiento elevado. Datos experimentales de Vu et al (2009) para un hormigón H-40

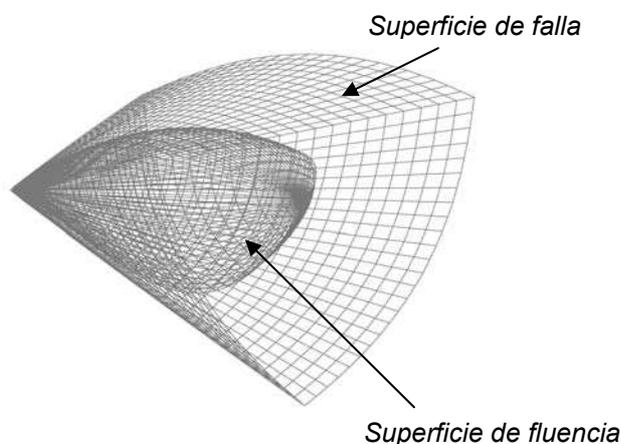


Figura 6 – Superficies de falla y de fluencia inicial ($\kappa^{vp}=\varepsilon^{vp}=0$) en el modelo propuesto.

Las modificaciones introducidas, a través de la función F_{cap} , no cambian la forma general de la superficie de fluencia original (Luccioni y Rougier, 2005) en el plano octaédrico. A diferencia de otros modelos, por ejemplo RHT (Riedel et al, 1999), la forma de la superficie de fluencia en el plano octaédrico no depende de la presión hidrostática. Esta simplificación no representa una limitación cuando se analizan caminos de carga que se encuentran sobre los meridianos de compresión. Sin embargo, el modelo debe ser mejorado a fin de representar apropiadamente estados tensionales donde se combinan tensiones de tracción y compresión.

4.4 Flujo viscoplástico

Se define la siguiente regla de evolución para las deformaciones plásticas:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \frac{\phi[F(\sigma_{ij}, \kappa^{vp}, \varepsilon_v^{vp})]}{\eta} \frac{\partial G(\sigma_{mn}, \kappa^{vp}, \varepsilon_v^{vp})}{\partial \sigma_{ij}} \quad (10)$$

donde η es el parámetro de viscosidad, $G(\sigma_{mn}, \kappa^{vp}, \varepsilon_v^{vp})$ es la función de potencial plástico descripta luego en la sección 4.7 (ecuación 26), y $\phi[F(\sigma_{ij}, \kappa^{vp}, \varepsilon_v^{vp})]$ es la función de sobretensión que toma la siguiente forma:

$$\phi[F(\sigma_{ij}, \kappa^{vp}, \varepsilon_v^{vp})] = \langle F(\sigma_{ij}, \kappa^{vp}, \varepsilon_v^{vp}) \rangle^N \quad (11)$$

donde los símbolos $\langle \cdot \rangle$ representan los paréntesis de Macaulay: $\langle x \rangle = 0.5(x + |x|)$;

El exponente N y el coeficiente de viscosidad η son parámetros materiales que dependen del estado tensional (tracción o compresión) y se obtienen a partir de ensayos a tracción y compresión con distintas velocidades de deformación.

El orden de magnitud del coeficiente de viscosidad se puede estimar a través de la siguiente expresión (Le Nard y Baillo, 2000):

$$\eta_c = \frac{l\sqrt{E\rho}}{2f_y} \quad (12)$$

donde l es la longitud característica utilizada en el modelo, en general dependiente del tamaño máximo del agregado; E es el módulo de Young, ρ es la densidad y f_y la tensión correspondiente al límite elástico del hormigón.

En este trabajo se proponen las siguientes expresiones generales para la obtención de los parámetros viscoplásticos para distintos estados de carga:

$$\begin{aligned} \eta &= r \eta_t + (1-r) \eta_c \\ N &= r N_t + (1-r) N_c \end{aligned} \quad (13)$$

donde $(\eta_t$ y $N_t)$ y $(\eta_c$ y $N_c)$ son los parámetros correspondientes a tracción uniaxial y compresión uniaxial, respectivamente, y

$$r = \frac{\sum_{i=1}^3 \langle \sigma_i \rangle}{\sum_{i=1}^3 |\sigma_i|} \quad (14)$$

donde σ_i representa las tensiones principales.

Como caso particular, cuando $\eta \rightarrow 0$, la ecuación (10) corresponde al caso invíscido. Debe tenerse en cuenta que, desde el punto de vista de la implementación numérica, a medida que $\eta \rightarrow 0$ el problema se vuelve mal condicionado. Esto origina dificultades en el proceso de cálculo que han motivado el desarrollo de distintos algoritmos de integración que obtienen la solución tiempo dependiente en función de la solución invíscida del problema (Simo y Hughes, 1998).

4.5 Variables internas

Para describir el cambio de tamaño de la superficie de fluencia es suficiente definir una variable de endurecimiento escalar κ^{vp} dependiente de las deformaciones inelásticas a través de una medida escalar de las mismas. Sin embargo, para describir el comportamiento descrito en el apartado 2, se introduce una nueva variable, ε_v^{vp} , a fin de controlar en forma independiente la evolución de “cap” dado por la función F_{cap} . Ambas variables internas están vinculadas a las deformaciones viscoplásticas pero pueden variar de manera distinta según la evolución del proceso viscoplástico. De esta manera, indirectamente, se considera en forma diferenciada el efecto de las deformaciones inelásticas desviadoras de las volumétricas.

La variable de endurecimiento isótropo κ^{vp} se obtiene normalizando la energía disipada en el proceso viscoplástico a la unidad. Varía entre 0 para el material virgen y 1 cuando se ha disipado viscoplásticamente la totalidad de la energía que el material es capaz de disipar. Se propone para la misma la siguiente regla de evolución que tiene en cuenta el comportamiento diferenciado en tracción y compresión.

$$\dot{\kappa}^p = \left[\frac{r}{g_f^{*vp}} + \frac{(1-r)}{g_c^{*vp}} \right] \sigma_{ij} \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} \quad (15)$$

donde

$$g_f^{*vp} = \left(\frac{\sum_{i=1}^3 |\sigma_i| R^{op}}{f^{vp}(\sigma_{ij}) \cdot F_{cap}^2} \right)^{1+J(-r)} g_f^{vp} \quad g_c^{*vp} = \left(\frac{\sum_{i=1}^3 |\sigma_i|}{f^{vp}(\sigma_{ij}) \cdot F_{cap}^2} \right)^{1+J(-r)} g_c^{vp} \quad (16)$$

$$J(-r) = \begin{cases} 0 & r > 0 \\ 1 & r \leq 0 \end{cases}$$

$$f^{vp} = \frac{1}{(1-\alpha)(1+\delta)} \left[\frac{\sqrt{3J_2}}{F_{cap}(\varepsilon_v^{vp})} + \alpha I_1 + \beta \langle \sigma_{max} \rangle - \gamma \langle -\sigma_{max} \rangle + \frac{\delta}{K(\kappa^{vp})} (1-\alpha) I_1^2 \right] \quad (17)$$

R^{op} es la relación entre los umbrales de fluencia en compresión uniaxial y en tracción uniaxial, g_f^{vp} y g_c^{vp} son las máximas densidades de energía disipadas por el proceso viscoplástico en tracción uniaxial y compresión uniaxial respectivamente. Las mismas se determinan como:

$$g_f^{vp} = \frac{G_f}{l_c} \quad \text{y} \quad g_c^{vp} = \frac{G_c}{l_c} \quad (18)$$

donde G_f y G_c son las energías de fractura y aplastamiento respectivamente y l_c es un parámetro externo (longitud característica) que depende del tamaño característico de la malla de elementos finitos y se introduce para obtener objetividad de la respuesta del sólido respecto del tamaño de la malla.

Existen distintos trabajos experimentales que demuestran la dependencia de la energía de deformación respecto de la velocidad de deformación (Zhang et al, 2009), a partir de los cuales se han propuesto diferentes expresiones analíticas. Para este trabajo se utilizan las expresiones detalladas en el trabajo de Aráoz y Luccioni (2009). Estas expresiones han sido obtenidas de acuerdo a las propuestas de Luege (1999) y Ngo et al (2009), y modificadas a partir de resultados experimentales disponibles.

La deformación volumétrica viscoplástica ε_v^{vp} se calcula directamente a partir del tensor de deformaciones viscoplásticas como:

$$\varepsilon_v^{vp} = \varepsilon_{ii}^{vp} \quad (19)$$

Y su regla de evolución puede definirse:

$$\dot{\varepsilon}_v^{vp} = \dot{\varepsilon}_{ii}^{vp} \quad (20)$$

4.6 Endurecimiento viscoplástico

La simulación del comportamiento del hormigón bajo confinamiento elevado requiere una apropiada definición de la función de endurecimiento. En la figura 7 se representan esquemáticamente los procesos de endurecimiento para distintos caminos de carga.

La evolución de la superficie de fluencia controlada por la variable de endurecimiento viscoplástico κ^{vp} , representa un crecimiento de la superficie de fluencia en dirección desviadora e hidrostática, como se indica en la figura 7a. Este tipo de endurecimiento se presenta para estados de tensión predominantemente desviadores o con bajo confinamiento en los que la deformación plástica volumétrica es no negativa (dilatancia).

Para procesos de compresión con altas presiones de confinamiento, se produce compactación inelástica que determina la evolución de la función F_{cap} (figura 7b). La intersección de la superficie de fluencia con el plano desviador se va cerrando gradualmente.

La deformación volumétrica viscoplástica ε_v^{vp} permite controlar la evolución de F_{cap} y tiene importancia para estados de confinamiento elevado.

Para definir el endurecimiento plástico controlado por la variable κ^{vp} se propone la siguiente regla de evolución para el umbral de fluencia equivalente:

$$K(\sigma_{ij}, \kappa^{vp}) = [r \sigma_t(\kappa^{vp}) + (1-r) \sigma_c(\kappa^{vp})] \cdot F_{cap} \quad (21)$$

donde $\sigma_t(\kappa^{vp})$ y $\sigma_c(\kappa^{vp})$ representan la evolución de los umbrales de fluencia en ensayos de tracción y compresión uniaxial estáticos respectivamente.

El endurecimiento no isótropo del *cap* está determinado por las funciones $I_0(\varepsilon_v^{vp})$ e $I_u(\varepsilon_v^{vp})$ que deben ser definidas adecuadamente durante los procesos de compactación y dilatancia.

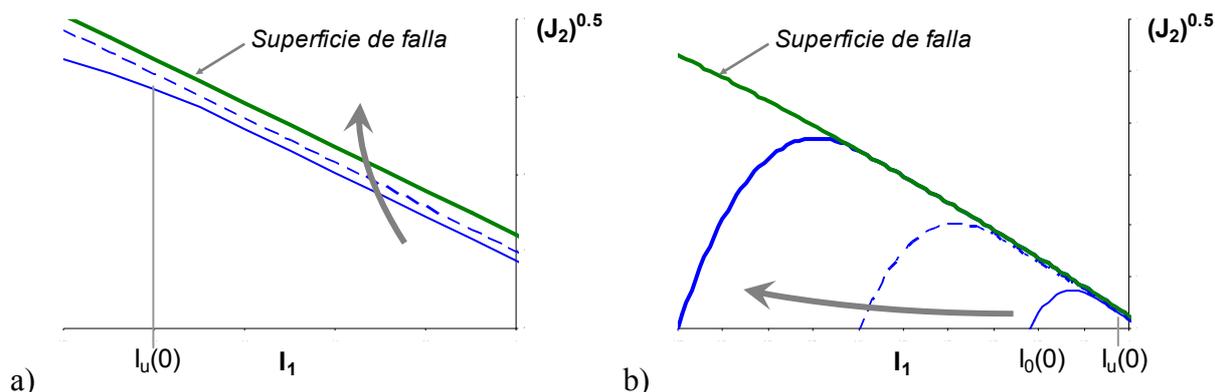


Figura 7 – Evolución de la superficie de fluencia para distintos caminos de carga:
 a) Confinamiento bajo o moderado y b) Confinamiento elevado

En la [figura 8](#), se presenta un esquema de la respuesta de un material cohesivo friccional en un ensayo triaxial donde se aplica una presión hidrostática y luego se incrementa la tensión de compresión en la dirección axial, obteniendo un estado desviador de tensiones. Se observa que, durante el proceso desviador, el material se compacta hasta un determinado punto donde comienza el proceso de dilatancia. Dicho punto corresponde a la intersección con una curva envolvente de deformaciones volumétricas mínimas (o de máxima compactación) que puede determinarse en función de resultados experimentales.

La transición de compactación plástica a dilatancia plástica se produce cuando la deformación volumétrica viscoplástica alcanza una curva mínima envolvente. Los escasos resultados experimentales disponibles ([Gabet et al, 2008](#)) muestran que esta curva envolvente coincide aproximadamente con la curva obtenida para el ensayo edométrico.

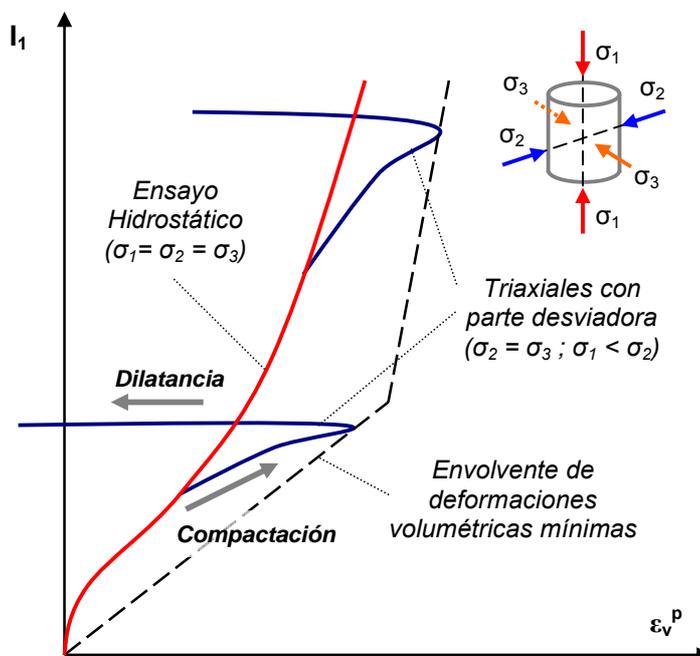


Figura 8 – Esquema de transición entre compactación y dilatancia en ensayos de compresión triaxial

Para la definición de la evolución de I_0 e I_u durante el proceso de compactación, se utilizan los resultados del ensayo de compresión hidrostática. $I_0(\varepsilon_v^{vp})$ representa la evolución del primer invariante de tensiones ($I_1 = 3p = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$) en función de la deformación volumétrica plástica para un ensayo hidrostático, $I_0^{Hidro}(\varepsilon_v^{vp})$. Para otros caminos de carga se propone la siguiente regla de evolución general:

$$I_0(\varepsilon_v^{vp}) = I_0^{Hidro} \left(\frac{\varepsilon_v^{vp}}{4 - n_n} \right) \quad (22)$$

donde n_n es el número de componentes no nulas de deformación.

Para completar la definición de la función F_{cap} es necesario definir, además, la función $I_u(\varepsilon_v^{vp})$. Se observa que en el ensayo edométrico el material plastifica muy tempranamente y se considera que este límite se mantiene fijo en su valor inicial $I_u(\varepsilon_v^p = 0)$. En otros casos, este límite puede variar, permitiendo un crecimiento gradual de la superficie de fluencia a medida que crecen las tensiones desviadoras, durante el proceso de compactación. Se propone la siguiente expresión para definir la evolución de $I_u(\varepsilon_v^p)$:

$$I_u(\varepsilon_v^{vp}) = I_0^{Hidro} \left(\varepsilon_v^{vp} \left(\frac{n_n - 1}{2n_n} \right) \right) \quad (23)$$

El proceso de dilatancia comienza cuando la deformación volumétrica viscoplástica ε_v^{vp} alcanza el valor de la deformación volumétrica mínima $\varepsilon_{v,\min}^{vp}$. La transición entre compactación y dilatancia es muy pronunciada, y el punto de la curva donde se produce la misma depende del nivel de confinamiento. Por lo tanto, I_0 e I_u deben definir adecuadamente ese cambio a fin de continuar con el incremento de tensión observado experimentalmente.

Se propone la siguiente expresión de evolución de I_0 en el proceso de dilatancia:

$$I_0(\varepsilon_v^{vp}) = I_0(\varepsilon_{v,\min}^{vp}) \left[1 - \xi \sqrt{1 - \left(\frac{\varepsilon_v^{vp}}{\varepsilon_{v,\min}^{vp}} \right)^2} \right] \quad (24)$$

donde $\xi = \left(\frac{p_{\max} - p_{dilat}}{p_{dilat}} \right)$ representa la diferencia proporcional entre la presión hidrostática máxima p_{\max} que puede ser alcanzada en el ensayo triaxial, y la presión para la cual se produce la dilatancia $p_{dilat} = \frac{I_0(\varepsilon_{v,\min}^{vp})}{3}$. De acuerdo a los resultados experimentales, esta diferencia se incrementa con el nivel de confinamiento, sin embargo, a los fines prácticos, puede considerarse un valor promedio $\xi = 0.10$.

Durante el proceso de dilatancia, se considera que el límite I_u permanece fijo y toma el valor alcanzado para la deformación volumétrica viscoplástica mínima,

$$I_u(\varepsilon_v^{vp}) = I_u(\varepsilon_{v,\min}^{vp}) \quad (25)$$

4.7 Función de potencial plástico

La utilización de flujo asociado permite reproducir el proceso de dilatancia plástica en

régimen de confinamiento moderado, en concordancia con los resultados experimentales para hormigón bajo tracción uniaxial, compresión uniaxial y compresión triaxial con bajas presiones hidrostáticas. Para presiones mayores, y dependiendo del camino de carga, este tipo de materiales presenta compactación plástica. Esta observación coincide con la dirección de la normal a la superficie de fluencia. Sin embargo, en ensayos triaxiales, las deformaciones volumétricas alcanzan un valor mínimo dependiendo del grado de confinamiento y a partir de allí comienza un proceso de dilatación. A fin de considerar esta transición, es necesario definir una regla de flujo no asociado. De acuerdo a [Hartmann et al \(2010\)](#), la dirección del flujo plástico en el plano desviador no tiene mucha influencia en los resultados numéricos para niveles elevados de confinamiento. Para la superficie de potencial se propone una expresión idéntica a la propuesta para la superficie de fluencia:

$$G = \frac{\frac{\sqrt{3J_2}}{G_{cap}(I_1, \varepsilon_v^{vp})} + \alpha I_1 + \beta \langle \sigma_{\max} \rangle - \gamma \langle -\sigma_{\max} \rangle + \frac{\delta}{K(\kappa^{vp})} (1-\alpha) I_1^2}{K(\kappa^{vp}) \cdot (1-\alpha) (1+\delta)} - 1 = 0 \quad (26)$$

La única diferencia respecto de la función de fluencia, es la definición de la función G_{cap} ,

$$G_{cap} = \begin{cases} 1 & I_1 \geq I_u^G(\varepsilon_v^{vp}) \\ 1 - \left(\frac{I_u^G(\varepsilon_v^{vp}) - I_1}{I_0^G(\varepsilon_v^{vp}) - I_u^G(\varepsilon_v^{vp})} \right)^2 & I_1 < I_u^G(\varepsilon_v^{vp}) \end{cases} \quad (27)$$

Durante el proceso de compactación, I_u puede considerarse constante $I_u^G(\varepsilon_v^p) = f_c$ e $I_0^G(\varepsilon_v^p) = I_0(\varepsilon_v^p)$. En el caso de dilatación, puede adoptarse $I_u^G(\varepsilon_v^p) = f_c$ e $I_0^G(\varepsilon_v^p) \rightarrow (-\infty)$, lo cual es equivalente a considerar la superficie de potencial plástico sin cap .

5 RESULTADOS

5.1 Introducción

El modelo propuesto ha sido implementado en un programa de elementos finitos 2D estático y dinámico, desarrollado con fines académicos.

Como fuera mencionado anteriormente, existen distintas hipótesis respecto al origen del incremento de resistencia con el aumento de la velocidad de deformación. Algunos autores ([Sercombe et al, 1998](#); [Weerheijm et al, 2007](#); [Ruiz et al, 2009](#)) consideran que se trata de una propiedad del material, mientras que otros, atribuyen este fenómeno a efectos friccionales ([Mu et al, 2012](#)), al confinamiento inercial ([Cotsovos, 2008](#); [Schwer, 2009](#)), o a una contribución mixta entre efectos viscosos y efectos inerciales ([Hao et al, 2010](#)).

Previamente al desarrollo de los ejemplos de aplicación, se deben obtener los parámetros viscoplásticos a partir de la calibración con resultados experimentales. Para esto, se realiza la simulación numérica de ensayos dinámicos a tracción y compresión con distintas velocidades de deformación. Se analizan numéricamente elementos cilíndricos de 100mm de altura y 100mm de diámetro utilizando 32 elementos finitos (12.5mmx12.5mm) con simetría axial de 4 nodos y 4 puntos de integración. La velocidad de deformación se calcula como el valor promedio de la velocidad de deformación en el borde de los elementos y la tensión se determina como la suma de las reacciones de apoyo dividida en el área de la sección transversal de la probeta. La integración en el tiempo se realiza con el método de Newmark considerando $\beta=0,25$ y $\gamma=0,50$.

Los parámetros materiales utilizados corresponden a un hormigón tipo H40 (Vu et al 2009) y se detallan en la Tabla 1. Se comparan los factores de incremento dinámico de resistencia (DIF), obtenidos a partir de distintos valores de los parámetros viscoplásticos, con valores experimentales disponibles en la bibliografía correspondientes a hormigones de distintas resistencias (Cotsovos, 2008). Los resultados se muestran en la figura 9. Se observa que la variación del coeficiente de viscosidad η implica un desplazamiento vertical de la curva, mientras que la variación del exponente N interviene en la pendiente de curva para velocidades de deformación elevadas. A partir del proceso de calibración, se observa en el caso de tracción, los valores que permiten un mejor ajuste con los resultados experimentales son $\eta_t = 0.5$ seg y $N_t = 2.0$.

Para el caso de compresión uniaxial, se consideran $\eta=0.0001$ y $N=1$. Estos resultados coinciden aproximadamente con los obtenidos con un modelo elasto-plástico (invíscido). En la figura 10 se presentan los resultados numéricos obtenidos en términos del factor de incremento dinámico de resistencia para compresión y su comparación con resultados experimentales (Cotsovos, 2008). Puede observarse que el incremento de resistencia a compresión se produce para velocidades superiores a los 10/s. Estos resultados reproducen apropiadamente el promedio de los resultados experimentales y permiten afirmar que, desde el punto de vista numérico, el comportamiento del hormigón a compresión prácticamente es independiente de la velocidad de deformación.

| Propiedad / Parámetro: | H40 ⁽¹⁾ | M46 ⁽²⁾ | H70 ⁽³⁾ | H70 ⁽⁴⁾ | H40 ⁽⁵⁾ |
|---|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| Módulo de elasticidad: E (MPa) | 24000 | 20000 | 30000 | 39480 | 29800 |
| Coefficiente de Poisson: ν | 0.13 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| Resistencia cuasi-estática a compresión: f_{c0} (MPa) | 41.54 | 46 | 70 | 70 | 39.5 |
| Tensión límite de fluencia a compresión: f_y (MPa) | 32 | 34 | 50 | 50 | 20.9 |
| Relación entre umbrales de fluencia en compresión y tracción R_0 | 10 | 10 | 10 | 20 | 14 |
| Relación resistencia a compresión biaxial y uniaxial: R_{bc} | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.16 |
| Variable plástica en pico de tensión a compresión: κ^{vp} | 0.12 | 0.12 | 0.12 | 0.12 | 0.12 |
| Parámetro (relación de radios octaédricos) γ | 2.2 | 2.2 | 2.2 | 2.1 | 2.2 |
| Punto de paso en compresión con confinamiento: p_h (MPa) | 650 | 650 | 1000 | 1000 | 650 |
| σ_{cu} (MPa) | 1600 | 1600 | 1450 | 1450 | 1600 |
| Resistencia cuasi-estática a tracción: f_{t0} (MPa) | 4.15 | 3.4 | 7.0 | 3.5 | 3.0 |
| Energía de aplastamiento cuasi-estática: G_{c0} (MPa.m) | 1.2 E-02 | 1.0 E-02 | 1.2 E-02 | 1.2 E-02 | 1.2 E-02 |
| Energía de fractura cuasi-estática: G_{f0} (MPa.m) | 1.2 E-04 |

⁽¹⁾ Vu et al (2009); ⁽²⁾ Grote et al (2001); ⁽³⁾ Cazacu y Ross (2001); ⁽⁴⁾ Forquin et al (2008); ⁽⁵⁾ Wu et al (2009)

Tabla 1: Propiedades materiales del hormigón y mortero

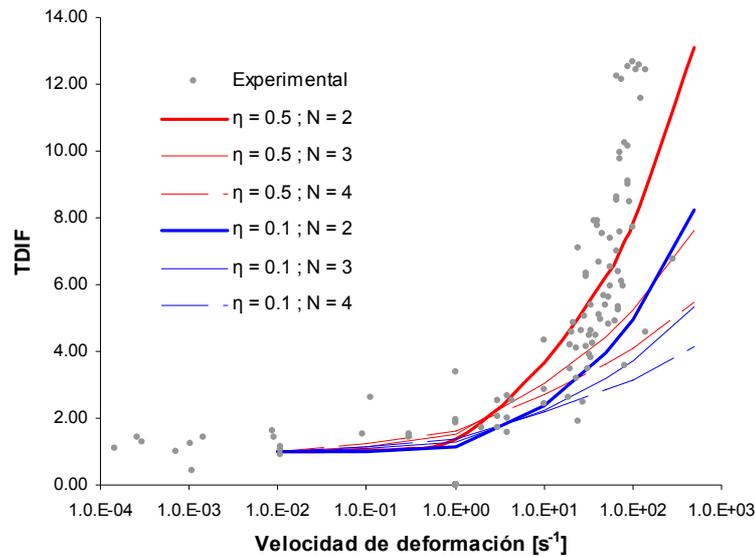


Figura 9: TDIF. Calibración de parámetros viscoplásticos para tracción uniaxial. Resultados experimentales en Cotsovos (2008)

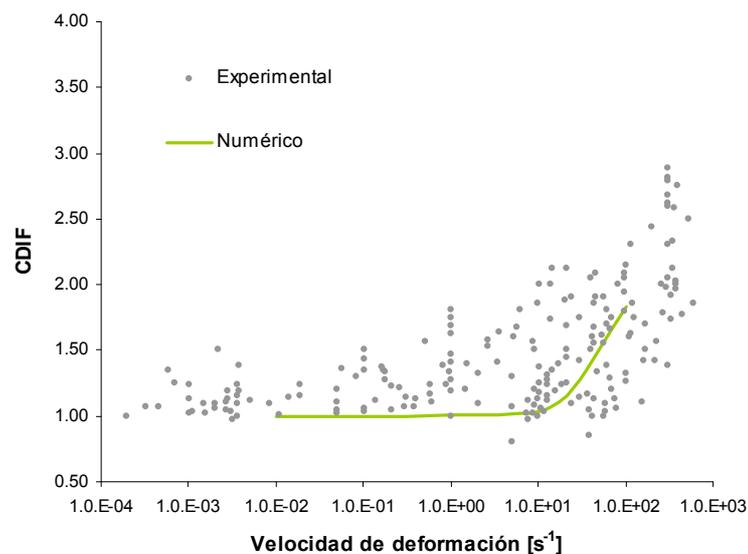


Figura 10: CDIF en compresión uniaxial. Comparación con resultados experimentales Cotsovos (2008)

A continuación se presentan los resultados de la simulación numérica de distintos ensayos dinámicos utilizando el modelo viscoplástico propuesto.

5.2 Compresión uniaxial

Se simulan numéricamente los ensayos realizados por Grote et al (2001) y Cazacu y Ross (2001) en probetas cilíndricas de hormigón. Las dimensiones y velocidades de deformación consideradas se detallan en la Tabla 2. Las propiedades materiales y los parámetros utilizados se muestran en la Tabla 1. Para la modelación de la probeta, se consideran 128 elementos con simetría axial en el caso de $L/D=1$ y 64 elementos en el caso de $L/D=0.5$.

| Ensayo | $\dot{\epsilon}$ s ⁻¹ | D mm | L mm | L/D |
|----------------------|-------------------------------------|---------|---------|------|
| Grote et al (2001) | 290 | 11.9 | 11.7 | 0.98 |
| | 620 | 11.6 | 5.9 | 0.51 |
| | 1050 | 12 | 5.6 | 0.47 |
| | 1500 | 11.2 | 5.5 | 0.49 |
| Cazacu y Ross (2001) | 52 | 76 | 76 | 1 |

Tabla 2: Dimensiones y relaciones de forma en ensayos de compresión uniaxial

En la [figura 11](#) se muestran las curvas tensión deformación obtenidas numéricamente para las distintas velocidades de deformación y su comparación con los resultados experimentales. La tensión se calcula como el promedio de las tensiones en los elementos ubicados sobre el eje longitudinal de la probeta. Se observa que el modelo es capaz de representar el incremento de resistencia por efecto de la velocidad de deformación y que las curvas tensión deformación se aproximan a las obtenidas experimentalmente para velocidades de hasta 1050/s. Por otro lado, el modelo elasto-viscoplástico no puede reproducir el aumento del módulo elástico por efecto de la velocidad de deformación que se observa en los resultados experimentales.

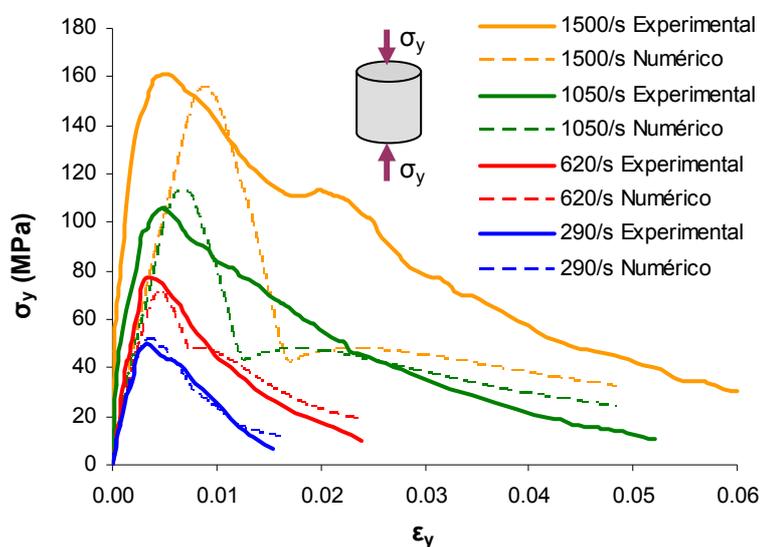


Figura 11: Curvas tensión deformación del hormigón sometido a compresión dinámica con distintas velocidades de deformación. Comparación con resultados experimentales (Grote et al, 2001)

En la [figura 12](#) se presentan los resultados obtenidos numéricamente para los ensayos realizados por [Cazacu y Ross \(2001\)](#), para una velocidad de deformación de 52 s⁻¹, y su comparación con los resultados experimentales. Puede observarse que las respuestas obtenidas numéricamente tanto para deformaciones axiales como transversales y, en consecuencia, también la respuesta volumétrica ajustan adecuadamente los resultados experimentales.

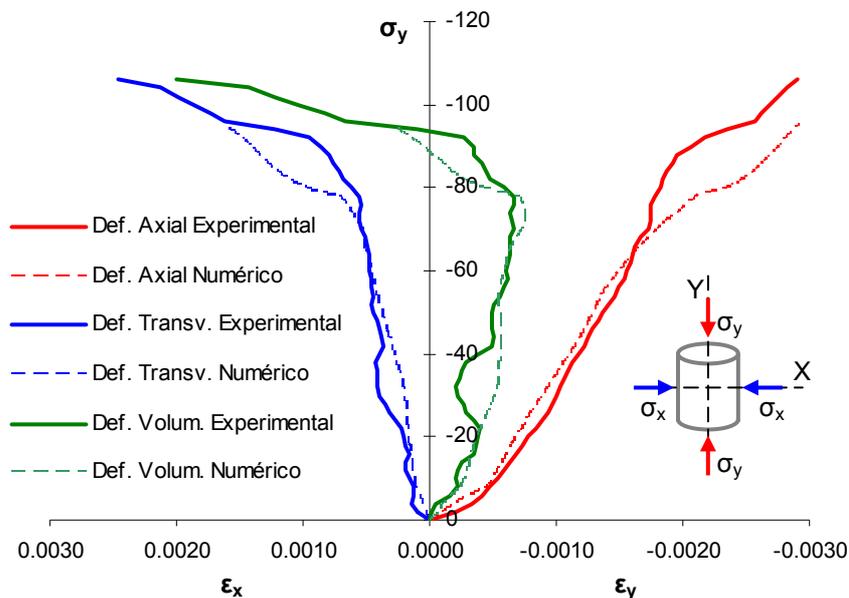


Figura 12: Curvas tensión deformación del hormigón sometido a compresión dinámica. Comparación con resultados experimentales (Cazacu y Ross, 2001)

5.3 Compresión con confinamiento

Se reproducen numéricamente los ensayos de compresión con confinamiento pasivo, llevados a cabo por Forquin et al (2008) en probetas cilíndricas de hormigón de 30mm de diámetro y 40mm de altura. Se consideran para la modelación 32 elementos con hipótesis de simetría axial. Las propiedades materiales del hormigón se resumen en la [Tabla 1](#). Se reproducen los ensayos para tres velocidades de deformación diferentes: 80, 141 y 221 s⁻¹.

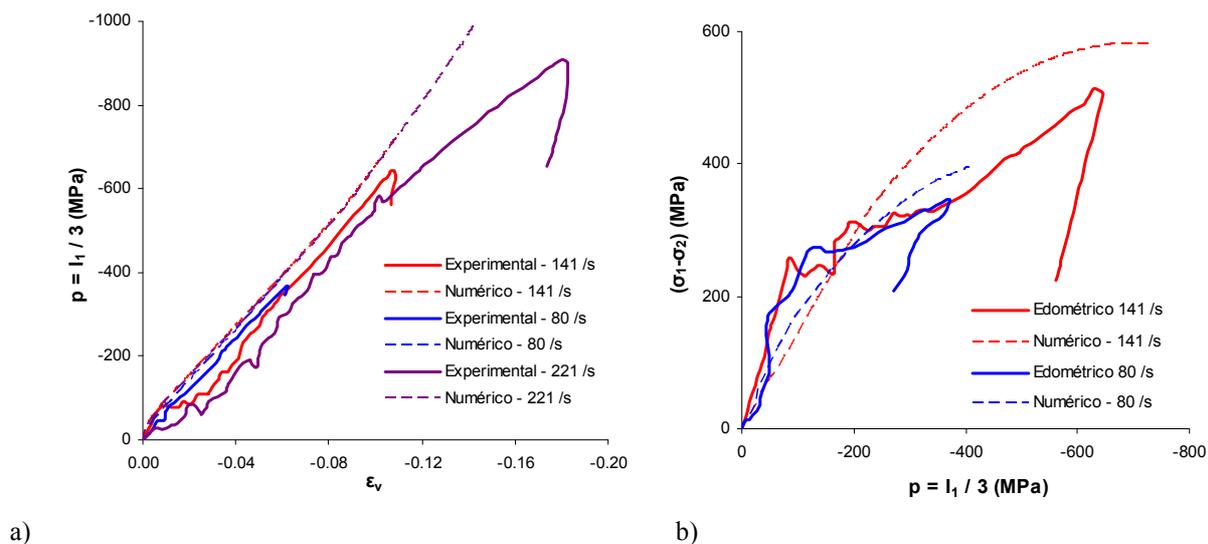


Figura 13: Ensayos edométricos con distintas velocidades de deformación. Comparación con resultados de Forquin et al (2008)
 a) Respuesta volumétrica b) Tensiones desviadoras

En la [figura 13a](#) se muestran las respuestas volumétricas obtenidas para las distintas velocidades de deformación y la comparación con resultados experimentales. Se observa en general una respuesta apropiada del modelo para velocidades de deformación de hasta 141 s^{-1} . Para velocidades superiores se observa que la curva se aleja de los valores experimentales. Al igual que en el ensayo edométrico cuasiestático, el modelo tiende a sobreestimar las tensiones ([Aráoz y Luccioni, 2011](#)).

En la [figura 13b](#) se presenta la respuesta desviadora obtenida numéricamente y su comparación con resultados experimentales. Se observa que las diferencias de tensión en todos los casos llegan a ser mayores que los valores experimentales a medida que se incrementa la presión hidrostática. Se observa, al igual que en caso de compresión uniaxial, un incremento en el módulo elástico a medida que aumenta la velocidad de deformación. A fin de reproducir este fenómeno, el modelo propuesto requiere además de una extensión viscoelástica.

5.4 Flexión

Se presenta la simulación numérica del ensayo realizado por [Wu et al \(2009\)](#) en una placa de hormigón armado, de 2 m de largo por 1 m de ancho y 0.10m de espesor. La misma está sometida a una carga explosiva de 1 kg de TNT, ubicada a 3 m de distancia de la cara superior. La armadura en la dirección principal está formada por barras $\text{Ø}12 \text{ c}/10\text{cm}$ y en sentido transversal por barras $\text{Ø}12 \text{ c}/20\text{cm}$. En la [figura 14a](#) se muestra un esquema del modelo utilizado en la simulación. Debido a la simetría de carga y de apoyos, se considera la mitad de la longitud de la placa. La malla consta de 603 elementos con hipótesis de estado plano de tensión, y se considera un apoyo simple en el punto ubicado a 100mm del borde.

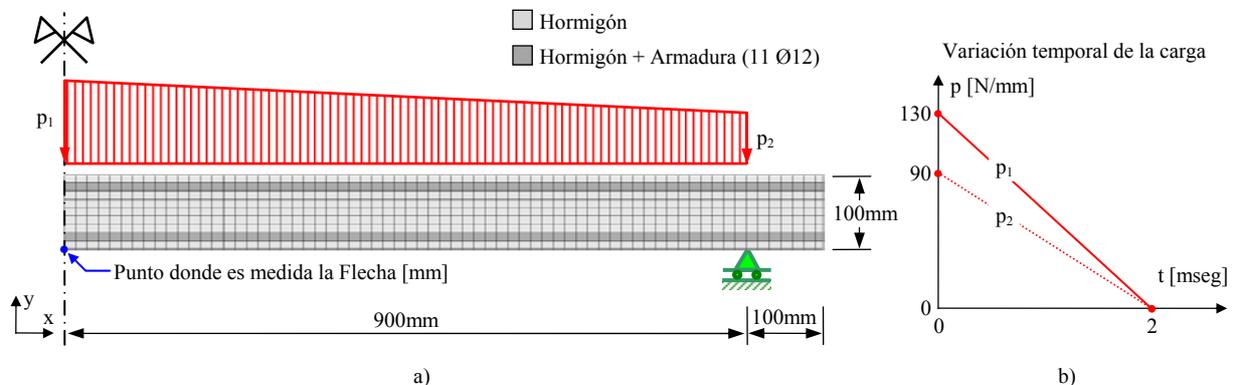


Figura 14: Simulación numérica de ensayo en placa de hormigón armado (Wu et al, 2009).

a) Esquema de modelo, condiciones de apoyo y aplicación de carga. b) Variación de carga lineal en el tiempo

Para la aplicación de carga se adoptan los valores de presión incidente determinados experimentalmente en el centro y en el borde de la cara superior. A su vez, se considera que estas presiones varían en el tiempo en forma lineal desde el valor máximo hasta cero (ver [figura 14b](#)).

Las propiedades del hormigón se detallan en la [Tabla 1](#). Para el acero se consideran las siguientes propiedades: $E=200000 \text{ MPa}$; $\nu=0.26$; $f_y=500 \text{ MPa}$.

En la [figura 15](#) se comparan los resultados obtenidos numéricamente con los datos experimentales. Se presenta la variación de la flecha correspondiente al centro de la placa en la cara inferior. En la [figura 15a](#) se observa que, al utilizar el modelo de plasticidad

independiente de la velocidad de deformación (curva roja), el valor de la flecha máxima es mayor que la obtenida experimentalmente, y lo mismo ocurre con la deformación plástica residual luego de aplicada la carga. A través de la aplicación del modelo viscoplástico (curva azul) se logra un mejor ajuste de la flecha máxima y de la deformación residual. En este caso la flecha máxima es menor al caso plástico debido a que el modelo permite incrementar el límite elástico del material por efecto de la velocidad de deformación o de carga. En ambos casos se observa que el modelo es capaz de reproducir el amortiguamiento observado en los ensayos. Sin embargo se observan diferencias en el valor del período natural de oscilación. Con este fin se realiza la simulación numérica utilizando el modelo de plasticidad y daño acoplados de Luccioni-Rougier (2005) (ver figura 15b). Se observa en este caso que es posible reproducir el valor del período natural de oscilación a través de la incorporación de la degradación de la rigidez, no obstante la flecha máxima sigue siendo superior. Las diferencias obtenidas pueden deberse a la simplificación utilizada para definir la acción de la carga explosiva como un frente plano.

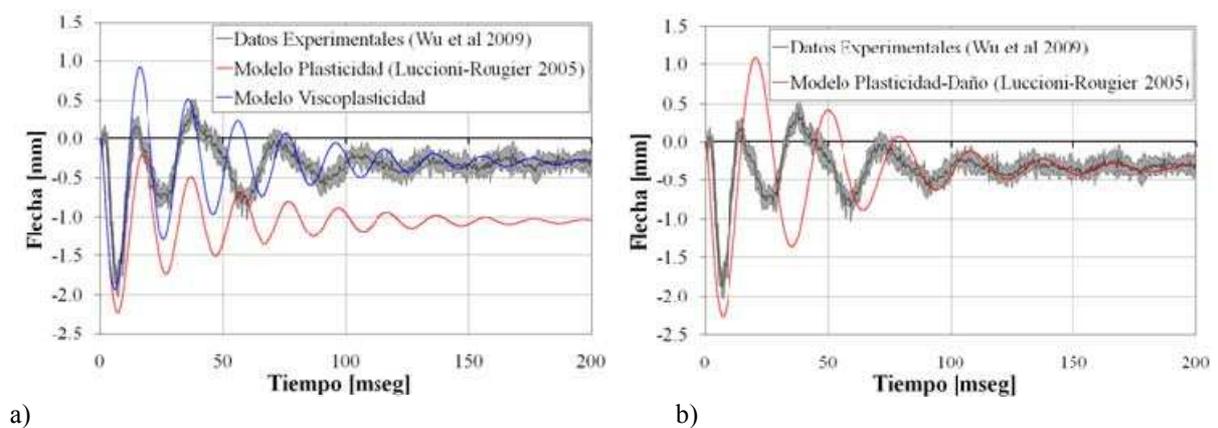


Figura 15: Flecha en el centro de la placa vs Tiempo (Wu et al, 2009).
Comparación con resultados experimentales
a) Modelos de Plasticidad y Viscoplasticidad. B) Modelo de plasticidad y daño

6 CONCLUSIONES

La comparación de los resultados numéricos obtenidos con los resultados experimentales muestra que, en general, el modelo es capaz de reproducir adecuadamente la respuesta del material cuando está sometido a cargas dinámicas. En los ensayos a compresión uniaxial en probetas de mortero se observa una buena respuesta del modelo para velocidades de deformación entre 290 y 1500 s^{-1} . En el ensayo de compresión uniaxial en probetas de hormigón para 52 s^{-1} se puede comprobar, además, que tanto las deformaciones axiales como las transversales y, en consecuencia, la respuesta volumétrica se pueden representar correctamente. En los ensayos a compresión con confinamiento se observa en general una buena correlación de la respuesta volumétrica con los datos experimentales, para velocidades de deformación de hasta 141 s^{-1} . Las diferencias de tensión en la respuesta desviadora llegan a ser mayores que los valores experimentales a medida que se incrementa la presión hidrostática. Por otro lado, de los ensayos a compresión uniaxial y compresión con confinamiento se observa que el modelo requiere de una extensión viscoelástica, a fin de reproducir el incremento observado en el módulo elástico con la velocidad de deformación. Del ensayo a flexión en la placa sometida a una carga impulsiva se puede concluir que, a

través de la utilización del modelo viscoplástico, es posible reproducir la respuesta del elemento en términos de la deformación (flecha) máxima y del amortiguamiento. Sin embargo, el modelo requiere a futuro la incorporación del efecto de degradación de rigidez (daño), a fin de lograr un mejor ajuste del período natural de oscilación observado en el ensayo experimental.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al CONICET y al CIUNT por el apoyo económico brindado para la realización de este trabajo.

REFERENCIAS

- Crawford J.E. and Magallanes J.M. The effects of modeling choices on the response of structural components to blast effects. *Int. J. of Protective Structures*, 2(2): 231-257, 2011.
- Coughlin A.M., Musselman E.S., Schokker A.J. and Linzell D.G. Behavior of portable fiber reinforced concrete vehicle barriers subject to blasts from contact charges. *International Journal of Impact Engineering*, 37: 521–529, 2010.
- Morales-Alonso G., Cendón D.A., Gálvez F., Erice B. and Sánchez-Gálvez V. Blast response analysis of reinforced concrete slabs: Experimental procedure and numerical simulation. *Journal of Applied Mechanics*, Vol.: 78, Issue: 5, 2011.
- Lian Y.P., Zhang X., Zhou X. and Ma Z.T. A FEMP method and its application in modeling dynamic response of reinforced concrete subjected to impact loading. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 200: 1659–1670, 2011.
- Luccioni B.M., Ambrosini R.D. and Danesi R.F. Analysis of building collapse under blast loads. *Engineering Structures*, 26: 63–71, 2004.
- Shi Y., Li Z-X, Hao H. A new method for progressive collapse analysis of RC frames under blast loading. *Engineering Structures*, 32: 1691-1703, 2010.
- Dupray F., Malecot Y., Daudeville L. and Buzaud E. A mesoscopic model for the behaviour of concrete under high confinement. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 33:1407–1423, 2009.
- Gabet T., Malecot Y. and Daudeville L. Ultimate strength of plain concrete under extreme combined stresses: triaxial and proportional stress paths. *R.E.G.C.*10(3): 375-390, 2006.
- Gabet T., Malecot Y. and Daudeville L. Triaxial behaviour of concrete under high stresses: Influence of the loading path on compaction and limit status. *C&C R.* 38(3):403-412, 2008.
- Vu, X.H.; Malecot, Y., Daudeville L. and Buzaud E. Experimental analysis of concrete behavior under high confinement: Effect of the saturation ratio. *International Journal of Solids and Structures* 46: 1105–1120. 2009.
- Poinard C., Malecot Y. and Daudeville L. Damage of concrete in a very high stress state: Experimental investigation. *Materials and Structures* 43:15–29. 2010.
- Burlion N., Pijaudier-Cabot G., Dahan N., Experimental analysis of compaction of concrete and mortar, *Int. J. for Num. and Analytical Methods in Geomechanics*, 25:1467-1486, 2001.
- Grote D.L., Park S.W. and Zhou M. Dynamic behavior of concrete at high strain rates and pressures: I. experimental characterization. *Int. J. of Impact Eng.*, 25:869–886, 2001.
- Cotsovos D.M. and Pavlovic M.N. Numerical investigation of concrete subjected to high rates of uniaxial tensile loading. *International Journal of Impact Eng.*, 35:319–335, 2008.
- Zhang M., Wu H.J., Li Q.M. y Huang F.L. Further investigation on the dynamic compressive strength enhancement of concrete-like materials based on split Hopkinson pressure bar tests. Part I: Experiments. *Int. Journal of Impact Engineering*. 36: 1327–1334, 2009.
- Erzar B and Forquin P. An experimental method to determine the tensile strength of concrete at high rates of Strain. *Experimental Mechanics*, 2009.

- Erzar B., Forquin P., Pontiroli C. and Buzaud E. Influence of aggregate size and free water on the dynamic behaviour of concrete subjected to impact loading., *EDP Sciences*, 2010.
- Mazars J. and Millard A. Dynamic behavior of concrete and seismic engineering. *ISTE-WILEY*. 2009.
- CEB-FIP Model Code 1990. *Comité Euro-International du Béton, Redwood Books*, Trowbridge, Wiltshire, UK, 1990.
- Ngo T. and Mendis P. Modelling the dynamic response and failure modes of reinforced concrete structures subjected to blast and impact loading. *Structural Engineering and Mechanics*, Vol 32, No 2: 269-282, 2009.
- Hao Y., Hao H. and Li Z-X. Confinement effects on impact test of concrete compressive material properties. *Int. Journal of Protective Structures*, Volume 1, Number 1, 2010.
- Sercombe, J., Ulm F-J and Toutlemonde F. Viscous hardening plasticity for concrete in high rate dynamics. *J. of the Engineering Mechanics*, ASCE, Vol 124, No. 9: 1050-1057, 1998.
- Weerheijm J., Van Doormaal J.C.A.M. Tensile failure of concrete at high loading rates: New test data on strength and fracture energy from instrumented spalling tests. *International Journal of Impact Engineering* 34: 609–626, 2007.
- Ruiz G., Zhang X.X., Tarifa M., Yu R. and Camara M. Fracture energy of high-strength concrete under different loading rates. *Anales de Mecánica de la Fractura* 26, Vol. 2. 2009.
- Schwer, L. Strain rate induced strength enhancement in concrete: much ado about nothing? *International Workshop on Structures Response to Impact and Blast*, No. 5-1, 2009.
- Shkolnik I.E. Influence of high strain rates on stress–strain relationship, strength and elastic modulus of concrete. *Cement & Concrete Composites* 30: 1000–1012, 2008.
- Forquin P., Gary G. and Gatuingt F. A testing technique for concrete under confinement at high rates of strain. *International Journal of Impact Engineering* 35: 425–446, 2008.
- Hao Y. and Hao H. Numerical evaluation of the influence of aggregates on concrete compressive strength at high strain rate. *Int. J. of Protective Structures*, 2(2):177-206, 2011.
- Burlion N., Gatuingt F., Pijaudier-Cabot G. and Daudeville L., Compaction and tensile damage in concrete: constitutive modelling and application to dynamics, *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg*, 183: 291-308, 2000.
- Luege M., Luccioni B., Danesi R. Modelo de daño dependiente de la velocidad de deformación. *Rev. Int.de Mét. Num.para Cálculo y Diseño en Ing.*, 18(2): 411-431, 2002.
- Luccioni B. and Rougier V., A plastic damage approach for confined concrete. *Computers and Structures*, 83: 2238-2256, 2005.
- González J.M., Miquel Canet J., Oller, S., y Miró R. A viscoplastic constitutive model with strain rate variables for asphalt mixtures-numerical simulation. *C.M. Sci.* 38:543–560, 2007
- Ning J.G., Liu H.F. and Shang L. Dynamic mechanical behavior and the constitutive model of concrete subjected to impact loadings. *Science in China Series G: P.M. & Astronomy*, 2008.
- Rabczuk T. and Eibl J. Simulation of high velocity concrete fragmentation using SPH-MLSPH, *Int. Journal for Numerical Methods in Engineering*, 56: 1421-1444, 2003.
- Jankowiak T. and Lodygowski T. Using of Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) method for concrete application. *Computer Methods in Mechanics*, 2011.
- Cusatis G., Bazant Z.P. and Cedolin L. Confinement-shear lattice model for concrete damage in tension and compression: I. Theory. *J. of Eng. Mechanics*, 129(12): 1439-1448, 2003.
- Hentz S., Donzé F.V. and Daudeville L. Discrete element modelling of concrete submitted to dynamic loading at high strain rates. *Computers and Structures*, 82: 2509–2524, 2004.
- Tavarez F.A and Plesha M.E. Discrete element method for modelling solid and particulate materials. *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, 70: 379–404, 2007.
- Lu Y. Modelling of concrete structures subjected to shock and blast loading: An overview and some recent studies. *Structural Engineering and Mechanics*, Vol 32, No 2: 235-249, 2009.

- Riedel W., Wicklein M. and Thoma K. Shock properties of conventional and high strength concrete: Experimental and mesomechanical analysis. *Int. J. of Imp.Eng* 35:155–171, 2008.
- Tu Z. and Lu Y. Evaluation of typical concrete material models used in hydrocodes for high dynamic response simulations. *Int. Journal of Impact Engineering*, 36: 132–146, 2009.
- Tu Z. and Lu Y. Mesoscale modelling of concrete for static and dynamic response analysis Part 1: Model development and implementation. *Struct. Eng. and Mech.*, 37:197-213, 2011.
- Mu Z.C., Dancygier A.N., Zhang W y Yankelevsky DZ. Revisiting the dynamic compressive behavior of concrete-like materials. *International Journal of Impact Engineering*, 2012.
- Luege M. Simulación del comportamiento de materiales bajo cargas explosivas. Tesis de Maestría. *Universidad Nacional de Tucumán*, Argentina, 1999.
- Xu K and Lu Y., Numerical simulation study of spallation in reinforced concrete plates subjected to blast loading. *Computers and Structures*, 84: 431-438, 2006.
- Desai C. and Siridwardane H. Constitutive laws for engineering materials, with emphasis on geologic materials. *Prentice Hall*. 1984.
- Rots J. Strain softening analysis of concrete fracture specimens. Fracture toughness and fracture energy of concrete. Ed. by F.H. Wittan - Amsterdam, 1986.
- Lublinter L, Oliver J., Oller S. and Oñate E., A plastic damage model for concrete. *Int. J. Solids Struct*, 25(3): 299-326, 1989.
- Luccioni B. and Oller S. A directional Damage Model. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, 192: 1119 -1145, 2003.
- Perzyna P. Fundamental Problems in Viscoplasticity. *Advances in Applied Mechanics*, Vol. 9, pp. 244-368, Academic Press, New York, 1966.
- Lu Y., Song Z., and Tu Z. Analysis of dynamic response of concrete using a mesoscale model incorporating 3D effects. *Int. J. of Protective Structures*, Vol. 1, Num. 2, 197-217, 2010.
- Gebbeken N. and Hartmann T. A New Methodology for the Assessment of the EoS Data of Concrete. *International Journal of Protective Structures*, Vol. 1, Num. 3, 299-317, 2010.
- Bazant Z., Prat P. Microplane model for brittle plastic materials. ASCE, 114:1672-1702, 1988
- Lublinter J. Plasticity Theory, *MacMillan*, New York, 1990.
- Aráoz G.F. y Luccioni B.M. Curva de fragilidad para muro de mampostería bajo cargas explosivas a partir de simulaciones numéricas. *XX Jornadas Arg. de Ing. Estructural*, 2008.
- Aráoz G.F. y Luccioni B.M. Modelación del hormigón en régimen de alto confinamiento. *Mecánica Computacional Vol XXX*: 571-595 (AMCA), 2011.
- Riedel, W., Thoma, K. y Hiermaier, S. Numerical analysis using a new macroscopic concrete model for hydrocodes. *9th Int. Symp. on Int. effects of Mun. with Structures*, 315-322, 1999.
- Le Nard, H. y Bailly P. Dynamic behaviour of concrete: the structural effects on compressive strength increase. *Mech. Cohes.-Frict. Mater.*, 5: 491-510, 2000.
- Simo J.C. y Hughes T.J.R. *Computational Inelasticity*. Springer. 1998.
- Aráoz G.F. y Luccioni B.M. Modelo viscoplástico para materiales cohesivo-friccionales. *XVIII Congreso sobre Métodos Numéricos y sus aplicaciones (ENIEF)*, 2009.
- Hartmann T., Pietzsch A. and Gebbeken N. A hydrocode material model for concrete. *International Journal of Protective Structures*. Vol. 1, N° 4, 443-468, 2010.
- Cazacu O. y Ross C.A. Experimental and theoretical investigation of concrete high-strain rate behavior. Dep. of Mechanical and Aerospace Eng. University of Florida. 2001.
- Wu C., Oehlers D.J., Rebstrost M., Leach J. and Whittaker A.S., Blast testing of ultra-high performance fibre and FRP-retrofitted concrete slabs. *Eng. Structures* 31:2060-2069, 2009.