

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

**ESCUELA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL**



**ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS DE CONCRETO SIMPLE EN
COMPRESIÓN SIMPLE Y TRIAXIAL**

Tesis para optar el grado de Magister en Ingeniería Civil

Presentado por:

Deybi Alejandro Chinchay Poma

ASESOR

Dr. Miguel A. Pando López

CO-ASESORES

Dr. Rafael Aguilar Velez

M.Sc. Guillermo Zavala Rosell

Lima, Mayo 2017



A Dios, por darme la oportunidad de vivir y estar conmigo en cada paso que doy.

Agradecimientos

Al finalizar un trabajo tan arduo y lleno de retos como el desarrollo de una tesis de maestría es inevitable que a uno le asalte una emoción de satisfacción por haber logrado la meta trazada. Sin embargo, el análisis objetivo demuestra inmediatamente que este aporte no hubiese sido posible sin la participación de personas e instituciones que han facilitado que este trabajo llegue a un feliz término. Por ello, es para mí un verdadero honor y placer utilizar este espacio para ser justo y consecuente con ellos, expresándoles mis agradecimientos.

- Al Estado Peruano que a través del Consejo Nacional de Ciencia, Tecnología e Innovación Tecnológica (CONCYTEC) hizo posible el financiamiento de los estudios de maestría a través del programa de becas para estudio de posgrado (Convenio de Gestión N° 027-2015-FONDECYT).
- A mi asesor de tesis el Dr. Miguel A. Pando, por sugerir el tema y por sus conocimientos, apoyo, exigencia, persistencia y recomendaciones siempre acertadas, los cuales han sido fundamentales para la realización de este trabajo de investigación.
- A mi coasesor el Dr. Rafael Aguilar, por sus recomendaciones, ímpetu, exigencia y los pensamientos siempre innovadores que posee en el desarrollo de los trabajos de investigación. Por brindarme la oportunidad de ser parte de un grupo de investigación interdisciplinario el cual lidera con éxito.
- A mi coasesor el M.Sc. Guillermo Zavala, por sus recomendaciones, apoyo y haber depositado su confianza en mí desde los inicios del estudio de maestría.
- A todos los miembros del grupo de investigación “Engineering & Heritage” por todo el apoyo, amistad y tiempo compartido durante el desarrollo de este trabajo de investigación.
- A la escuela de Posgrado por el financiamiento del paquete de los modelos geotécnicos y de licuefacción del software de elementos finitos TNO Diana.

Y finalmente quisiera hacer un especial agradecimiento a mi familia:

- A mis padres Amalquio y Daría, por el apoyo y amor incondicional que me han entregado a lo largo de mi vida.
- A mi hija Alejandra, por ser la más grande de mis alegrías, por ser una fuente de inspiración inagotable en mi vida.
- A la mujer de mi vida y mis sueños, Vanesa, por su amor, comprensión y apoyo incondicional; gracias por tu eterna paciencia.

Resumen

En este estudio se ha empleado el modelo constitutivo UBCSAND disponible en el programa de elementos finitos TNO Diana. Este modelo basado en plasticidad es empleado en la literatura para evaluar el fenómeno de licuefacción de arenas saturadas. En esta investigación el UBCSAND es adaptado y empleado para predecir el comportamiento del concreto simple en ensayos triaxiales a partir de la calibración de la data experimental de ensayos de compresión uniaxial. El modelo es empleado para predecir el incremento de la resistencia y ductilidad debido al confinamiento sobre elementos de concreto. Cualquier confinamiento en el material puede ser considerado y los efectos de la falla del concreto debido al confinamiento pueden ser modelados. Para estimar los parámetros del modelo se usan datos de ensayos de probetas de concreto sometidas a compresión uniaxial. Esto permite que el modelo de elementos finitos realice la predicción del comportamiento generalizado del concreto bajo carga de compresión triaxial. Con el mismo propósito se utilizan tres modelos constitutivos implementados en el programa de elementos finitos TNO Diana. Estas relaciones constitutivas basadas en deformación total y concebidas para predecir el comportamiento esfuerzo-deformación del concreto son los modelos de Thorenfeldt, Parabólico y Maekawa. Dichos modelos de manera similar al UBCSAND son calibrados con base en ensayos de concreto en compresión uniaxial. Después, el modelo de Thorenfeldt es empleado junto al criterio de falla “Hsieh-Ting-Chen” para predecir el comportamiento del concreto en compresión bajo esfuerzos de confinamiento. También es realizado un análisis comparativo entre los modelos UBCSAND, Thorenfeldt, Parabólico y Maekawa mediante un indicador de bondad de ajuste con base en los modelos calibrados de los ensayos de compresión uniaxial. Para este fin se emplea el coeficiente de determinación mostrando el buen desempeño del modelo UBCSAND para reproducir las curvas esfuerzo-deformación del concreto bajo compresión uniaxial en relación con los modelos numéricos concebidos para concreto. Esta precisión es alcanzada hasta el pico de resistencia, ya que el UBCSAND, al estar formulado en el espacio de esfuerzos, no puede predecir el ablandamiento del material post pico. Finalmente, se realiza una comparación de la predicción del comportamiento del concreto en compresión triaxial entre los modelos UBCSAND y Thorenfeldt. El desempeño de los modelos está en buen acuerdo con los resultados experimentales tanto en la predicción del incremento de la resistencia, así como en la predicción del incremento de la ductilidad para distintos niveles de confinamiento. Los resultados del análisis comparativo demuestran la utilidad del modelo UBCSAND, concebido inicialmente para modelar arenas, como una herramienta para predecir el comportamiento del concreto bajo compresión simple y confinada.

Índice General

Agradecimientos	i
Resumen	ii
Índice General	iii
Índice de Figuras	vi
Índice de Tablas	ix
CAPÍTULO 1: Introducción	1
1.1 Motivación	2
1.2 Objetivos de la tesis	3
1.2.1 Objetivo General.....	3
1.2.2 Objetivos específicos	3
1.3 Metodología	3
1.4 Organización de la Tesis	4
CAPÍTULO 2: Revisión bibliográfica	6
2.1 Estudios experimentales del comportamiento del concreto	7
2.1.1 Ensayos sin confinamiento - estudios previos y observaciones.....	7
2.1.2 Ensayos con confinamiento - estudios previos y observaciones.....	11
2.1.3 Resumen.....	16
2.2 Estudios numéricos del comportamiento del concreto.....	17
CAPÍTULO 3: Descripción de la campaña experimental	25
3.1 Ensayos de compresión uniaxial de Flores & Pando (2008).....	26
3.1.1 Descripción general	26
3.1.2 Resultados y discusión.....	26
3.1.3 Resumen y conclusiones.....	31
3.2 Ensayos triaxiales de compresion de Flores & Pando (2008).....	32

CAPÍTULO 4: Modelo constitutivo UBCSAND.....	33
4.1 Introducción	34
4.2 Formulación	34
4.2.1 Respuesta Elástica.....	34
4.2.2 Funciones de fluencia	35
4.2.3 Regla de Flujo.....	36
4.2.4 Mecanismo de Endurecimiento Monotónico.....	36
4.3 Parámetros del modelo.....	37
4.3.1 Parámetros asociados a la respuesta elástica	37
4.3.2 Parámetro asociado a la respuesta inicial del concreto.....	39
4.3.3 Parámetros asociados a la respuesta plástica de corte	39
4.3.4 Parámetros asociados al comportamiento cohesivo del concreto.....	40
4.3.5 Parámetros asociados al comportamiento no drenado.....	41
4.3.6 Parámetros asociados al comportamiento cíclico	41
4.3.7 Resumen de los parámetros de entrada.....	41
CAPÍTULO 5: Modelo constitutivo Total Strain Crack Model.....	43
5.1 Introducción	44
5.2 Formulación	44
5.2.1 Concepto esfuerzo-deformación coaxial y fijo.....	44
5.2.2 Determinación de carga y descarga	46
5.2.3 Matriz de rigidez.....	47
5.2.4 Efectos de expansión lateral debido a la relación de Poisson.....	48
5.2.5 Comportamiento de tracción.....	49
5.2.6 Comportamiento de corte.....	50
5.2.7 Comportamiento en compresión uniaxial.....	50
5.2.8 Comportamiento en compresión con confinamiento lateral.....	56
5.3 Parámetros del modelo.....	59
5.3.1 Tipo de modelo total strain	60
5.3.2 Comportamiento en tracción.....	60
5.3.3 Comportamiento en compresión.....	60
5.3.4 Influencia lateral	62

5.3.5 Resumen de los parámetros de entrada.....	62
CAPÍTULO 6: Análisis numérico de ensayos de compresión uniaxial y triaxial de concreto.....	64
6.1 Determinación de los parámetros de entrada	65
6.1.1 Parámetros del modelo UBCSAND	65
6.1.2 Parámetros del modelo de Thorenfeldt.....	66
6.1.3 Parámetros del modelo Parabólico	67
6.1.4 Parámetros del modelo de Maekawa	67
6.2 Generación de la malla de elementos finitos y condiciones de borde.....	68
6.3 Modelación de ensayos de concreto en compresión uniaxial	68
6.3.1 Modelización numérica del ensayo 1.....	69
6.3.2 Modelización numérica del ensayo 2.....	70
6.3.3 Modelización numérica del ensayo 3.....	71
6.3.4 Modelización numérica del ensayo 4.....	72
6.3.5 Estimación de la bondad de las modelizaciones.....	73
6.3.6 Modelización promedio representativa.....	75
6.4 Predicción del comportamiento del concreto en compresión bajo esfuerzos de confinamiento.....	78
6.4.1 Predicción con el modelo UBCSAND.....	78
6.4.2 Predicción con el modelo Thorenfeldt.....	80
6.4.3 Análisis comparativo de las predicciones numéricas	81
6.5 Comparación de las predicciones numéricas y los resultados experimentales de Flores & Pando (2008).....	83
CAPÍTULO 7: Conclusiones y trabajos futuros.....	89
7.1 Conclusiones	90
7.2 Trabajos futuros	92
Referencias	93

Índice de Figuras

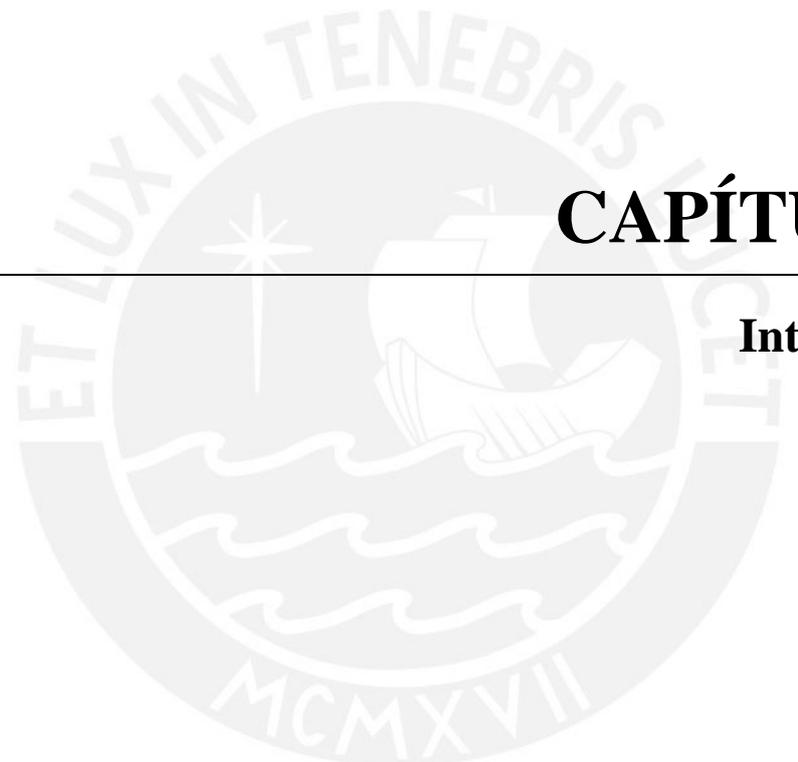
Figura 2.1. Curva típica de esfuerzo axial normalizado versus deformación axial mostrando las tres etapas	8
Figura 2.2. Deformación volumétrica versus esfuerzo de compresión uniaxial.	9
Figura 2.3. Relación de Poisson versus esfuerzo axial, bajo compresión uniaxial.	10
Figura 2.4. Influencia de la altura del espécimen en la curva esfuerzo-deformación uniaxial.	10
Figura 2.5. Tipos principales de dispositivos triaxiales.	12
Figura 2.6. Curva esfuerzo-deformación de ensayos triaxiales bajo diferentes niveles de confinamiento para $f'c = 60$ Mpa.	13
Figura 2.7. Resistencia del concreto en la falla normalizado versus la presión de confinamiento normalizado por $f'c$	15
Figura 2.8. Relación entre la resistencia del concreto y la velocidad de deformación bajo diferentes presiones de confinamiento	16
Figura 2.9. Incremento de la resistencia y ductilidad con la presión de confinamiento.....	18
Figura 2.10. Para el endurecimiento isotrópico, el rango elástico se expande con el aumento de la deformación plástica.	19
Figura 2.11. El endurecimiento de la fricción difiere del endurecimiento de la cohesión en el tamaño del rango elástico.	19
Figura 2.12. Resultados de ensayos triaxiales para un concreto de alta resistencia.	20
Figura 2.13. Modelos numéricos disponibles para el concreto.	21
Figura 3.1. Curvas esfuerzo-deformación (axial y radial) de probetas de concreto bajo condiciones de compresión no confinada	26
Figura 3.2. Curvas deformación volumétrica unitaria-deformación axial de probetas de concreto bajo condiciones de compresión no confinada.	27
Figura 3.3. Curvas deformación volumétrica unitaria versus esfuerzo axial de probetas de concreto bajo condiciones de compresión no confinada.	28
Figura 3.4. Relación de Poisson versus esfuerzo axial, bajo compresión uniaxial (ensayo 1).	28
Figura 3.5. Relación de Poisson versus esfuerzo axial, bajo compresión uniaxial (ensayo 2).	29

Figura 3.6. Relación de Poisson versus esfuerzo axial, bajo compresión uniaxial (ensayo 3).	29
Figura 3.7. Relación de Poisson versus esfuerzo axial, bajo compresión uniaxial (ensayo 4).	29
Figura 3.8. Gráfica resumen de los ensayos triaxiales reportados por Flores & Pando (2008)..	32
Figura 4.1. Superficies de fluencia de corte y compresión en el espacio $p - q$ para $\theta = \pi/6$	35
Figura 5.1. Carga y descarga.	47
Figura 5.2. Curvas predefinidas de ablandamiento por tracción.	50
Figura 5.3. Curvas predefinidas para el comportamiento en compresión.	51
Figura 5.4. Curva de compresión de Thorenfeldt.	52
Figura 5.5 Curva parabólica de compresión.	53
Figura 5.6. Histéresis para el modelo Maekawa.	56
Figura 5.7. Influencia del confinamiento lateral sobre la curva de esfuerzo-deformación en compresión.	58
Figura 5.8. Comportamiento de compresión bajo confinamiento lateral.	59
Figura 6.1. Condiciones de borde y mallado para el análisis numérico del ensayo triaxial de compresión empleando dos elementos finitos triangulares de 6 nodos tipo axisimétricos.	68
Figura 6.2. Calibración del comportamiento esfuerzo-deformación del concreto bajo compresión no confinada para el ensayo 1.	69
Figura 6.3. Calibración del comportamiento deformación volumétrica unitaria vs deformación axial del concreto bajo compresión no confinada para ensayo 1.	69
Figura 6.4. Calibración del comportamiento esfuerzo-deformación del concreto bajo compresión no confinada para el ensayo 2.	70
Figura 6.5. Calibración del comportamiento deformación volumétrica unitaria vs deformación axial del concreto bajo compresión no confinada para ensayo 2.	70
Figura 6.6. Calibración del comportamiento esfuerzo-deformación del concreto bajo compresión no confinada para el ensayo 3.	71
Figura 6.7. Calibración del comportamiento deformación volumétrica unitaria vs deformación axial del concreto bajo compresión no confinada para ensayo 3.	71
Figura 6.8. Calibración del comportamiento esfuerzo-deformación del concreto bajo compresión no confinada para el ensayo 4.	72
Figura 6.9. Calibración del comportamiento deformación volumétrica unitaria vs deformación axial del concreto bajo compresión no confinada para ensayo 4.	72

Figura 6.10. Comportamiento esfuerzo-deformación del concreto bajo compresión no confinada promedio.	77
Figura 6.11. Comportamiento deformación volumétrica unitaria vs deformación axial promedio del concreto bajo compresión no confinada.	78
Figura 6.12. Predicción de las curvas esfuerzo desviador-deformación (axial y radial) de probetas de concreto bajo condiciones de compresión confinada.	79
Figura 6.13. Predicción de la trayectoria de esfuerzos del concreto sometido a compresión confinada.	79
Figura 6.14. Predicción de las curvas esfuerzo desviador-deformación (axial y radial) de probetas de concreto bajo condiciones de compresión confinada.	80
Figura 6.15. Predicción de la trayectoria de esfuerzos del concreto sometido a compresión confinada.	80
Figura 6.16. Comparación de las predicciones en términos de esfuerzo desviador-deformación (axial y radial) bajo condiciones de compresión confinada.	81
Figura 6.17. Comparación de las predicciones de las trayectorias de esfuerzos del concreto sometido a compresión confinada.	82
Figura 6.18. Comparación de la resistencia del concreto en la falla normalizado versus la presión de confinamiento normalizado por f'_c entre los modelos UBCSAND, Thorenfeldt y ensayos triaxiales experimentales existentes en la literatura.	82
Figura 6.19. Módulo de elasticidad tangente inicial vs esfuerzo de confinamiento.	86
Figura 6.20. Módulo de elasticidad secante vs esfuerzo de confinamiento.	86
Figura 6.21. Esfuerzo desviador máximo vs esfuerzo de confinamiento.	87
Figura 6.22. Deformación axial en $q_{m\acute{a}x}$ vs esfuerzo de confinamiento.	87
Figura 6.23. Comparación de la resistencia del concreto en la falla normalizado versus la presión de confinamiento normalizado por f'_c entre los resultados del UBCSAND, Thorenfeldt, experimental de Flores & Pando (2008) y ensayos triaxiales experimentales existentes en la literatura.	88

Índice de Tablas

Tabla 2.1. Comparación de las bondades de los modelos numéricos de concreto disponibles en el programa TNO Diana	24
Tabla 3.1. Características mecánicas de las probetas ensayadas bajo esfuerzos de compresión simple	31
Tabla 4.1. Resumen de parámetros del modelo UBCSAND modificado.....	41
Tabla 4.2. Principales parámetros para modelar el ensayo triaxial de compresión en concreto	42
Tabla 5.1. Resumen de parámetros del modelo de Thorenfeldt	62
Tabla 5.2. Resumen de parámetros del modelo Parabólico	63
Tabla 5.3. Resumen de parámetros del modelo de Maekawa	63
Tabla 6.1. Resumen de parámetros del modelo UBCSAND.....	65
Tabla 6.2. Resumen de parámetros del modelo Thorenfeldt.....	66
Tabla 6.3. Resumen de parámetros del modelo Parabólico.....	67
Tabla 6.4. Resumen de parámetros del modelo de Maekawa.....	67
Tabla 6.5. Coeficientes de determinación R2 y Rajustado2.....	74
Tabla 6.6. Coeficiente de determinación Rajustado2 promedio.....	75
Tabla 6.7. Resumen de parámetros promedio representativo para el modelo UBCSAND	75
Tabla 6.8. Resumen de parámetros promedio representativo para el modelo Thorenfeldt	76
Tabla 6.9. Resumen de parámetros promedio representativo para el modelo Parabólico ..	76
Tabla 6.10. Resumen de parámetros promedio representativo para el modelo Maekawa .	77
Tabla 6.11. Características mecánicas de los datos experimentales	83
Tabla 6.12. Características mecánicas del análisis numérico empleando el modelo constitutivo UBCSAND	84
Tabla 6.13. Características mecánicas del análisis numérico empleando el modelo constitutivo de Thorenfield.....	85



CAPÍTULO 1

Introducción

1.1 Motivación

El análisis de elementos finitos ha sido aplicado a problemas asociados al campo de las estructuras de concreto por más de 50 años (Pettersen, 2014). Por otro lado, el importante desarrollo computacional producido en los últimos años permite la simulación numérica de situaciones cada vez más complejas (Aráoz & Luccioni, 2010). A estos fines, existe la posibilidad de utilizar códigos de elementos finitos capaces de describir el comportamiento no lineal de materiales en general. Asimismo, es fundamental en el uso de estos programas la correcta elección y calibración del modelo constitutivo del material para obtener resultados válidos (Brinkgreve, 2013a; Brinkgreve, 2013b; Brinkgreve & Engin, 2013).

En la actualidad, aún es común el empleo de métodos de análisis numérico del comportamiento del concreto basado en la teoría de la elasticidad. El análisis elástico es combinado tanto con diversos procedimientos clásicos como con el empleo de fórmulas empíricas basadas en los resultados de una gran cantidad de ensayos experimentales (Bangash, 1989; Chen & Saleeb, 1994; Babu et al., 2005). Tales aproximaciones son todavía necesarias y siguen siendo las más convenientes para el análisis numérico del concreto en la ingeniería práctica, ya que ello permite reducir de manera drástica el costo computacional (Pettersen, 2014). Sin embargo, en el campo de la investigación el método de elementos finitos es actualmente usado como una herramienta poderosa con el fin de establecer posibles nuevos conceptos tanto en el análisis como en el diseño (Pettersen, 2014). Una de las ventajas comprobadas en la literatura es que, con el empleo de este método de análisis, los ensayos experimentales pueden ser menos en número y más fundamentales (Rougier et al., 2003). Asimismo, los datos experimentales resultan ser más útiles y la necesidad de realizar ensayos a gran escala es reducida en toda la gama de variables (Xing, 1993; Bissio & Villa, 2011; Cánovas, 2012).

Igualmente, el uso creciente del concreto como material estructural primario en la construcción de estructuras complejas tales como reactores, represas, estructuras costa afuera, etc., requiere del empleo de sofisticados modelos numéricos para una predicción precisa de la respuesta del material frente a una variedad de situaciones de carga (Babu et al., 2005). Para este fin, en la literatura existe una gran variedad de modelos constitutivos para predecir el comportamiento esfuerzo-deformación del concreto, basados principalmente en la elasticidad no lineal, la plasticidad espacio esfuerzo, plasticidad espacio deformación, la teoría endocrónica, la teoría del daño continuo y otros (Babu et al., 2005; Cánovas, 2012; Rodríguez & Linero, 2012).

Esta tesis permitirá demostrar la aplicabilidad del modelo constitutivo UBCSAND como una herramienta poderosa para modelar y predecir el comportamiento mecánico del concreto en condiciones de compresión simple y confinada. Este modelo basado en plasticidad está implementado en el programa de elementos finitos TNO Diana. Cabe destacar que el modelo UBCSAND formulado por Puebla et al. (1997) es empleado en la literatura para modelar el fenómeno de licuefacción de arenas saturadas. La utilidad del UBCSAND será verificada mediante un análisis comparativo utilizando indicadores de bondad de ajuste entre las predicciones de este modelo y los similares de los modelos

numéricos Thorenfeldt, Parabólico y Maekawa. Cabe resaltar que estos tres últimos modelos constitutivos basados en deformación total están implementados como modelos de concreto en el programa de elementos finitos TNO Diana.

1.2 Objetivos de la tesis

1.2.1 Objetivo General

El objetivo principal de esta tesis es predecir el comportamiento del concreto simple en ensayos de compresión triaxial a partir de la calibración de ensayos de compresión uniaxial mediante el empleo del método de elementos finitos.

1.2.2 Objetivos específicos

Realizar una investigación bibliográfica del estado del arte sobre el estudio experimental y numérico del comportamiento del concreto en ensayos de compresión uniaxial y triaxial.

Describir las principales características de la formulación del modelo constitutivo UBCSAND.

Describir las principales características del modelo constitutivo “Total Strain Crack Model”, enfatizando los aspectos más importantes de la formulación de los modelos numéricos de compresión “Thorenfeldt”, “Parabólico” y “Maekawa”.

Realizar la calibración de los modelos constitutivos UBCSAND, “Thorenfeldt”, “Parabólico” y “Maekawa” a partir de la data experimental de ensayos de compresión uniaxial de Flores & Pando (2008). A partir de ello, predecir su comportamiento bajo la aplicación de distintos esfuerzos de confinamiento y comparar las predicciones con los resultados experimentales reportados por Flores & Pando (2008).

1.3 Metodología

Para reportar los estudios experimentales y numéricos sobre el comportamiento del concreto en ensayos de compresión simple y con confinamiento se realizó una investigación bibliográfica en artículos indexados, tesis y libros.

Se hizo la descripción y la caracterización mecánica de cuatro ensayos de compresión uniaxial en especímenes de concreto reportados por Flores & Pando (2008). En dicha caracterización se determinaron las propiedades mecánicas tales como la resistencia, ductilidad, dilatancia, relación de Poisson e identificación del esfuerzo crítico, todo ello con fines de modelización numérica.

Se realizó la descripción de las principales características de la formulación del modelo constitutivo UBCSAND. Asimismo, se explicó la metodología de obtención de los parámetros de entrada del modelo a partir de ensayos de compresión uniaxial. Por último, se resaltaron los parámetros más importantes del modelo para predecir el comportamiento del concreto en el ensayo de compresión triaxial.

Se describió las principales características del modelo constitutivo “Total Strain Crack Model”, enfatizando los aspectos más importantes de la formulación de los modelos numéricos de compresión “Thorenfeldt”, “Parabólico” y “Maekawa”. Asimismo, se detalló la metodología de obtención de los parámetros de entrada para cada uno de los modelos a partir de ensayos de compresión uniaxial.

Se realizó la caracterización elastoplástica del concreto empleando los parámetros de los modelos constitutivos UBCSAND, Thorenfeldt, Parabólico y Maekawa. Se calibraron las curvas esfuerzo-deformación en compresión uniaxial para cada uno de los modelos numéricos. Finalmente, se hizo la predicción del comportamiento del concreto bajo la aplicación de distintos esfuerzos de confinamiento empleando los modelos constitutivos UBCSAND y Thorenfeldt. Las diferentes predicciones numéricas se compararon con los resultados experimentales de Flores & Pando (2008).

1.4 Organización de la Tesis

La tesis está organizada en siete capítulos de la siguiente manera:

Capítulo 1: Presenta la introducción del trabajo referente a la motivación, los objetivos, la metodología, así como la organización de la tesis.

Capítulo 2: Muestra un breve marco teórico sobre los estudios experimentales y numéricos del comportamiento del concreto en ensayos de compresión uniaxial y triaxial. Asimismo, presenta las observaciones realizadas a partir de ello.

Capítulo 3: Presenta las características del comportamiento mecánico de cuatro probetas de concreto sometidas a ensayos de compresión uniaxial reportadas por Flores & Pando (2008). Asimismo, ofrece una discusión de las propiedades mecánicas tales como la rigidez, resistencia, ductilidad, dilatación, deformación volumétrica y otros. Por último, se muestra los resultados de los ensayos triaxiales de compresión realizados por Flores & Pando (2008).

Capítulo 4: Expone las características más importantes de la formulación del modelo constitutivo UBCSAND implementado en el programa de elementos finitos TNO Diana. Asimismo, explica la metodología de obtención de los parámetros de entrada del modelo a partir de ensayos de compresión uniaxial.

Capítulo 5: Presenta las características más importantes del modelo constitutivo “Total Strain Crack Model” implementado en el programa de elementos finitos TNO Diana. Especial énfasis es dado a los aspectos más importantes de la formulación de los modelos numéricos de compresión “Thorenfeldt”, “Parabólico” y “Maekawa”. Asimismo, se explica la metodología de obtención de los parámetros de entrada para cada uno de los modelos a partir de ensayos de compresión uniaxial.

Capítulo 6: Describe la caracterización elastoplástica del concreto empleando los parámetros de los modelos constitutivos UBCSAND, Thorenfeldt, Parabólico y Maekawa. Se muestra la malla de elementos finitos y las condiciones de borde. Se da especial énfasis a la calibración de las curvas esfuerzo-deformación en compresión uniaxial para cada uno de los modelos numéricos. Finalmente, se presenta la predicción del comportamiento del

concreto bajo la aplicación de distintos esfuerzos de confinamiento empleando los modelos constitutivos UBCSAND y Thorenfeldt. La bondad de los diferentes modelos numéricos es evaluada mediante comparación con los resultados triaxiales reportados por Flores & Pando (2008).

Capítulo 7: Presenta las conclusiones del trabajo, así como la propuesta de futuros desarrollos.



CAPÍTULO 2

Revisión bibliográfica

Resumen

Se presenta un breve marco teórico sobre el estudio experimental del comportamiento del concreto en ensayos de compresión uniaxial y triaxial. Se muestra el reporte de los estudios previos y las observaciones realizadas a partir de ello. También se mencionan estudios numéricos del comportamiento del concreto bajo condiciones de compresión simple y bajo condiciones de compresión confinada a través del empleo de la modelización constitutiva. También se ha resaltado la importancia de emplear un modelo constitutivo adecuado al comportamiento del concreto para predecir su comportamiento en términos de resistencia, ductilidad, dilatancia, etc. Finalmente, se selecciona los modelos constitutivos más adecuados ya que de ello dependerá la precisión de la modelización numérica.

2.1 Estudios experimentales del comportamiento del concreto

En su forma más simple, el concreto es un material compuesto constituido por un material cementante, agua y agregado (Xing, 1993; Van Geel, 1998; Ottazzi, 2011; Piotrowska, 2013). Su comportamiento mecánico es muy complejo, implicando fenómenos tales como la plasticidad, el agrietamiento, el endurecimiento por deformación, el ablandamiento por deformación y otros (Kaufmann, 2013; Pettersen, 2014). Estos fenómenos son influenciados en gran medida por la estructura del material compuesto, tales como la relación de agua-cemento, la relación de cemento-agregado, la forma y el tamaño del agregado y el tipo de cemento utilizado (Xiaoping et al., 1989; Xing, 1993; Van Geel, 1998). La discusión que ha sido llevada a cabo en este trabajo está enfocada en el comportamiento esfuerzo-deformación del concreto sometido a esfuerzos de compresión simple y esfuerzos de compresión bajo condiciones de confinamiento. La micro-estructura del material es ignorada y las reglas del comportamiento del material son desarrolladas sobre la base de la mecánica del continuo (Xing, 1993). Bajo este punto de vista el material es asumido básicamente homogéneo e isotrópico.

2.1.1 Ensayos sin confinamiento – estudios previos y observaciones

Una curva esfuerzo-deformación típica de un ensayo a compresión uniaxial de una probeta de concreto simple es mostrada en la Figura 2.1. La forma de dicha curva está estrechamente asociada con la aparición y desarrollo de microgrietas que son desarrollados dentro del cuerpo del material durante el proceso de carga.

El concreto es afectado por un gran número de microgrietas, especialmente en las interfaces entre agregados gruesos y la pasta de cemento, incluso antes de la aplicación de la carga externa (Xiaoping et al., 1989; Burguers, 2006). Estas microgrietas iniciales son causadas por varios factores tales como la segregación, la contracción o expansión térmica en la pasta de cemento (Chen & Han, 1988; Beedholm, 2012). Bajo la aplicación de carga, pueden ser producidos microgrietas adicionales en la interfaz cemento agregado, que es el eslabón más débil en el sistema compuesto. La progresión de estas microgrietas con la aplicación de las cargas externas contribuye al comportamiento global de esfuerzo-deformación no lineal generalmente obtenido y a la deformación plástica del concreto (Xing, 1993), los cuales son tema de estudio de este trabajo de investigación.

Se puede observar en la Figura 2.1 tres etapas en la curva esfuerzo-deformación de compresión uniaxial del concreto simple. Estas tres etapas han sido descritas y reportadas por varios (p.ej., Kotsovos & Newman, 1977; Chen, 1982; Buyukozturk & Shareef, 1985; Xiaoping et al., 1989; Xing, 1993; Van Geel, 1998; y Pettersen, 2014). A continuación, se describen estas tres etapas:

- La primera etapa corresponde a un rango elástico lineal y normalmente ocurre hasta un esfuerzo axial de hasta el 30~40% del esfuerzo de compresión máxima f'_c . En esta etapa, las grietas que inicialmente existen en la probeta de concreto simple permanecen casi sin cambios. Por lo tanto, el comportamiento esfuerzo-deformación observado es supuesto elástico lineal;

- La segunda etapa se caracteriza por una curva de esfuerzo-deformación que comienza a desviarse de la línea recta inicial. Las referencias mencionadas previamente reportan que esta etapa ocurre normalmente en un rango de esfuerzos axiales entre $0.3\sim 0.4f'_c$ y aproximadamente el $0.75\sim 0.90f'_c$. En esta etapa las grietas existentes comienzan a aumentar en longitud, anchura y aparecen nuevas micro-fisuras y grietas. Con un agrietamiento significativo, la no linealidad del material se hace más evidente; este proceso es conocido como endurecimiento por deformación. En este intervalo de la curva esfuerzo-deformación la propagación de la grieta es estable hasta que el esfuerzo alcanza el nivel de aproximadamente de $0.75\sim 0.90f'_c$. Este nivel de esfuerzo es denominado como el esfuerzo crítico, el cual corresponde a la deformación volumétrica mínima (Richart et al., 1929);
- La tercera etapa se caracteriza por la presencia de una fractura inestable y la ocurrencia de la falla del concreto la cual es causada principalmente por la generación de zonas con gran concentración de microgrietas o daños internos. En esta etapa con el aumento de la deformación de compresión axial, el daño al material continúa acumulándose, y el concreto entra en la porción post-pico caracterizada por el esfuerzo axial descendente. Esta etapa post-pico de la curva esfuerzo-deformación es conocida como ablandamiento por deformación.

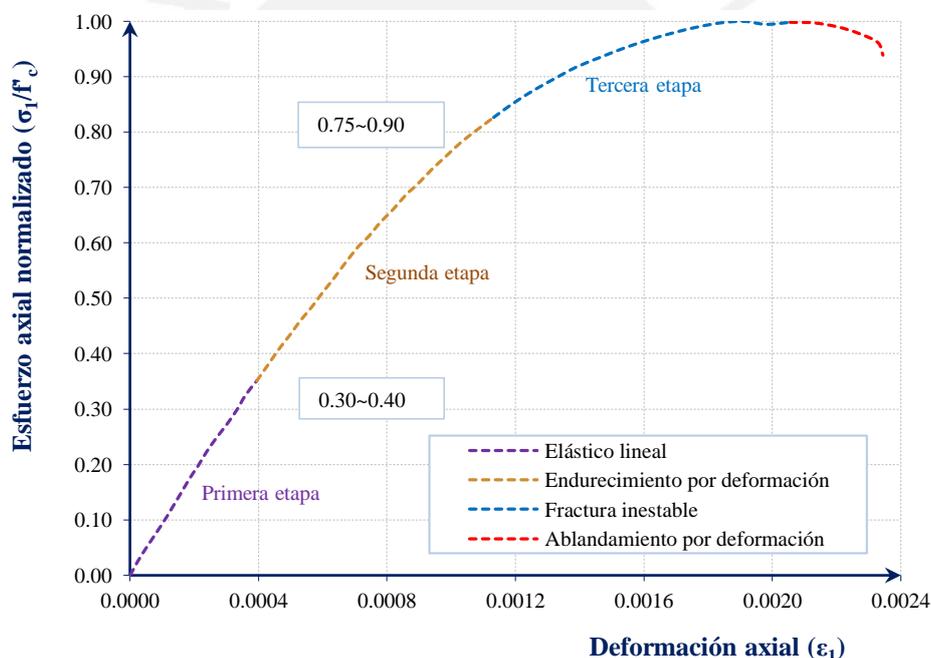


Figura 2.1. Curva típica de esfuerzo axial normalizado versus deformación axial mostrando las tres etapas (datos experimentales de Flores & Pando, 2008).

En la discusión anterior se hace mención a las deformaciones volumétricas que experimenta el concreto simple durante la compresión uniaxial. La deformación volumétrica se puede obtener sumando las deformaciones axiales y transversales ($\epsilon_v = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z$). La variación de deformación volumétrica en función del nivel de esfuerzo axial aplicado se muestra en la Figura 2.2. En esta figura basada en Pettersen (2014) se puede observar que en la fase inicial el concreto disminuye de volumen, es decir el material es inicialmente contractivo. Inicialmente la variación de la deformación volumétrica es casi lineal hasta llegar a un valor mínimo, el cual se presenta aproximadamente al llegar a un valor de esfuerzo axial cercano a ($0.75\sim 0.90f'_c$) que como se mencionó antes se denomina el

esfuerzo crítico. Para esfuerzos axiales por encima del esfuerzo crítico la dirección del cambio de volumen se invierte, generando una expansión volumétrica o comportamiento dilatante (Xiaoping et al., 1989). Este comportamiento dilatante que se observa cerca de la falla se debe principalmente a los vacíos dentro del material que son causados por la propagación de la grieta (Xiaoping et al., 1989). La expansión volumétrica que se ha reportado depende de varios factores. Por ejemplo, Shah & Chandra (1968) observaron que el aumento de la fracción de volumen de los agregados reduce significativamente los valores porcentuales del esfuerzo crítico. De manera similar, el aumento del tamaño de las partículas de agregado o la reducción de la resistencia de unión entre el agregado y la pasta hacen que el concreto sea más inelástico. Estos autores reportaron que la expansión volumétrica es observada solo cuando la pasta de cemento es mezclada con los agregados, y concluyen que la composición natural del concreto es el factor principal en dictar la cantidad de dilatación del volumen.

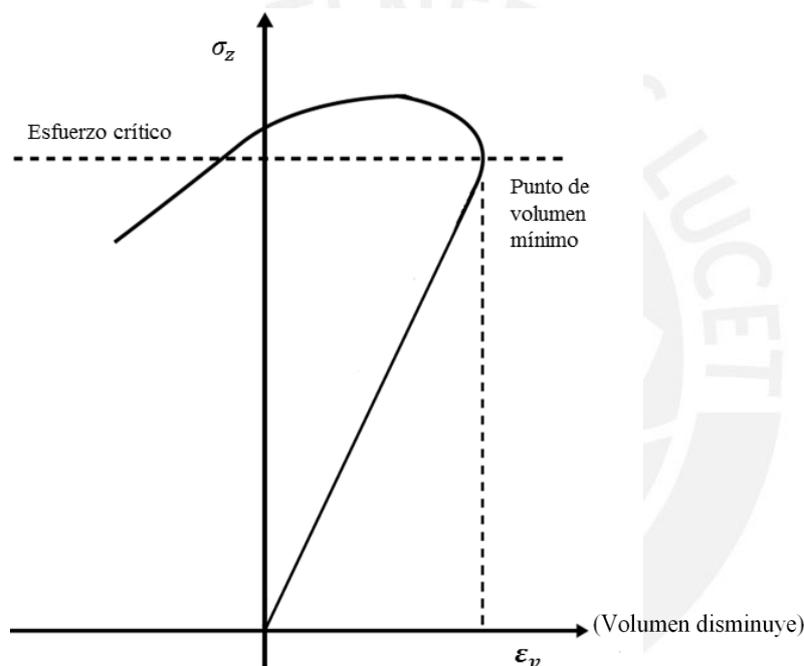


Figura 2.2. Deformación volumétrica versus esfuerzo de compresión uniaxial (Adaptado de Pettersen, 2014).

Un factor relacionado a la variación de la deformación volumétrica durante un ensayo uniaxial es la relación de Poisson. Muchos autores han reportado que esta relación no es constante durante el ensayo de compresión uniaxial (Montoya, 2000). Esto se ilustra en la Figura 2.3 donde se presentan resultados reportados por Flores & Pando (2008) donde se puede observar que la relación de Poisson empieza con un valor inicial cercano a 0.2 y comienza a aumentar continuamente y significativamente más allá de su valor inicial correspondiente al rango elástico.

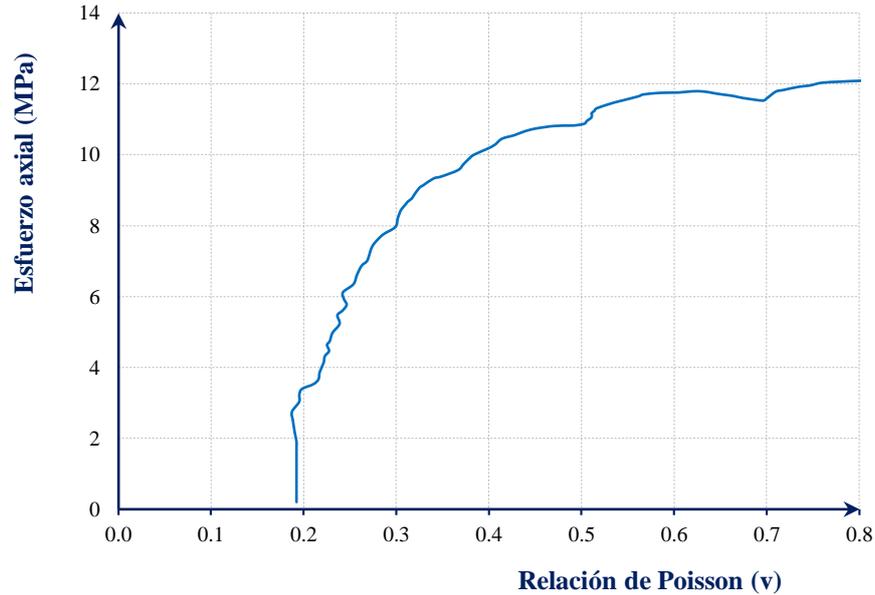


Figura 2.3. Relación de Poisson versus esfuerzo axial, bajo compresión uniaxial. (datos reportados por Flores & Pando, 2008).

Por otro lado, es aceptado generalmente que la rama de ablandamiento de la curva esfuerzo-deformación no refleja una propiedad del material, sino que representa la respuesta de la estructura formada por el espécimen junto con su sistema de carga completo (van Mier, 1984). Este argumento es sostenido por pruebas de compresión de especímenes de diferentes alturas. Los resultados de las pruebas en términos de esfuerzo y deformación son mostrados en la Figura 2.4, donde las ramas descendentes de las curvas esfuerzo-deformación no son idénticas, pero tienen pendientes decrecientes con el aumento de las alturas de los especímenes (van Mier, 1984). Sin embargo, si el desplazamiento post pico en lugar de la deformación es representado contra los esfuerzos, las curvas esfuerzo-desplazamiento son casi idénticas, independientemente de la altura de la muestra.

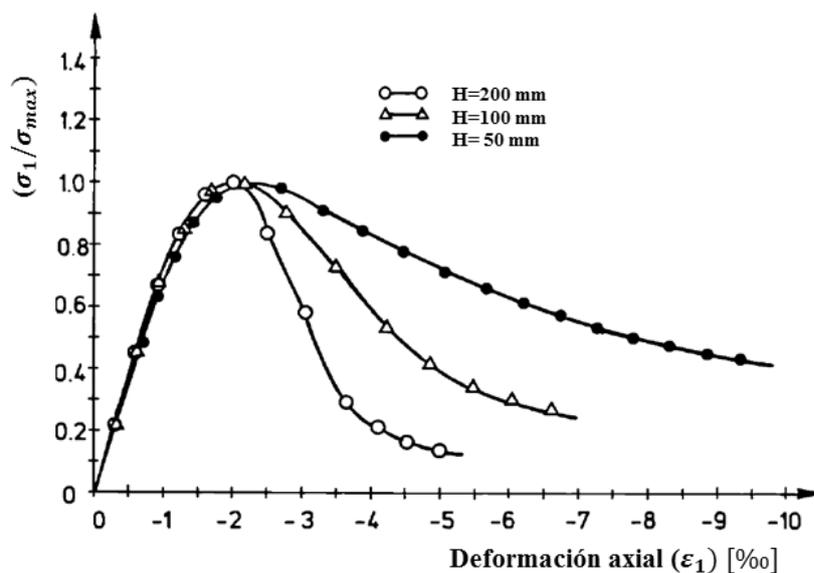


Figura 2.4. Influencia de la altura del espécimen en la curva esfuerzo-deformación uniaxial (adaptado de van Mier, 1984).

La ocurrencia de este fenómeno se debe al hecho de que la deformación post pico es localizada en una pequeña región de los especímenes. Sin embargo, cuando se calculan las deformaciones para cada espécimen, se están empleando diferentes alturas para dividir el mismo valor de desplazamiento (van Mier, 1984). Por lo tanto, esto resultará en diferentes valores de deformación. Estos valores de deformación no son reales en todos los puntos del cuerpo continuo, pero representan algunas deformaciones medias a lo largo de las alturas de los especímenes. En consecuencia, como la deformación post pico es localizada, la rama descendente de la curva esfuerzo-deformación no puede ser considerada como una propiedad del material.

2.1.2 Ensayos con confinamiento - estudios previos y observaciones

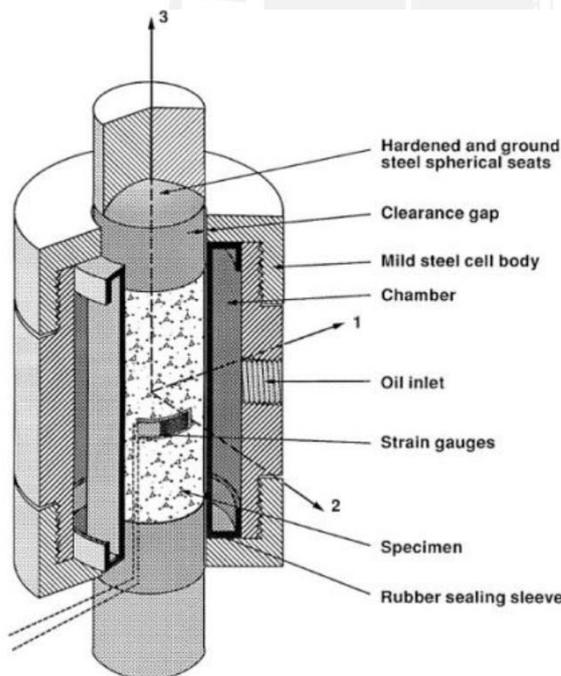
El comportamiento del concreto simple bajo confinamiento se ha llevado a cabo usando principalmente dos tipos de técnicas de confinamiento lateral, a saber, el confinamiento pasivo y el confinamiento activo. Esta tesis está enfocada en la técnica de confinamiento activo sobre elementos de concreto, en el cual el esfuerzo de confinamiento es aplicado normalmente con una celda de presión y el mismo permanece constante durante el ensayo.

El trabajo de investigación pionero sobre la aplicación de esfuerzos de confinamiento al concreto fue realizado por Richart et al. (1928 y 1929). En esta investigación, se experimentó la capacidad del concreto para resistir el esfuerzo aplicado en una dirección cuando existen esfuerzos en otras direcciones. El primer documento (Richart et al., 1928) estudió la capacidad del confinamiento activo lateral para mejorar la resistencia y ductilidad del concreto usando una celda de presión triaxial. El documento posterior (Richart et al., 1929) examinó el comportamiento de columnas de concreto confinadas pasivamente con acero de refuerzo transversal. Estos dos documentos motivaron a muchos investigadores a seguir estudiando técnicas de confinamiento para mejorar la resistencia y ductilidad del concreto.

En ensayos triaxiales con confinamiento activo, la presión de confinamiento lateral es aplicada al concreto antes de la carga. Debido a ello, el confinamiento activo puede retrasar efectivamente la dilatación del concreto. Por lo tanto, la técnica de confinamiento activo es más eficaz para aumentar la resistencia a la compresión del concreto y la deformación última que el confinamiento pasivo. La mayoría de los estudios sobre el confinamiento activo investigados fueron realizados utilizando dispositivos de pruebas triaxiales tales como la celda de presión triaxial (Richart et al., 1928; Imran & Pantazopoulou, 1996; Candappa et al., 2001). La mayoría de los estudios sobre confinamiento activo fue realizada mediante el empleo de dispositivos de ensayo triaxial. Existen principalmente dos tipos de dispositivos de ensayo triaxial usados en la literatura para aplicar el confinamiento activo al concreto. Uno es la celda de presión triaxial tal como se muestra en la Figura 2.5(a). En esta celda las presiones de confinamiento lateral aplicadas por el fluido en dos direcciones principales son iguales y permanecen constantes a lo largo de la prueba (Richart et al., 1928; Imran & Pantazopoulou, 1996; Attard & Setunge, 1996). El esfuerzo en la dirección axial es aplicado por la máquina de ensayo universal y aumenta desde cero hasta la falla o hasta un valor objetivo. El otro tipo de dispositivo es lo que se

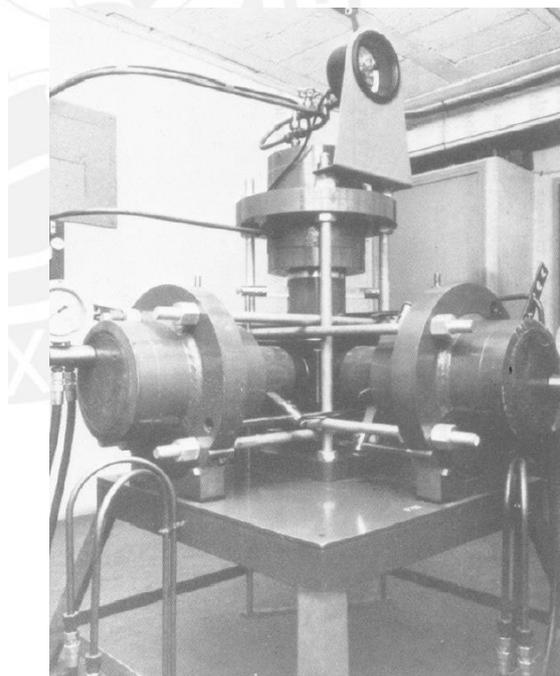
suele denominar ensayo triaxial verdadero y se muestra en la Figura 2.5(b). Este dispositivo aplica esfuerzos principales diferentes en las tres direcciones de forma independiente (Launay & Gachon, 1972; Wang et al., 1987; Lan & Guo, 1997). Este tipo de ensayo esta fuera del alcance de esta tesis ya que se modela aquí solo ensayos donde $\sigma_2 = \sigma_3$ como es el caso en la mayoría de ensayos triaxiales con presión de cámara activa.

Un comportamiento típico que experimenta el concreto en el ensayo triaxial de compresión con presión de cámara activa es mostrado en la Figura 2.6. En esta figura se puede apreciar la relación entre el esfuerzo axial σ_1 y las deformaciones tanto axiales como transversales ϵ_1 y ϵ_3 , respectivamente, para diversos valores de presión de confinamiento. Los resultados fueron obtenidos a partir de ensayos de muestras cilíndricas. Los cilindros de concreto fueron sometidos a presiones laterales constantes $\sigma_2 = \sigma_3$. En esta figura se aprecia que la presión de confinamiento afecta significativamente el comportamiento de esfuerzo axial versus deformación medido para las distintas muestras. Los números que se muestran al lado de cada curva de esfuerzo deformación corresponden al confinamiento activo aplicado por el dispositivo triaxial. Se puede observar que la deformación axial requerida para llegar a la falla (definida como el valor máximo o pico) aumenta con el aumento de la presión de confinamiento. Por ejemplo, para el caso de compresión uniaxial, sin confinamiento, la deformación axial en la falla en la Figura 2.6 es alrededor de 0.3% mientras que las deformaciones axiales para el ensayo con confinamiento de 8 MPa es cercano al 1%. Es decir, la ductilidad del concreto simple aumenta con el aumento del confinamiento.



(foto tomada de Imran & Pantazopoulou, 1996)

a) Cámara triaxial de presión de celda activa



(foto tomada de Launay & Gachon, 1972).

b) Máquina triaxial verdadera

Figura 2.5 Tipos principales de dispositivos triaxiales

Los modos de falla observados durante las pruebas revelan que los especímenes de concreto sometidos a bajos niveles de confinamiento lateral experimentan un agrietamiento

similar al observado en ensayos uniaxiales (comportamiento de ablandamiento por deformación). Sin embargo, la acción de restricción proporcionada por el sistema de confinamiento retarda el inicio de este proceso de ablandamiento y la degradación asociada de la resistencia a la compresión axial, haciendo que el patrón y proceso de fallo sea menos frágil, y más gradual, que en el caso no confinado (Imran & Pantazopoulou, 1996). Cuando el confinamiento lateral alcanza un valor crítico, la llamada “zona de ablandamiento” desaparece y la relación esfuerzo-deformación aumenta hasta la deformación última.

Otra observación que muestran los experimentos en la Figura 2.6 es que el valor máximo del esfuerzo axial aumenta a medida que se incrementa la presión de confinamiento. Por ejemplo, la resistencia uniaxial para el espécimen no confinado es de aproximadamente 60 MPa, pero aumenta enormemente a medida que aumenta el confinamiento lateral (cerca de 115 MPa para el ensayo con confinamiento de 12 MPa). Este comportamiento del concreto es similar al observado en diversos materiales geotécnicos que son clasificados como materiales dependientes de la presión efectiva de confinamiento.

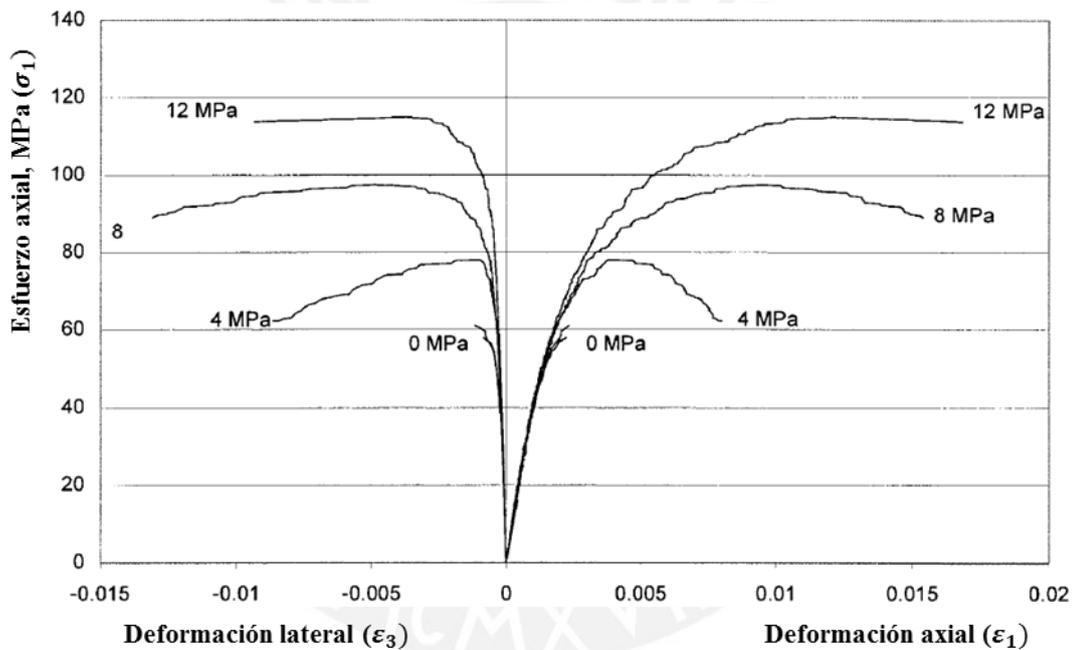


Figura 2.6. Curva esfuerzo-deformación de ensayos triaxiales bajo diferentes niveles de confinamiento para $f'_c = 60 \text{ MPa}$ (adaptado de Candappa et al., 2001).

La mayoría de los ensayos triaxiales de compresión de concreto simple reportados en la literatura, como por ejemplo los de Candappa et al. (2001) mostrados en la Figura 2.6, muestran que la rigidez tangencial inicial del concreto a diferencia de la resistencia y la ductilidad es poco sensible al confinamiento. Es decir, no sufre cambios importantes en relación con la rigidez medida en ensayos uniaxiales sin confinamiento. Por lo tanto, la mayoría de las referencias experimentales y numéricas asumen que la elasticidad del concreto no depende de la presión de confinamiento. Este concepto ha sido considerado en muchos modelos constitutivos que describen el comportamiento triaxial del concreto, tales como: LS-DYNA Concrete Model 159, Total Strain Crack Models (TNO Diana), Concrete Damaged Plasticity Model (Abaqus) y otros. La formulación de estos conceptos en los

modelos numéricos mencionados ha sido reportada por Johnson (2006), Murray et al. (2007), entre otros.

Un criterio de falla usado clásicamente para caracterizar la propiedad de resistencia del concreto bajo confinamiento activo es el criterio de falla de Mohr-Coulomb, que todavía es utilizado ampliamente debido a su simplicidad y relativa exactitud (Candappa et al., 2001). Generalmente es expresado por la Ecuación 2.1.

$$\frac{\sigma_{1p}}{f'_c} = 1 + k \frac{\sigma_3}{f'_c} \quad (2.1)$$

Donde σ_{1p} denota el esfuerzo axial pico; σ_3 denota la presión de confinamiento ($\sigma_3 > 0$); f'_c denota la resistencia del concreto bajo compresión uniaxial ($f'_c > 0$); k es una constante de ajuste que solo puede ser encontrada usando ensayos triaxiales ($k = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$), donde ϕ representa el ángulo de fricción interna del concreto en la falla. A continuación, se reporta los valores de k obtenidos a través de la literatura con base en trabajos experimentales publicados.

Richart et al. (1928) llevaron a cabo un estudio pionero sobre el comportamiento del concreto bajo compresión triaxial con presiones de confinamiento que varían entre 7% y 650% de la resistencia del concreto bajo compresión uniaxial. Ellos concluyeron que la presencia de una presión de confinamiento lateral aumentó la resistencia del concreto en una cantidad de 4.1 veces dicha presión de confinamiento ($k = 4.1$ y $\phi = 37.4^\circ$). Cabe resaltar que este valor promedio de “ k ” comúnmente empleado en la ingeniería práctica (Chen et al., 2010) fue el resultado de la aplicación de esfuerzos de confinamiento alto, medio y bajo. Por otro lado, se observó que, bajo diferentes cantidades de presiones de confinamiento, la deformación axial varió entre 0.5% y 7%, mejorando notablemente la ductilidad del concreto.

Posteriormente, con el estudio del comportamiento del concreto bajo niveles de confinamiento específicos, se reportaron valores más representativos de este parámetro de ajuste (k). Para niveles de confinamiento bajo ($\frac{\sigma_3}{f'_c} < 0.2$), a partir de los ensayos experimentales de Dahl (1992), Xie et al. (1995), Attard & Setunge (1996) y Candappa et al. (2001), el valor de $k = 5.3$ ($\phi = 43^\circ$) predice mejor los valores de esfuerzo pico observados. Por lo tanto, para bajos niveles de confinamiento este valor es más adecuado que el valor tradicional de $k = 4.1$. Sin embargo, este valor incrementado de “ k ” no puede extenderse a niveles más altos de confinamiento.

A partir de ensayos de compresión triaxial bajo niveles de confinamiento medio ($0.2 < \frac{\sigma_3}{f'_c} < 0.5$), Chen (1982), Imran & Pantazopoulou (1996), Montoya (2000), Lu (2005) y Lu & Hsu (2006) reportaron el valor de “ k ” igual a 4.1 (similar a Richart et al., 1928) adoptando el valor de $\phi = 37^\circ$ para el ángulo de fricción. Este es el valor más empleado en la práctica; asimismo, programas de elementos finitos como el Vector 2 asumen

este valor de ángulo de fricción interna para el concreto, de acuerdo con lo descrito por Montoya et al. (2001) y Johnson (2006).

Dahl (1992) encontró que incluso el valor de $k = 4.1$ comenzó a sobreestimar los esfuerzos picos una vez que el nivel de confinamiento excedió 0.5 ($\frac{\sigma_3}{f'_c} > 0.5$). Además, para altos niveles de confinamiento (hasta $\frac{\sigma_3}{f'_c} = 1.0$), Ansari & Li (1998) hallaron que el valor de mejor ajuste de k era tan bajo como 2.6 ($\phi = 26.4^\circ$).

Con la finalidad de apreciar la variación del parámetro de ajuste k para distintos niveles de confinamiento, en la Figura 2.7 se muestra una relación entre la resistencia del concreto en la falla versus la presión de confinamiento, en la cual cada eje es normalizado por la resistencia uniaxial del concreto f'_c . La data experimental fue obtenida a partir de las pruebas de compresión triaxial realizadas por Candappa et al. (2001), Sfer et al. (2002), Tan (2005) y Lu (2005). En esta gráfica se aprecia claramente que la Ecuación lineal 2.1 puede ser aproximada para rangos de confinamiento específicos (confinamiento bajo, medio y alto) de manera conveniente, ya que la relación no es lineal tal como lo refleja la línea de tendencia.

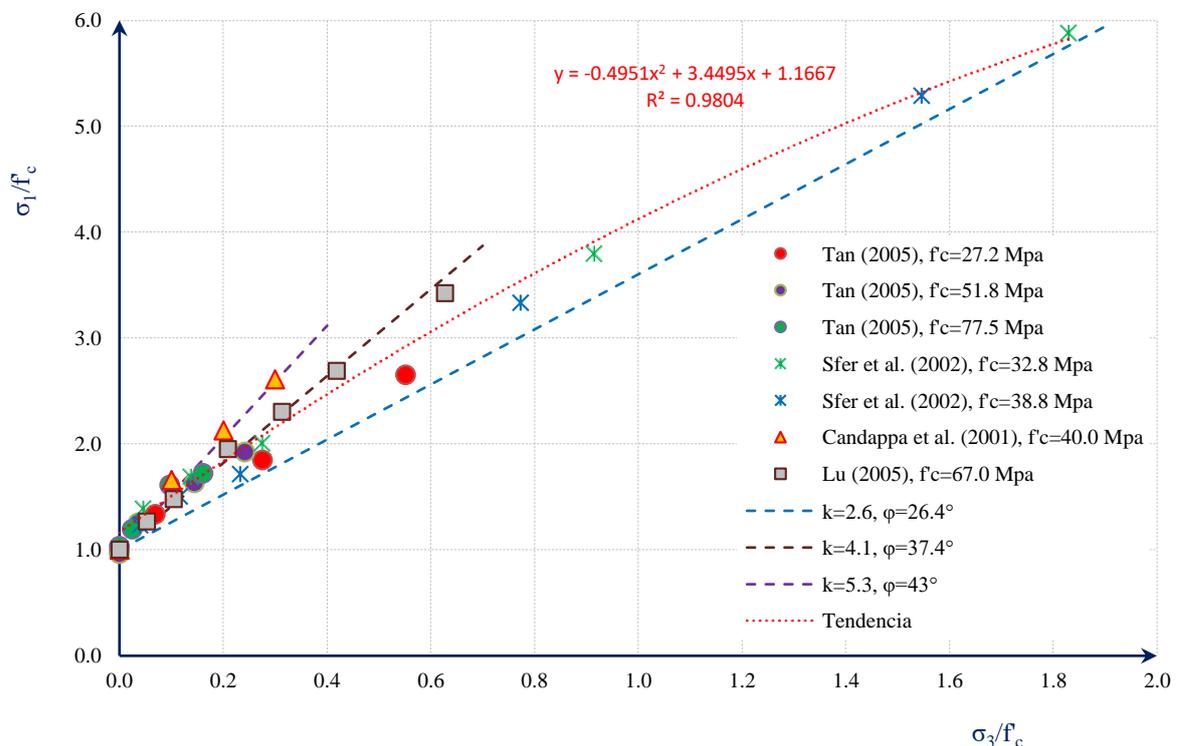


Figura 2.7. Resistencia del concreto en la falla normalizado versus la presión de confinamiento normalizado por f'_c .

Otro factor experimental que influye en el comportamiento del concreto simple bajo carga axial es la velocidad de carga o velocidad de deformación. Este factor tiene una gran influencia en la resistencia del concreto no solo en compresión simple y triaxial sino también en tracción. Esta característica se suele asociar a materiales viscoelásticos. Varios estudios experimentales han reportado que la resistencia del concreto es incrementada con el aumento de la velocidad de deformación para distintas presiones de confinamiento (Takeda et al.,

1974; Yamaguchi et al., 1989; Xiaoping et al., 1989; Gran et al., 1989; Bischoff & Perry, 1991; Ju & Wu, 1993; Malvar & Ross, 1998; Fujikake et al., 2000; Yan, 2006; Häußler-Combe & Kitzig, 2009; Chen et al., 2010; Hasan et al., 2010). Esto se ilustra en la Figura 2.8, en la cual se muestra los resultados reportados por Chen et al. (2010). En esta figura se aprecia que, para esfuerzos de confinamiento de 0, 2, 4, 8 MPa la resistencia del concreto en compresión aumenta con el aumento de la velocidad de deformación axial ejercida en los ensayos (entre 1E-3%/s a 1%/s).

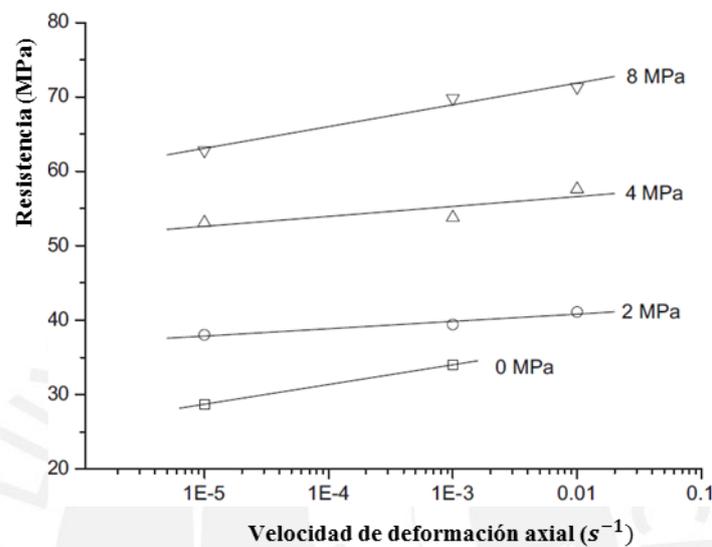


Figura 2.8. Relación entre la resistencia del concreto y la velocidad de deformación bajo diferentes presiones de confinamiento (adaptado de Chen et al., 2010).

2.1.3 Resumen

En resumen, el concreto simple (sin refuerzo) es un material cuyo comportamiento es sensible al valor del esfuerzo de confinamiento aplicado. Principalmente se observa que tiene mayor resistencia y ductilidad a medida que aumenta el confinamiento durante un ensayo triaxial de compresión. Asimismo, sufre una expansión volumétrica significativa después del punto de esfuerzo crítico, y también una cantidad significativa de deformación irre recuperable durante la descarga. En general, la curva de esfuerzo-deformación experimenta un proceso elástico-plástico-endurecimiento-ablandamiento bajo una carga de compresión monótonica.

El concreto simple bajo compresión uniaxial exhibe características de variación de deformación bajo diferentes condiciones y niveles de carga. La respuesta esfuerzo-deformación uniaxial es esencialmente elástico lineal hasta aproximadamente el 30~40% de la resistencia del concreto bajo condiciones de compresión no confinada. Por encima de este nivel de esfuerzos, la no linealidad en la respuesta es obtenida. Un incremento en la no linealidad es evidenciado aproximadamente en el rango de esfuerzos del 75% al 90% de la resistencia a compresión simple del concreto. A partir de ese punto en adelante la pendiente de la curva esfuerzo-deformación decrece bruscamente hasta que el pico de resistencia máxima del concreto es alcanzado. Más allá del pico de resistencia, el concreto exhibe un

ablandamiento por deformación caracterizado por la parte descendente de la curva esfuerzo-deformación.

En ensayos triaxiales de compresión, con el aumento de la presión de confinamiento, la resistencia axial del concreto aumenta notablemente. Al mismo tiempo con el aumento de la presión de confinamiento, el valor de la deformación pico axial se incrementa enormemente. Bajo presiones de confinamiento laterales comparativamente más altas existe una transición del comportamiento frágil al comportamiento dúctil.

Debido a la restricción lateral que ejerce la presión de confinamiento, se necesitará más carga axial para alcanzar una cierta deformación longitudinal. Por lo tanto, la parte ascendente inicial de la curva esfuerzo-deformación bajo una presión de confinamiento más alta es bastante más pronunciada que la que está bajo presión de confinamiento inferior.

2.2 Estudios numéricos del comportamiento del concreto

La caracterización del comportamiento del concreto ha sido objeto de investigación activa durante mucho tiempo. Para este fin se han desarrollado varios métodos de análisis numérico. Uno de estos métodos es el análisis de elementos finitos, el cual ha sido aplicado a problemas en el campo de las estructuras de concreto por más de 50 años (Pettersen, 2014). Por otro lado, el importante desarrollo computacional producido en los últimos años permite la simulación numérica de situaciones cada vez más complejas (Aráoz & Luccioni, 2010). Para estos fines, existe la posibilidad de utilizar códigos de elementos finitos capaces de describir el comportamiento no lineal de materiales en general través de la modelización constitutiva. Asimismo, es fundamental en el uso de estos programas, la correcta elección y calibración del modelo constitutivo del material con el fin de obtener resultados válidos (Brinkgreve, 2013a; Brinkgreve, 2013b; Brinkgreve & Engin, 2013).

Asimismo, el uso creciente del concreto como material estructural primario en la construcción de estructuras complejas tales como reactores, represas, estructuras costa afuera, etc., requiere el empleo de sofisticados modelos numéricos para una predicción precisa de la respuesta del material frente a una variedad de situaciones de carga (Babu et al., 2005). Para este fin, en la literatura existe una gran variedad de modelos constitutivos concebidos para predecir el comportamiento esfuerzo-deformación del concreto (Babu et al., 2005; Cánovas, 2012). Estas relaciones constitutivas están basadas principalmente en la elasticidad no lineal, la plasticidad espacio esfuerzo, la plasticidad espacio deformación, la teoría endocrónica, la teoría del daño continuo, etc. (Babu et al., 2005; Cánovas, 2012). Estos modelos numéricos presentan ventajas y desventajas intrínsecas dependientes en gran medida de su aplicación particular.

La teoría de la plasticidad espacio esfuerzo ha sido utilizada para modelar la relación constitutiva del concreto durante unas cuatro décadas (Babu et al., 2005). En la plasticidad clásica, el esfuerzo es tratado como una cantidad básica, y la deformación como una función del esfuerzo (Wolf, 2008). Con una gran cantidad de datos experimentales disponibles, la teoría de plasticidad ha estado en una posición dominante (Rodríguez & Linero, 2012). Con base en los postulados de Drucker, la plasticidad ha sido utilizada con éxito en metales y otros materiales, incluyendo el concreto (Wolf, 2008; Chen, 2015).

Por otro lado, de acuerdo con ensayos experimentales existentes en la literatura (Figuras 2.6 y 2.12) y las conclusiones derivadas a partir de ellas, puede ser asumido que el rango elástico del concreto no depende de la presión de confinamiento (Vermeer & De Borst, 1984). Este concepto ha sido considerado en muchos modelos constitutivos que describen el comportamiento triaxial del concreto tales como: LS-DYNA Concrete Model 159, “Total Strain Crack Model” (TNO Diana), Concrete Damaged Plasticity Model (Abaqus) y otros. La formulación de estos conceptos en los modelos numéricos mencionados ha sido reportada por Vermeer & De Borst (1984), Johnson (2006), Murray et al. (2007) y otros. Una muestra de este concepto puede ser apreciado en las Figuras 2.9 y 2.11.

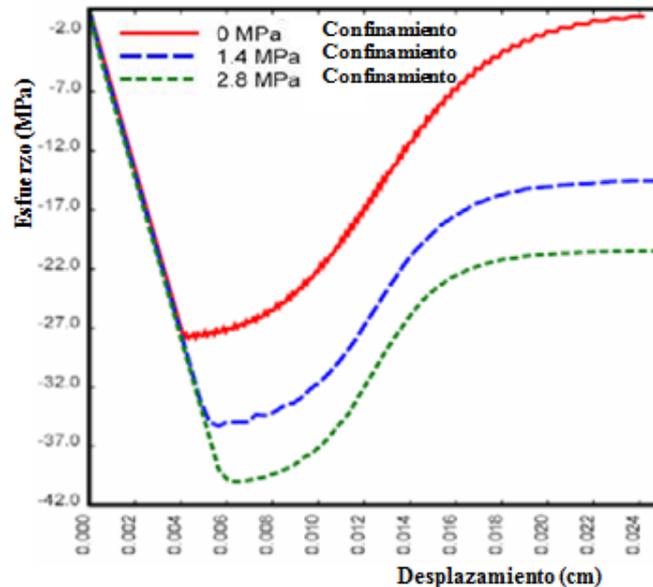


Figura 2.9. Incremento de la resistencia y ductilidad con la presión de confinamiento en simulaciones de compresión triaxial de concreto (adaptado de Murray et al., 2007).

En la literatura existen dos tipos de formulaciones de modelos constitutivos basados en la plasticidad: la plasticidad sin endurecimiento y la plasticidad con endurecimiento. Los modelos basados en la plasticidad sin endurecimiento son muy útiles para problemas de falla, como cargas límite y cargas residuales, ya que estos pueden ser calculados con bastante precisión. Por otro lado, la plasticidad perfecta es menos adecuada para el estudio del desarrollo de desplazamientos bajo cargas de trabajo, porque este tipo de modelos implica una sobreestimación considerable del rango elástico (Vermeer & De Borst, 1984). Para esta aplicación, los modelos basados en la plasticidad con endurecimiento son mucho más adecuados (Vermeer & De Borst, 1984; Puebla, 1999; Babu et al., 2005).

Desde un punto de vista teórico, la teoría de la plasticidad con endurecimiento no es muy diferente de la teoría de la plasticidad perfecta. Una vez más, las deformaciones se dividen en dos contribuciones aditivas, el componente de deformación elástico y el componente de deformación plástico (Vermeer & De Borst, 1984; Puebla, 1999; Babu et al., 2005). El componente elástico ocurre para todos los cambios de esfuerzos y el componente plástico puede ocurrir cuando los esfuerzos satisfacen las condiciones de fluencia $f = 0$, tal como se muestra en la Figura 2.10.

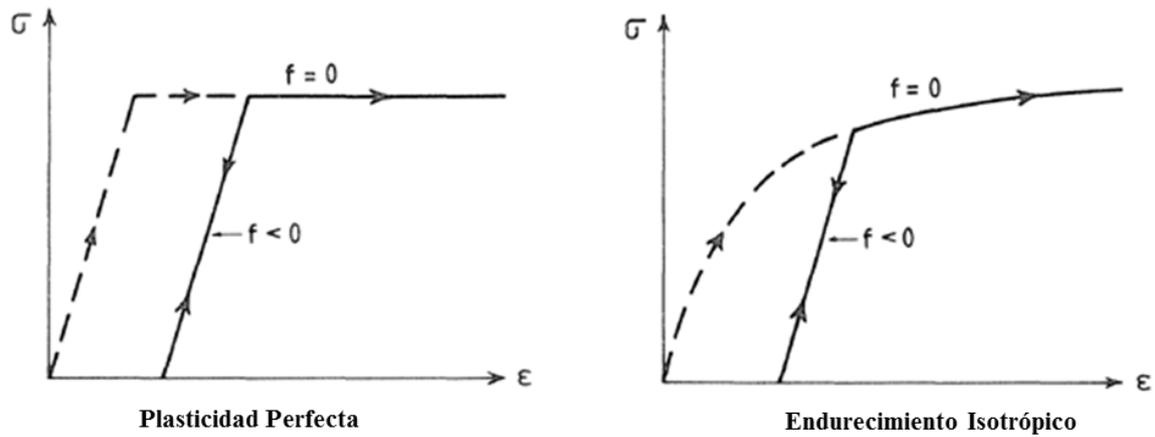


Figura 2.10. Para el endurecimiento isotrópico, el rango elástico se expande con el aumento de la deformación plástica (adaptado de Vermeer & De Borst, 1984).

El endurecimiento en la plasticidad puede ser formulado mediante dos conceptos: el endurecimiento de la fricción y el endurecimiento de la cohesión, tal como se representa en la Figura 2.11. Matemáticamente, hay una pequeña diferencia entre las formulaciones de endurecimiento de la fricción y el endurecimiento de la cohesión. Para el endurecimiento por fricción diferentes ensayos de compresión triaxial tienen el mismo rango elástico. Por otro lado, este rango crece con el esfuerzo de confinamiento radial (σ_3) en el caso del endurecimiento por cohesión, tal como se muestra en la Figura 2.11. Con base en el comportamiento del concreto en ensayos de compresión triaxial (por ejemplo, Figuras 2.6 y 2.12), Vermeer & De Borst (1984) indican que el comportamiento del concreto es ajustado de mejor manera mediante el endurecimiento de la fricción que mediante el endurecimiento de la cohesión.

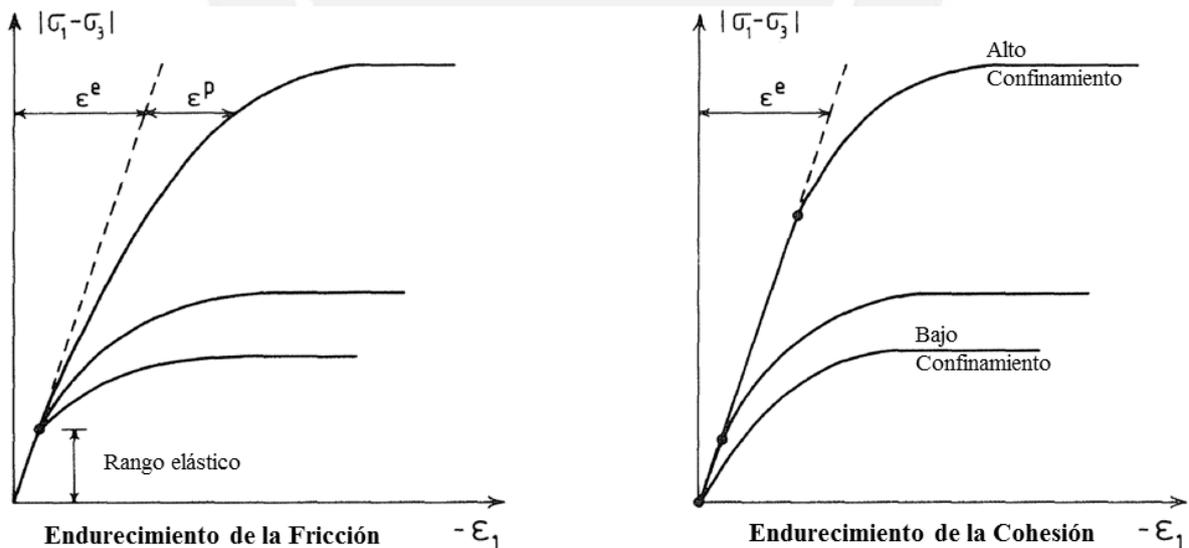


Figura 2.11. El endurecimiento de la fricción difiere del endurecimiento de la cohesión en el tamaño del rango elástico (adaptado de Vermeer & De Borst, 1984).

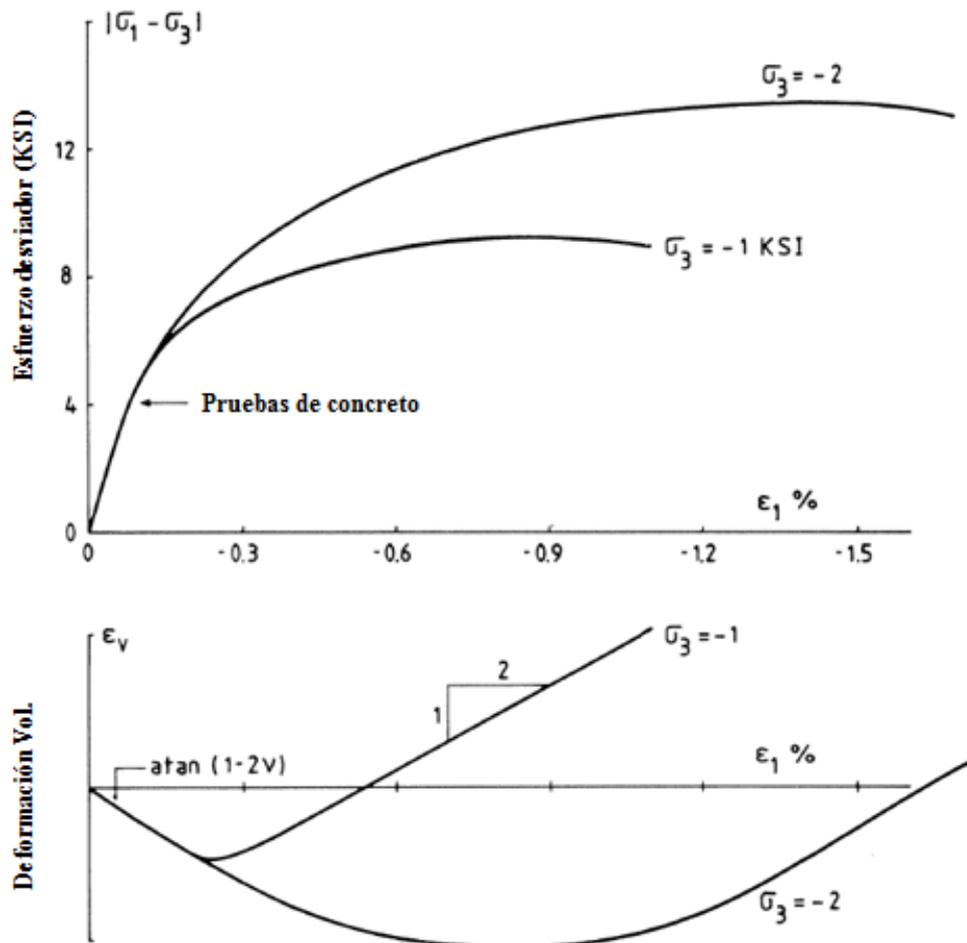


Figura 2.12. Resultados de ensayos triaxiales para un concreto de alta resistencia (adaptado de Green & Swanson, 1973).

Inspirado en la idea expuesta anteriormente, en este estudio ha sido demostrado la aplicabilidad del modelo constitutivo UBCSAND como una herramienta poderosa para modelar y predecir el comportamiento mecánico del concreto en condiciones de compresión simple y confinada. Este modelo basado en plasticidad está implementado en el programa de elementos finitos TNO Diana. Cabe destacar que el modelo UBCSAND formulado por Puebla et al. (1997) es empleado en la literatura para modelar el fenómeno de licuefacción de arenas saturadas. Las principales características de la formulación del modelo UBCSAND que pueden ser adaptadas para predecir el comportamiento del concreto en ensayos de compresión simple y confinada serán descritas a continuación.

El endurecimiento de la fricción es fácilmente adaptable al modelo UBCSAND, ya que este modelo considera el comportamiento elástico y plástico de manera separada gracias a las funciones de fluencia existentes en su formulación matemática. Por otro lado, obtener el mismo rango elástico en el concreto bajo compresión triaxial puede ser logrado haciendo que el componente de deformación elástica del material no dependa del nivel de la presión existente en ella. Por último, el endurecimiento de la fricción es desarrollado por defecto en este modelo mediante el endurecimiento monótonico de la superficie de fluencia de corte, el cual es conseguido mediante la movilización del ángulo de fricción desde su posición inicial ϕ_0 hasta la falla ϕ_f (para más detalles ver el capítulo 4).

Con la finalidad de verificar la bondad del modelo UBCSAND mediante un análisis comparativo entre este modelo y sus similares concebidos para predecir el comportamiento del concreto, fue realizado un reporte sobre los modelos de concreto implementados en el programa TNO Diana. Se describió las principales características de dichas relaciones constitutivas. Para este fin se ha utilizado esencialmente los estudios que han sido realizados empleando los modelos de concreto del programa TNO Diana, la documentación de los modelos (TNO Diana BV., 2014a), así como las referencias tomadas en su implementación.

El programa TNO Diana tiene disponible varios modelos constitutivos con el fin de modelar el comportamiento mecánico del concreto sometido a esfuerzos de tracción y compresión. De acuerdo con lo apreciado en la Figura 2.13, los modelos constitutivos son: “Total Strain Based Crack Model” (modela el comportamiento en tracción y compresión), “Multi-Directional Fixed Crack Model” (modela el comportamiento en tracción), Mohr-Coulomb and Drucker-Prager (modela el comportamiento en compresión), “Crack and Plasticity” (modela el comportamiento en tracción y compresión), “Rankine Principal Stress” (modela el comportamiento en tracción y compresión), “Modified Maekawa” y “Maekawa Cracked Concrete” (modela el comportamiento en tracción y compresión). Por otro lado, el modelo “Rankine Hill Anisotropy”, formulado por Lourenco (1996), no ha sido empleado en este trabajo debido a que la aplicación de este modelo constitutivo es esencialmente para el material de albañilería.

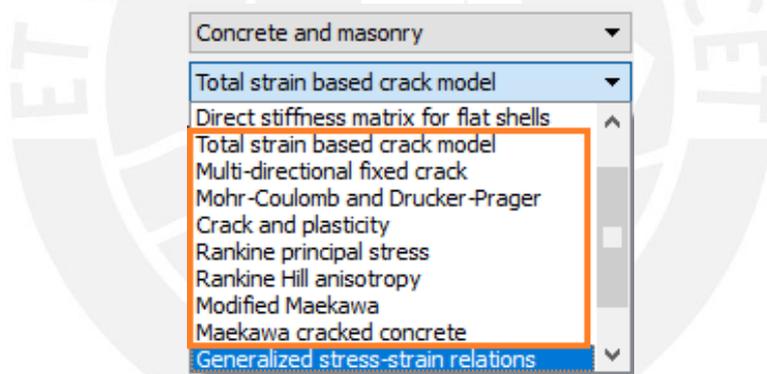


Figura 2.13. Modelos numéricos disponibles para el concreto (adaptado de TNO Diana BV., 2014a).

En las siguientes líneas se ha realizado una descripción de cada uno de los modelos constitutivos nombrados, enfatizando sus principales características, bondades y limitaciones para hacer frente al análisis numérico del comportamiento del concreto en el ensayo de compresión triaxial.

El modelo constitutivo “Total Strain Crack Model”, basado en deformación total, describe la respuesta del concreto sometido tanto a esfuerzos de tracción (con agrietamiento) como de compresión (incluyendo compresión confinada). Dicho modelo está basado en los lineamientos de la base teórica “Modified Compression Field Theory” descritos por Vecchio & Collins (1986) y su extensión tridimensional realizada por Selby & Vecchio (1993). Tres tipos de modelos de agrietamiento están disponibles incluyendo: 1) modelo de grieta fija (las relaciones constitutivas son evaluadas en un sistema de coordenadas que es fijado al agrietamiento), 2) modelo de grieta giratoria (las relaciones constitutivas son evaluadas en

las direcciones principales del vector de deformación) y 3) modelo no ortogonal (a diferencia de los dos anteriores, las direcciones de grieta no son asumidas a ser ortogonales).

Los modelos disponibles predefinidos con fines de análisis numérico del comportamiento del concreto en compresión, que pueden ser usados con los modelos “Total Strain Crack Model”, se muestran en la Figura 5.3. Además, el comportamiento del concreto en compresión uniaxial puede ser modelado mediante la elección de un modelo adecuado, tales como Thorenfeldt, Parabólico o Maekawa, mostrados en las Figuras 5.3(c), 5.3(g) y 5.3(i), respectivamente. En adición, el modelo de Thorenfeldt en Diana puede ser mejorado añadiendo un aumento en la resistencia a la compresión debido al confinamiento lateral, tal como lo propone Selby & Vecchio (1993) o una reducción debido al agrietamiento lateral, como lo plantea Vecchio & Collins (1993). Otro aspecto importante que puede ser apreciado en el modelo numérico “Total Strain Crack Model” es que contiene relaciones constitutivas para modelar el comportamiento del concreto sometido a esfuerzos de tracción tal como puede verse en la Figura 5.2. La degradación de rigidez de tracción y compresión resultante del daño interno del concreto son contabilizados por separado en las curvas de carga-descarga-recarga como se muestra en la Figura 5.1.

El modelo “Multi-Directional Fixed Crack” puede ser empleado en el modelamiento numérico del comportamiento del concreto en tracción (con agrietamiento) mediante el empleo de modelos contenidos en su implementación. Por otro lado, para el modelamiento del comportamiento en compresión este modelo emplea una relación elástico lineal. Además, el modelo “Multi-Directional Fixed Crack” solo tiene una superficie de fluencia sin endurecimiento, el cual está representado por su resistencia en compresión uniaxial f'_c tal como se reporta en Burguers (2006) y se describe en TNO Diana BV. (2014a).

Los modelos Mohr-Coulomb y Drucker-Prager pueden ser empleados en el modelamiento numérico del comportamiento del concreto en compresión (también en compresión confinada) mediante el empleo de parámetros plásticos: ángulo de fricción ϕ , ángulo de dilatancia ψ y cohesión c . Sin embargo, estos modelos no predicen el fenómeno de endurecimiento por deformación y sobreestiman el rango elástico del concreto (Torres, 2012; TNO Diana BV., 2014a).

En el programa TNO Diana es común combinar el modelo “Multi-Directional Fixed Crack” para modelar el comportamiento del concreto en tracción con un modelo de plasticidad, como Mohr-Coulomb o Drucker-Prager, para modelar el comportamiento en compresión (Johnson, 2006; Shirai, 2006; Burguers, 2006; Menin et al., 2009; Li & Kulkarni, 2009; Deaton, 2013; TNO Diana BV., 2014a). El resultado de esta combinación de modelos de tracción y compresión recibe el nombre de “Crack and Plasticity” (TNO Diana BV., 2014a). Cabe resaltar que los modelos que forman parte de este modelo compuesto han sido descritos anteriormente.

El modelo “Rankine Principal Stress” combina un modelo “Multi-Directional Fixed Crack” para tracción con un modelo de plasticidad para compresión (TNO Diana BV., 2014a). El modelo “Rankine Principal Stress” puede ser otra alternativa para especificar dos modelos separados. Este tiene tres modelos especiales de plasticidad de concreto que pueden

manejar tanto la tracción como la compresión: 1) Rankine; 2) Rankine/Von Mises; y 3) Rankine/Drucker-Prager. En cada caso, el criterio de Rankine limita el esfuerzo de tracción y los dos últimos casos, ya sea el criterio de Von Mises o Drucker-Prager es aplicable en la región de compresión (Beedholm, 2012).

En TNO Diana existen dos implementaciones del modelo de concreto de Maekawa, el “Modified Maekawa” y “Maekawa Cracked Concrete”. En líneas generales, ambos modelos presentan similares características en cuanto a la asignación de parámetros elásticos, parámetros plásticos en compresión y tracción. En lo concerniente al modelamiento numérico en tracción, ambos modelos constitutivos “Modified Maekawa” y “Maekawa Cracked Concrete” tienen disponibles los mismos modelos de tracción implementados en el modelo “Total Strain Crack Model” en Diana (Lignola, 2006; Ameen & Szymanski, 2006). Cabe resaltar que estos modelos no tienen un criterio de falla en su formulación; por lo tanto no es posible predecir el comportamiento del concreto bajo compresión confinada.

En resumen, se aprecia que los modelos “Multi-Directional Fixed Crack Model”, Mohr-Coulomb and Drucker-Prager, “Crack and Plasticity” y “Rankine Principal Stress” presentan relaciones constitutivas que suponen un comportamiento elástico lineal en compresión. En estos modelos la elasticidad lineal es considerada hasta la superficie de fluencia, sin considerar el fenómeno de endurecimiento por deformación. Por ende, sobreestiman el rango elástico del comportamiento esfuerzo-deformación del concreto sometido a esfuerzos de compresión uniaxial. Asimismo, es importante mencionar que dichos modelos no describen el comportamiento de ablandamiento por deformación (post pico) que se desarrolla en el concreto después de alcanzar su resistencia máxima f'_c .

Por lo tanto, con base en las características de los modelos numéricos discutidos previamente, se concluye que el modelo más apropiado para hacer frente al análisis numérico del comportamiento del concreto en los ensayos de compresión simple y confinado es el modelo “Total Strain Crack Model”. Este modelo constitutivo contiene a los modelos Thorenfeldt, Parabólico y Maekawa. Dichos modelos describen el comportamiento del concreto en compresión uniaxial, tales como el endurecimiento por deformación hasta ser alcanzado la resistencia máxima y el ablandamiento por deformación originado a partir de la falla del concreto. Además, el modelo de Thorenfeldt puede ser empleado para predecir el comportamiento del concreto bajo confinamiento lateral a través del criterio de falla “Hsieh-Ting-Chen” presente en su implementación (Montoya, 2000; Deaton, 2013). En la Tabla 2.1 se presenta una comparación de las principales características y limitaciones de los modelos numéricos mencionados.

Tabla 2.1 Comparación de las bondades de los modelos numéricos de concreto disponibles en el programa TNO Diana

Características de los modelos numéricos de concreto implementados en Diana						
	Modelo: Total Strain Crack	Modelo: Multi-Directional Fixed Crack	Modelo: Mohr-Coulomb and Drucker-Prager	Modelo: Crack and Plasticity	Modelo: Rankine Principal Stress	Modelos de Maekawa en Diana
Comportamiento en compresión simple (pre pico)	Endurecimiento por deformación: Thorenfeldt, Parabólico y Maekawa	Elástico lineal hasta la falla	Elástico lineal hasta la falla	Elástico lineal hasta la falla	Elástico lineal hasta la falla	Endurecimiento por deformación: Maekawa
Comportamiento en compresión simple (post pico)	Ablandamiento por deformación: Thorenfeldt, Parabólico y Maekawa	Plástico perfecto	Plástico perfecto	Plástico perfecto	Plástico perfecto	Ablandamiento por deformación: Maekawa
Criterio de falla para compresión confinada	Thorenfeldt: Hsieh-Ting-Chen	No tiene	Mohr-Coulomb y Drucker-Prager	Mohr-Coulomb y Drucker-Prager	Von Mises y Drucker-Prager	No tiene
Modelos de tracción con ablandamiento	Sí	Sí	No	Sí	Sí	Sí

CAPÍTULO 3

Descripción de la Campaña Experimental

Resumen

En este capítulo se presentan las características del comportamiento mecánico de cuatro probetas de concreto sometidas a ensayos de compresión uniaxial reportados por Flores & Pando (2008). Asimismo, se describen las dimensiones de las probetas, la velocidad de la aplicación de la carga. Posteriormente, se reportan propiedades mecánicas como la rigidez, deformación volumétrica, resistencia a compresión, y otras. Este estudio reporta ensayos de compresión uniaxial ya que son la base para la calibración de los modelos numéricos que se describen en los Capítulos 4 y 5. En la fase final de este capítulo se presenta una descripción de los ensayos triaxiales de compresión que han sido empleados para evaluar la bondad de las distintas predicciones que se presentan en el Capítulo 6.

3.1 Ensayos de compresión uniaxial de Flores & Pando (2008)

3.1.1 Descripción general

La data experimental empleada en la fase inicial de este trabajo proviene del ensayo de compresión uniaxial de 4 especímenes de concreto realizada por Flores & Pando (2008). Las características de las probetas de concreto y del ensayo experimental son descritas a continuación:

- Dimensiones de las probetas cilíndricas de concreto: diámetro de 5 cm y altura de 10 cm.
- El cemento usado fue Portland tipo I.
- Tamaño máximo del agregado grueso del concreto es de 0.95 cm.
- Diseño del concreto con resistencia a la compresión a los 28 días igual a $f'_c=20.7$ MPa.
- Los ensayos fueron llevados a cabo bajo condiciones de desplazamiento controlado, a una velocidad de desplazamiento de 0.025 centímetros por minuto.

3.1.2 Resultados y discusión

En la Figura 3.1, se presenta cuatro curvas esfuerzo-deformación (deformaciones axiales y radiales) para ensayos de compresión no confinada. Se aprecia que las características mecánicas de los especímenes de concreto en estudio presentan significativas diferencias. Estas diferencias son dadas en términos de resistencia a la compresión uniaxial f'_c , deformación radial y deformación axial. Esta variabilidad es debido a la disposición de los materiales que componen la estructura del concreto, así como también la preparación de dichas muestras.

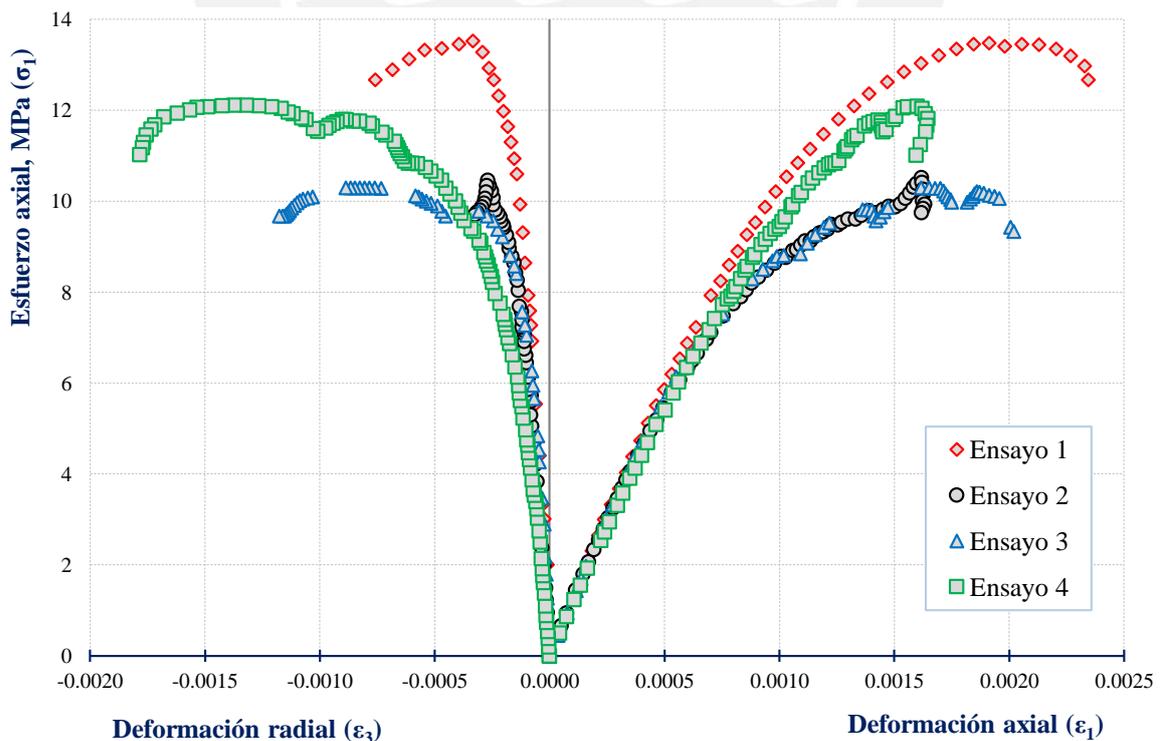


Figura 3.1. Curvas esfuerzo-deformación (axial y radial) de probetas de concreto bajo condiciones de compresión no confinada (adaptado de Flores & Pando, 2008).

En las Figuras 3.2 y 3.3, se muestra el comportamiento del concreto en términos de deformación volumétrica unitaria-deformación axial y deformación volumétrica unitaria-esfuerzo axial respectivamente. Se aprecia que las deformaciones volumétricas unitarias de las probetas de concreto ensayadas presentan significativas diferencias. Asimismo, se verifica que el cambio de volumen es casi lineal hasta el punto de esfuerzo crítico (punto en el cual corresponde a la deformación volumétrica mínima) en cada uno de los ensayos realizados (0.75 a 0.90 de la resistencia del concreto a compresión). A partir del punto de esfuerzo crítico la dirección del cambio de volumen se invierte, dando lugar a una expansión volumétrica.

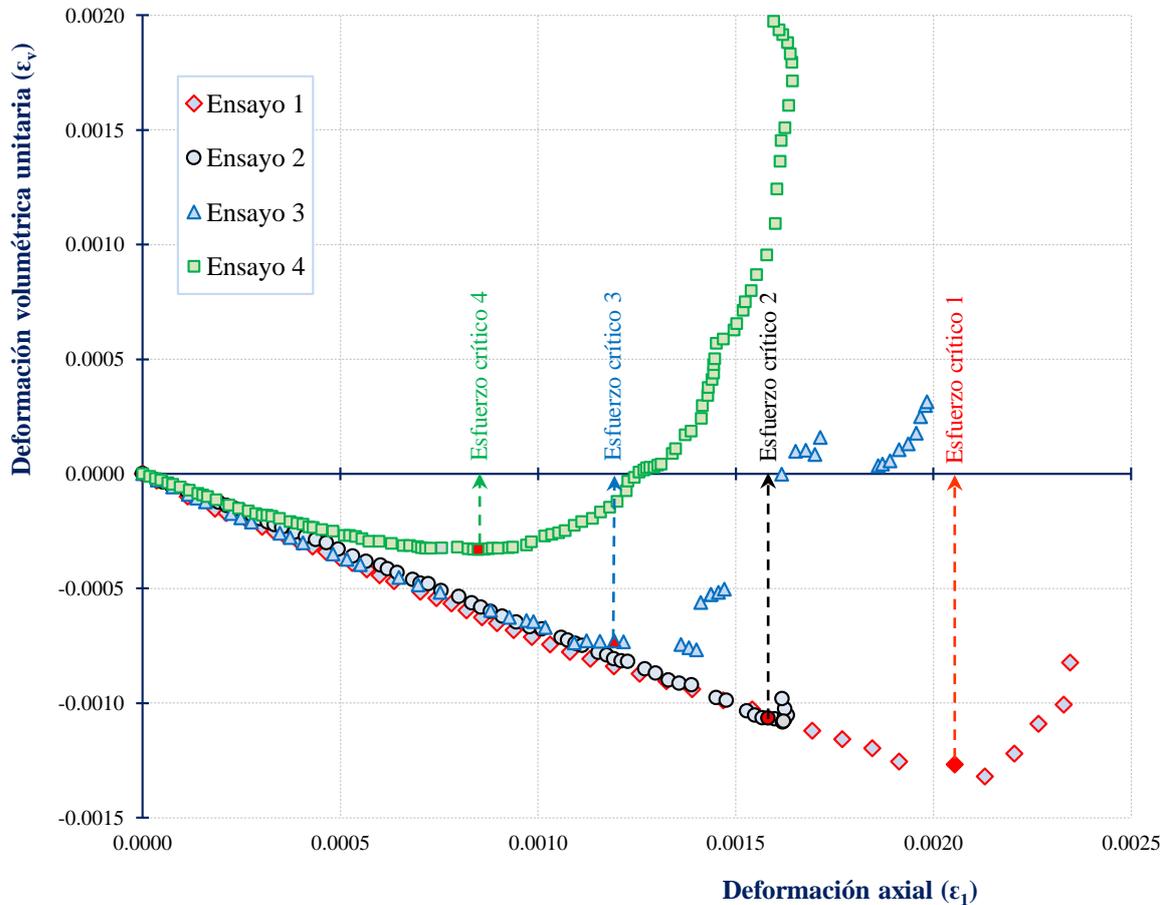


Figura 3.2. Curvas deformación volumétrica unitaria-deformación axial de probetas de concreto bajo condiciones de compresión no confinada.

Por otro lado, también puede ser apreciado que las muestras de concreto sometidas a compresión uniaxial creciente muestran que su relación de Poisson aparente comienza a aumentar continuamente y significativamente más allá de su valor elástico bien establecido. El incremento de la relación de Poisson es dado a partir del punto de esfuerzo crítico, tal como se presenta en las Figuras 3.4, 3.5, 3.6 y 3.7. Asimismo, puede ser apreciado que la expansión volumétrica del concreto en compresión uniaxial está directamente asociada con la relación de Poisson, la cual puede incluso llegar a tener valores mayores a $\nu > 0.5$, tal como lo reporta Nilsen-Nygaard (2015).

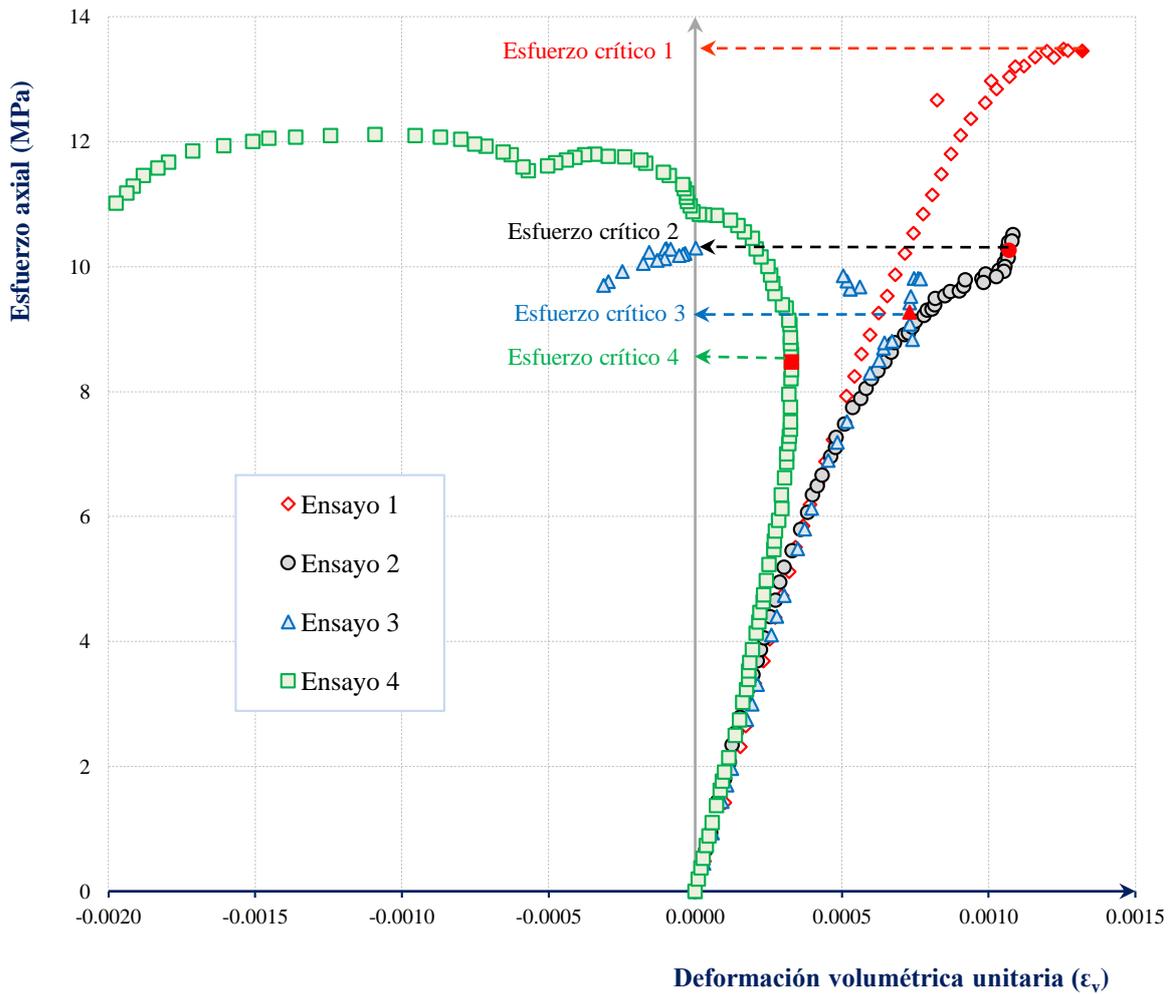


Figura 3.3. Curvas deformación volumétrica unitaria versus esfuerzo axial de probetas de concreto bajo condiciones de compresión no confinada.

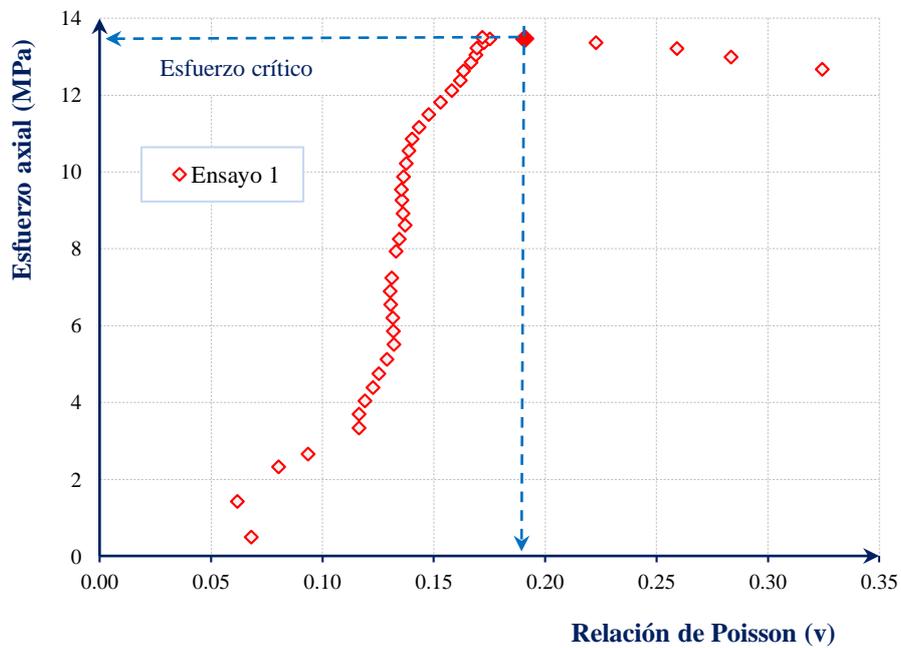


Figura 3.4. Relación de Poisson versus esfuerzo axial, bajo compresión uniaxial (ensayo 1).

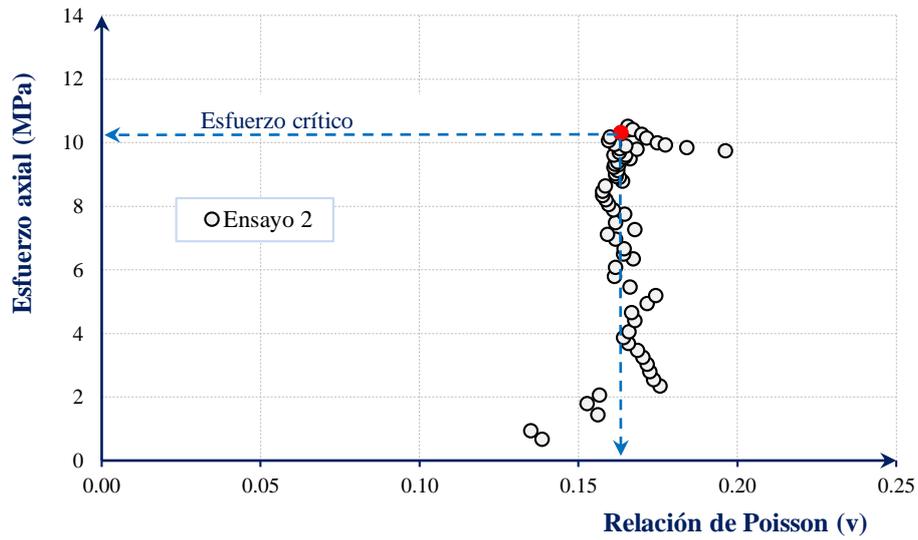


Figura 3.5. Relación de Poisson versus esfuerzo axial, bajo compresión uniaxial (ensayo 2).

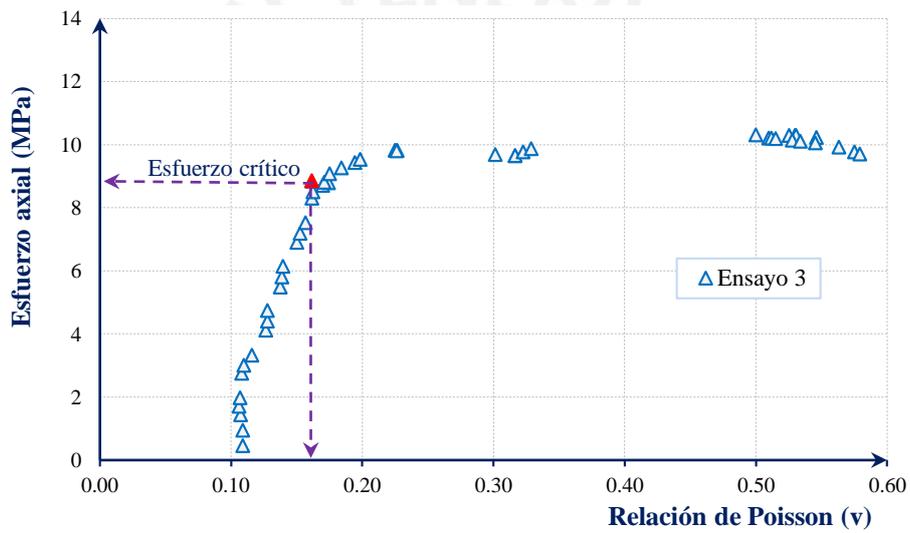


Figura 3.6. Relación de Poisson versus esfuerzo axial, bajo compresión uniaxial (ensayo 3).

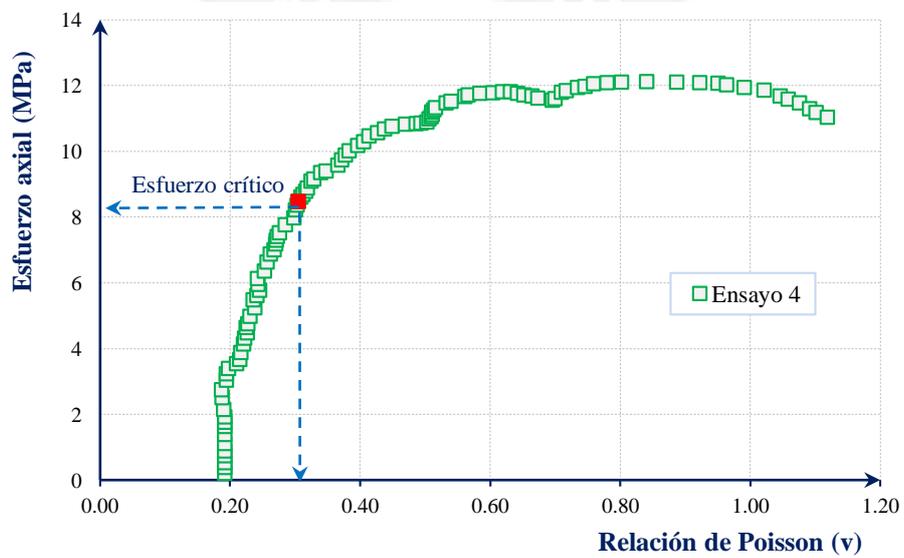


Figura 3.7. Relación de Poisson versus esfuerzo axial, bajo compresión uniaxial (ensayo 4).

Con la finalidad de caracterizar adecuadamente el concreto en estudio, se ha determinado las principales propiedades mecánicas del concreto asociadas a cada uno de los cuatro ensayos expuestos previamente. Los valores de los parámetros tales como la resistencia a compresión simple f'_c , la deformación axial en la resistencia pico ε_{1p} , la deformación radial en la resistencia pico ε_{3p} , el módulo de elasticidad tangente inicial E_t , el módulo de elasticidad secante E_{sec} , la relación de Poisson secante ν , la relación de Poisson promedio ν_{prom} (calculado hasta el esfuerzo crítico) y la relación de Poisson tangente inicial ν_i son mostradas en la Tabla 3.1.

La resistencia a la compresión uniaxial f'_c para los cuatro ensayos y sus deformaciones axiales y radiales asociadas (ε_{1p} y ε_{3p}) han sido determinadas directamente de la curva esfuerzo-deformación experimental. El módulo de elasticidad del concreto simple puede tomar distintas definiciones, los cuales son el módulo tangente inicial, el módulo tangente en un punto determinado de la curva y el módulo secante entre dos puntos de la misma. La norma ASTM C-469 especifica la manera de calcular el módulo secante a partir de los ensayos de compresión en probetas estándar de concreto, cuya ecuación es mostrada a continuación.

$$E_{sec} = \frac{0.4\sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{(0.00005)}}{\varepsilon_{0.4\sigma_{m\acute{a}x}} - 0.00005} \quad (3.1)$$

Donde:

E_{sec} : módulo de elasticidad secante del concreto.

$\sigma_{m\acute{a}x}$: esfuerzo de rotura (f'_c).

$\sigma_{(0.00005)}$: esfuerzo conforme a una deformación unitaria de 0.00005.

$\varepsilon_{0.4\sigma_{m\acute{a}x}}$: deformación conforme al 40% del esfuerzo de rotura ($0.4f'_c$).

Con base en la Tabla 3.1 puede ser apreciado que el módulo de elasticidad tangente inicial es 10% mayor que el secante, lo cual concuerda con lo descrito por Ottazzi (2011). Además, se aprecia que la rigidez axial de las probetas de concreto ensayadas son casi similares en magnitud (Figura 3.1 y Tabla 3.1).

Respecto a la relación de Poisson secante (ν), el método de obtención es similar al cálculo del módulo de elasticidad secante. Por otro lado, la relación de Poisson promedio (ν_{prom}) ha sido determinada para cada uno de los ensayos realizados como el promedio de cada una de las curvas mostradas en las Figuras 3.3, 3.4, 3.5 y 3.6, tomados en el rango desde la deformación cero hasta la deformación asociada al esfuerzo crítico. También se ha determinado la relación de Poisson tangente inicial (ν_i) para cada uno de los ensayos. Los valores de la relación de Poisson secante, tangente inicial y promedio para los cuatro ensayos son mostrados en la Tabla 3.1. Finalmente, es apreciado que la relación de Poisson secante ν y la relación de Poisson promedio ν_{prom} son similares en magnitud. Por último, se presenta el promedio de los valores de cada uno de los parámetros calculados con la finalidad

de obtener valores representativos del grupo de especímenes ensayados. Las cantidades son mostradas en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Características mecánicas de las probetas ensayadas bajo esfuerzos de compresión simple

Características mecánicas de concreto en compresión uniaxial								
Ensayo	Resistencia uniaxial del concreto	Def. axial unitaria asociada a f'_c	Def. radial unitaria asociada a f'_c	Módulo de elasticidad tangente inicial	Módulo de elasticidad secante	Poisson secante	Poisson prom. (hasta el esfuerzo crítico)	Poisson tangente inicial
	f'_c (Mpa)	ε_{1p} (%)	ε_{3p} (%)	Et (MPa)	Esec (MPa)	ν	ν_{prom}	ν_i
1	13.50	0.197	0.0393	12820	11719	0.137	0.138	0.065
2	9.94	0.159	0.0265	12690	11365	0.169	0.164	0.143
3	10.30	0.188	0.0973	12500	11758	0.129	0.136	0.108
4	12.10	0.162	0.1566	11660	10947	0.232	0.231	0.192
Prom.	11.46	0.177	0.0799	12418	11447	0.167	0.167	0.127

3.1.3 Resumen y conclusiones

Debido al uso extensivo del concreto, los datos experimentales son abundantes. Sin embargo, las revisiones de los datos de las pruebas muestran que el comportamiento del concreto puede ser inconsistente (Wolf, 2008). Las inconsistencias se deben probablemente al hecho de que el concreto es un material constituido por varios materiales (Piotrowska, 2013). Por ejemplo, algo tan fundamental como la resistencia a la compresión del concreto f'_c es bastante diferente entre los especímenes de la misma mezcla de concreto, tal como se ha descrito en este capítulo. Además, el comportamiento del concreto es muy complejo, cambiando drásticamente con diferentes configuraciones e historias de carga. La combinación de la inconsistencia y la complejidad hacen que sea extremadamente difícil de modelar con precisión su comportamiento. Sin embargo, dado que el uso del concreto es generalizado y extenso, los intentos de modelar este material son necesarios. La inconsistencia y complejidad del material deben ser tenidas en cuenta al definir cualquier modelo. Por lo tanto, el objetivo de este último debe ser capturar las tendencias generales observadas experimentalmente mas no en los detalles específicos observados en una prueba en particular (Wolf, 2008).

Se aprecia que la expansión volumétrica del concreto en compresión uniaxial está directamente relacionada con la relación de Poisson, lo cual se verifica con el ensayo 4, el cual presenta el mayor valor de este parámetro y al mismo tiempo tiene mayor comportamiento dilatante. Las rigideces axiales de cada una de las probetas de concreto presentan similares características en magnitud a bajos niveles de deformación axial.

Para suponer que el material de concreto se comporta como un continuo, el tamaño del elemento considerado (probeta) debe ser más grande que 3~5 veces el tamaño máximo del agregado grueso en el material, tal como recomienda Van Mier (1998). El diámetro de las probetas cilíndricas de concreto ensayadas son de 5cm y el tamaño máximo del agregado grueso del concreto es de 0.95cm. Por lo tanto, con base en esta característica es válido suponer que el concreto en estudio en términos macroscópicos es un medio continuo.

Los ensayos de compresión no confinada empleadas en esta investigación fueron llevados a cabo bajo condiciones de desplazamiento controlado, a una velocidad de desplazamiento de 0.025 centímetros por minuto. De acuerdo con Mander et al. (1988); Candappa et al. (2001); Sfer et al. (2002); Lu & Hsu (2006); Chen et al. (2010); Vu et al. (2011) y Vu et al. (2013); la aplicación de dicha carga corresponde a una tasa de deformación monótonica cuasiestática. Por lo tanto, la influencia de la velocidad de deformación en la resistencia del concreto no ha sido considerada en el análisis numérico realizado en los capítulos posteriores.

3.2 Ensayos triaxiales de compresión de Flores & Pando (2008)

Las predicciones numéricas que se presentan en el Capítulo 6 de esta tesis fueron realizadas sin conocimiento de los resultados de los ensayos triaxiales de compresión reportados por Flores & Pando (2008). Es decir, las predicciones fueron realizadas sin conocimiento previo de los resultados triaxiales. La Figura 3.8 muestra los resultados experimentales reportados por Flores & Pando (2008) para el mismo concreto simple ensayado bajo condición uniaxial pero para confinamientos activos variando entre 3.4 y 27.6 MPa (500 y 4000 psi).

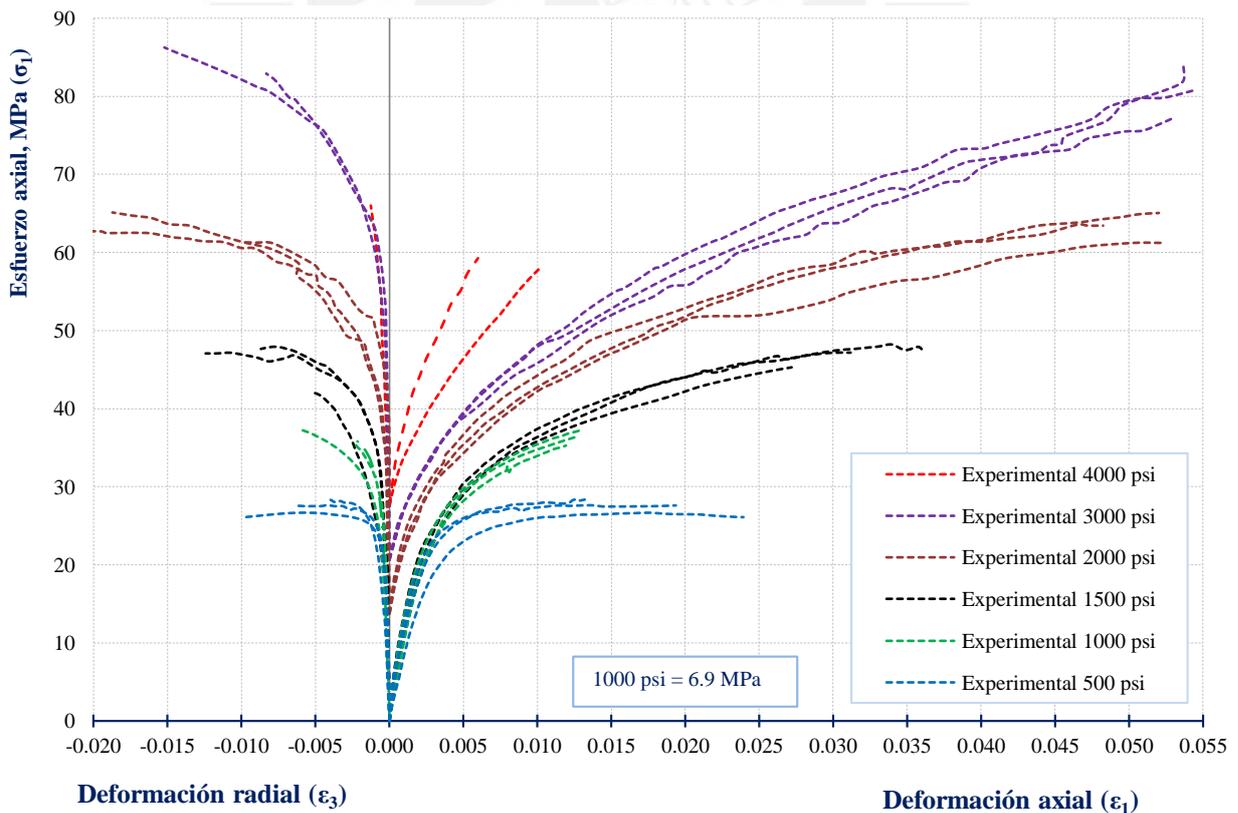


Figura 3.8. Gráfica resumen de los ensayos triaxiales reportados por Flores & Pando (2008).

CAPÍTULO 4

Modelo Constitutivo UBCSAND

Resumen

En este capítulo se presentan las características más importantes del modelo constitutivo UBCSAND implementado en el programa de elementos finitos TNO Diana. En la primera sección se resume la formulación de la respuesta elástica y después la respuesta plástica es discutida en términos de funciones de fluencia, reglas de flujo y mecanismos de endurecimiento. En la segunda parte, se realiza una descripción del cálculo de los parámetros de entrada a partir de la data experimental del ensayo de compresión uniaxial. Finalmente, se concluye que los parámetros del modelo en su totalidad pueden ser obtenidos directamente a partir de pruebas de compresión uniaxial, lo cual es muy ventajoso para fines de predicción del comportamiento del concreto bajo compresión confinada.

4.1 Introducción

El UBCSAND es un modelo basado en plasticidad. El modelo predice básicamente el comportamiento esfuerzo deformación de corte de suelos tanto granulares como cohesivos empleando la relación hiperbólica de Duncan-Chang y estima la respuesta volumétrica asociada usando una regla de flujo, que es una función de la relación de esfuerzos presente. El modelo UBCSAND ha sido desarrollado en la Universidad de Columbia Británica por el profesor P. M. Byrne. La formulación del modelo UBCSAND puede ser apreciado en diversas investigaciones realizadas por Puebla et al. (1997), Beaty & Byrne (1998), Puebla (1999), Naesgaard et al. (2009); quienes han realizado significantes contribuciones al modelo.

En el presente estudio se ha empleado la extensión del modelo original bidimensional UBCSAND a una formulación completamente tridimensional para un esquema de tiempo de integración implícito, el cual es llamado modelo UBCSAND modificado. La implementación del modelo UBCSAND modificado ha sido realizada por Rahman & Schreppers (2014) en el código de elementos finitos comercial TNO Diana BV. (2012). En las siguientes secciones se discutirá brevemente la formulación del modelo incluyendo las extensiones con base en el trabajo de Rahman & Schreppers (2014) y la documentación del modelo TNO Diana BV. (2014a).

4.2 Formulación

En esta sección primero se resume la formulación de la respuesta elástica y después la respuesta plástica es discutida en términos de funciones de fluencia, reglas de flujo y mecanismos de endurecimiento.

4.2.1 Respuesta Elástica

La respuesta elástica está gobernada por el modelo de elasticidad no lineal descrito por Puebla (1999). Es asumido un módulo volumétrico dependiente de la presión:

$$K^e = K_B^e P_{ref} \left(\frac{p}{P_{ref}} \right)^{me} \quad (4.1)$$

Donde P_{ref} es la presión de referencia (asumida como la presión atmosférica), K^e es el módulo volumétrico elástico dependiente de la presión, K_B^e es el número del módulo volumétrico de referencia (el módulo volumétrico de referencia dividido por la presión de referencia), p es la presión presente, y me es el exponente utilizado en la ley de potencia. La relación de Poisson se mantiene constante, lo cual implica un módulo de corte elástico G^e dependiente de la presión:

$$G^e = \frac{3K^e(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)} \quad (4.2)$$

4.2.2 Funciones de fluencia

Las funciones de fluencia del modelo UBCSAND modificado define tres superficies de fluencia: una superficie de falla de corte similar a Mohr-Coulomb, una capa esférica como superficie de falla de compresión, y una superficie de falla de tracción (“Tension cut-off Surface”). La superficie de falla de corte es una aproximación de la bien conocida superficie de falla de Mohr-Coulomb, donde los bordes puntiagudos son reemplazados por una superficie continua, tal como se menciona en Rahman & Schreppers (2014). Las superficies de falla de corte y de compresión son definidas por las funciones f_1 y f_2 , respectivamente, en el espacio $p - q$.

$$f_1 = \frac{q}{R_1(\theta)} - \frac{6 \sin(\phi)}{3 - \sin(\phi)} (p + \Delta p) = 0 \quad (4.3)$$

$$f_2 = (p + \Delta p)^2 + \alpha \left(\frac{q}{R_2(\theta)} \right)^2 - p_c^2 = 0 \quad (4.4)$$

En la que ϕ es el ángulo de fricción en compresión triaxial, $\Delta p = \frac{c_0}{\tan \phi}$ es una constante que modela el comportamiento cohesivo del material con cohesión inicial c_0 , y p_c es la presión de preconsolidación. Estas cualidades se presentan en la Figura 4.1. La función de fluencia de corte f_1 puede ser ajustada sobre la superficie de fluencia estándar de Mohr-Coulomb en el plano desviador mediante las funciones $R_1(\theta)$ y $R_2(\theta)$, donde θ es el ángulo de Lode, tal como se menciona en Rahman & Schreppers (2014). Para más detalles ver Groen (1995). La superficie de falla de tracción es definida mediante la función f_3 :

$$f_3 = p + p_t = 0 \quad (4.5)$$

Donde p_t es el esfuerzo de falla de tracción.

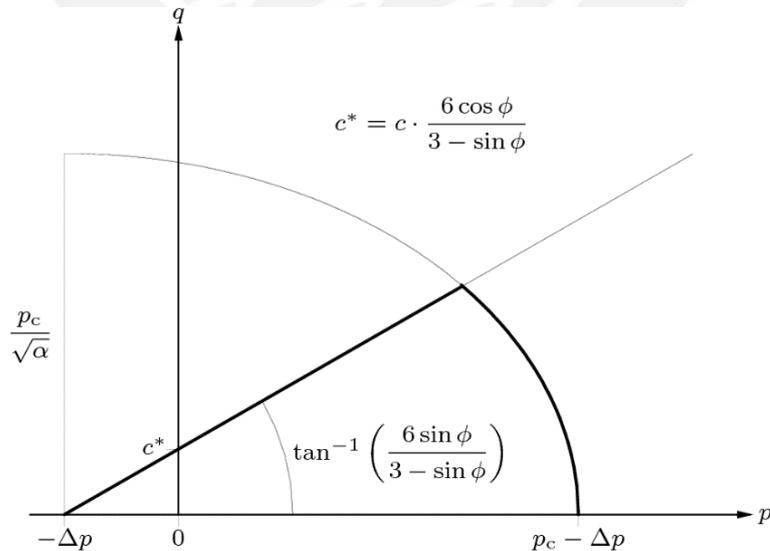


Figura 4.1. Superficies de fluencia de corte y compresión en el espacio $p - q$ para $\theta = \frac{\pi}{6}$ (tomado de Rahman & Schreppers, 2014).

4.2.3 Regla de Flujo

La dirección de la proporción de deformación plástica es determinada mediante las superficies de potencial plástico, tal como se menciona en la documentación TNO Diana BV. (2014a). En caso del modelo UBCSAND modificado las siguientes dos superficies son aplicadas:

$$g_1 = q - \frac{6 \sin(\psi)}{3 - \sin(\psi)}(p + \Delta p) = 0 \quad (4.6)$$

$$g_2 = (p + \Delta p)^2 + \alpha_g q^2 - p_c^2 = 0 \quad (4.7)$$

El ángulo de dilatancia ψ es relacionado con el ángulo de fricción ϕ mediante una regla basada en energía (similar a la teoría de esfuerzo dilatancia de Rowe) de acuerdo con lo presentado por Puebla (1999).

$$\sin(\psi) = \sin(\phi) - \sin(\phi_{cv}) \quad (4.8)$$

Donde $\sin(\phi_{cv})$ es el seno del ángulo de fricción a volumen constante, el cual se da en el punto donde ocurre la transformación de fase del comportamiento contractivo al comportamiento dilatante.

Para la superficie de falla de tracción se asume una regla de flujo asociativo.

4.2.4 Mecanismo de Endurecimiento Monotónico

Para la superficie de falla de corte se asume una relación hiperbólica entre el ángulo de fricción movilizado, $\sin(\phi_m)$ y la deformación de corte plástica equivalente, tal como se expone en Puebla (1999).

$$\Delta \sin(\phi) = G_s^p \Delta k_1 \quad (4.9)$$

Donde $\Delta \sin(\phi)$ es el ángulo de fricción incremental y Δk_1 es la deformación plástica de corte incremental equivalente y G_s^p es el módulo de corte plástico tangente normalizado que se define como:

$$G_s^p = K_G^p \left(\frac{p}{P_{ref}} \right)^{np-1} \left(1 - \frac{\sin(\phi)}{\sin(\phi_f)} R_f \right)^2 \quad (4.10)$$

Donde K_G^p es el número del módulo de corte plástico, p es la presión presente, P_{ref} es la presión de referencia, np es el exponente del módulo de corte plástico, ϕ es el ángulo de fricción presente, ϕ_f es el ángulo de fricción última en la falla, y R_f es la relación de falla. El ángulo de fricción presente ϕ también puede ser identificado como la relación de esfuerzos presente η , donde:

$$\eta = \sin(\phi) = \frac{q}{p} \quad (4.11)$$

La deformación plástica de corte incremental equivalente Δk_1 es definida como:

$$\Delta k_1 = |\Delta \epsilon_1^p - \Delta \epsilon_3^p| \quad (4.12)$$

Donde $\Delta \epsilon_1^p$ y $\Delta \epsilon_3^p$ son las deformaciones plásticas incrementales principales mayor y menor relacionadas con la superficie de falla de corte.

Para el endurecimiento de la superficie de falla de compresión, la presión de preconsolidación está dada como una función de un parámetro interno k_2 como:

$$p_c = p_c(k_2) \quad (4.13)$$

Con el parámetro interno k_2 definido como:

$$\Delta k_2 = -\Delta \epsilon_v^p \quad (4.14)$$

La evolución está gobernada por la siguiente ley exponencial:

$$p_c = p_{c0} \exp\left(\frac{1+e}{\gamma} \Delta k_2\right) \quad (4.15)$$

En que p_{c0} es la presión de preconsolidación inicial, y γ es el factor de saturación que puede ser considerado como un parámetro del material. Para la superficie de falla de tracción no se asume endurecimiento.

4.3 Parámetros del modelo

El modelo constitutivo presentado en las secciones anteriores requiere la determinación de varios parámetros de entrada para la caracterización elastoplástica del concreto. Estos parámetros están relacionados con la respuesta elástica del material, la respuesta cortante inicial del concreto, la respuesta plástica de corte, la respuesta plástica de compresión y el comportamiento cohesivo. El método principal de obtención de los parámetros es mediante el ajuste de las curvas experimentales a partir de ensayos de compresión no confinada llevados a cabo sobre probetas de concreto. La determinación de los parámetros asociados a la respuesta elástica será discutida primero.

4.3.1 Parámetros asociados a la respuesta elástica

Para las etapas de carga inicial, el modelo UBCSAND tiene un comportamiento elástico dentro de la superficie de fluencia de corte. Según Puebla (1999), este hecho de acuerdo con su formulación es logrado hasta deformaciones unitarias de corte del orden de $\gamma = 10^{-4}$.

4.3.1.1 Presión de referencia P_{ref}

El parámetro P_{ref} especifica la presión de referencia (valor que normaliza el módulo volumétrico elástico). En la literatura, la presión de referencia es comúnmente tomada como la presión atmosférica ($P_{ref} = 100 \text{ kPa}$). Este valor ha sido empleado por diversos investigadores como Puebla (1999), Tsegaye (2010), Jalili et al. (2012), Petalas & Galavi

(2012) y (2013), Ju & Vassalos (2015), Borowiec & Stanuszek (2016), entre otros. En el presente trabajo de investigación el valor de la presión de referencia ha sido tomado como $P_{ref} = 100 \text{ kPa}$.

4.3.1.2 La relación de Poisson del concreto

La relación de Poisson ν del concreto es definida como la relación de la deformación transversal y la deformación axial bajo compresión uniaxial (Lu, 2005). La expresión matemática para determinar este parámetro es mostrada en la siguiente ecuación.

$$\nu = -\frac{\varepsilon_{trans}}{\varepsilon_{long}} \quad (4.16)$$

Debido a que el rango elástico del concreto en el modelo UBCSAND es del orden de $\gamma = 10^{-4}$ (Puebla, 1999), la relación de Poisson calculada con la ecuación 4.16 es similar al valor de la relación de Poisson tangente inicial mostrada en la Tabla 3.1.

4.3.1.3 Cálculo del módulo de elasticidad de concreto

Con el fin de caracterizar el comportamiento mecánico del material, el módulo de elasticidad del concreto debe ser determinado de manera similar a la relación de Poisson en el rango de deformaciones de corte que no superen el valor de $\gamma = 10^{-4}$. Por lo tanto, debe ser calculado el módulo de elasticidad tangente inicial, el cual es obtenido directamente para cada uno de los ensayos a partir de la curva esfuerzo-deformación mostrada en la Figura 3.1, empleando la ecuación 4.17.

$$E = \frac{\sigma_{axial}}{\varepsilon_{axial}} \quad (4.17)$$

4.3.1.4 Cálculo de los números: módulo volumétrico y módulo de corte elástico

De acuerdo con lo discutido en el capítulo 2, es sabido que el comportamiento elástico del concreto es poco sensible al nivel de esfuerzos presente en dicho material. Por lo tanto, a partir de la formulación de la elasticidad del modelo UBCSAND expresada en las ecuaciones 4.1 y 4.2, se puede asumir que los parámetros que describen un comportamiento elástico dependiente de la presión de confinamiento (exponentes elásticos) son nulos, $m_e = n_e = 0$. Finalmente, las ecuaciones que modelan el comportamiento elástico lineal del concreto quedan expresadas por las ecuaciones 4.18 y 4.19.

$$K^e = K_B^e P_{ref} \quad (4.18)$$

$$G^e = K_G^e P_{ref} \quad (4.19)$$

A partir de la obtención previa de los pares elásticos E y ν , se puede determinar el módulo volumétrico elástico K^e y el módulo de corte elástico G^e , aplicando las ecuaciones 4.20 y 4.21.

$$K^e = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (4.20)$$

$$G^e = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4.21)$$

Por otro lado, en este trabajo es asumido el valor de la presión de referencia que normaliza el módulo volumétrico $P_{ref} = 100 \text{ kPa}$, en contraste con lo descrito en la sección anterior de este capítulo. Finalmente, el número del módulo volumétrico elástico K_B^e y el número del módulo de corte elástico K_G^e quedan determinados por las ecuaciones 4.22 y 4.23.

$$K_B^e = \frac{K^e}{P_{ref}} \quad (4.22)$$

$$K_G^e = \frac{G^e}{P_{ref}} \quad (4.23)$$

4.3.2 Parámetro asociado a la respuesta inicial del concreto

El ángulo de fricción inicial es nulo $\phi_0 = 0$ en caso de ensayos de probetas de concreto sometidos a compresión no confinada y compresión bajo confinamiento inicial isotrópico, ya que no existe el esfuerzo de corte estático inicial.

4.3.3 Parámetros asociados a la respuesta plástica de corte

Los parámetros asociados a la respuesta plástica de corte pueden ser divididos en dos grupos: los relacionados con la rigidez y los relacionados con la resistencia (Puebla, 1999). La rigidez plástica está asociada con el número del módulo de corte plástico K_G^p y el exponente plástico np . Los parámetros de corte plástico asociados a la resistencia son el ángulo de fricción interna en la falla ϕ_f , la relación de falla R_f y el ángulo de fricción a volumen constante ϕ_{cv} . Los parámetros de rigidez plástica serán discutidos primero.

4.3.3.1 El exponente plástico de corte np

El exponente plástico np es una constante de ajuste para el comportamiento de endurecimiento por corte. De acuerdo con las simulaciones numéricas realizadas en este trabajo con base en los ensayos de compresión uniaxial, el valor de mejor ajuste para predecir el comportamiento del concreto es $np = 0.5$.

4.3.3.2 Ángulo de fricción del concreto en la falla

De acuerdo con lo discutido en el capítulo 2, el ángulo de fricción en la falla que caracteriza la resistencia del concreto bajo compresión confinada debe ser tomado de manera razonable y acorde con los niveles de confinamiento bajo, medio y alto, que es materia de predicción, ya que de ello depende la adecuada precisión del modelo numérico.

4.3.3.3 Ángulo de fricción del concreto a volumen constante

El ángulo de fricción a volumen constante ϕ_{cv} es determinado a partir de las curvas deformación volumétrica unitaria-deformación axial para cada uno de los ensayos. Este parámetro es determinado mediante la evaluación de la relación de esfuerzos que corresponde al punto en que la pendiente de la curva ε_v vs ε_{axial} llega a ser cero (punto de esfuerzo crítico).

4.3.3.4 La relación de falla

La relación de falla es un parámetro de corte plástico asociado con la resistencia última del concreto. Este parámetro relaciona la relación de esfuerzos en la falla η_f y la relación de esfuerzos último η_{ult} a partir de la mejor hipérbola de ajuste a los datos de laboratorio, y es definido como $R_f = \eta_f/\eta_{ult}$. Por lo tanto, R_f puede ser visto como una medida de la deformación en que la máxima resistencia es alcanzada. Con base en el ajuste realizado a los datos mostrados en la Figura 3.1, este parámetro puede ser tomado en el rango de 0.9 a 0.95.

4.3.3.5 Número del módulo de corte plástico

El número del módulo de corte plástico es determinado mediante la aplicación de las ecuaciones 4.24 y 4.25, donde $\Delta\eta$ es el incremental de la relación de esfuerzos (calculado a partir de la data experimental), Δk_s es la deformación plástica de corte incremental equivalente (calculada de la data experimental) y G_s^p es el módulo de corte plástico tangente normalizado que es definido como:

$$\Delta\eta = G_s^p \Delta k_s \quad (4.24)$$

$$G_s^p = K_G^p \left(\frac{p}{P_{ref}} \right)^{np-1} \left[1 - \left(\frac{\eta}{\eta_f} \right) R_f \right]^2 \quad (4.25)$$

De acuerdo con los parámetros previamente calculados, el número del módulo de corte plástico queda expresado por la ecuación 4.26.

$$K_G^p = \left[1 - \left(\frac{\eta}{\eta_f} \right) R_f \right]^{-2} \left(\frac{p}{P_{ref}} \right)^{1-np} G_s^p \quad (4.26)$$

4.3.4 Parámetros asociados al comportamiento cohesivo del concreto

4.3.4.1 Resistencia a tracción del concreto

La resistencia a tracción del concreto f_t se ha asumido con un valor igual al 10% de su resistencia a compresión no confinada.

4.3.4.2 Cambio de la presión

Este parámetro es determinado mediante el empleo de la expresión $\Delta p = \frac{c}{\tan(\phi_f)}$, donde ϕ_f es el ángulo de fricción en la falla (asumido de manera conveniente con base en el

nivel de confinamiento o mediante ajuste directo a partir de ensayos triaxiales) y c es la cohesión obtenida empleando el ángulo de fricción y la resistencia a compresión simple del concreto.

4.3.5 Parámetros asociados al comportamiento no drenado

El Parámetro B de Skempton (parámetro que mide el porcentaje de saturación) y el módulo volumétrico del fluido K_f , los cuales son empleados en el análisis numérico del comportamiento no drenado del material, son nulos debido a que los ensayos mostrados en la Figura 3.1 no han sido realizados bajo condiciones de saturación. Por lo tanto, $B_{Skem} = 0$ y $K_f = 0$.

4.3.6 Parámetros asociados al comportamiento cíclico

Debido a que los datos experimentales son producto de una compresión monotónica, los parámetros asociados al comportamiento cíclico son determinados por defecto iguales a la unidad: $facpre = 1$ y $facpos = 1$.

4.3.7 Resumen de los parámetros de entrada

En la Tabla 4.1 se presenta un resumen de los parámetros de entrada que caracterizan el comportamiento elastoplástico del concreto, con sus respectivos símbolos, unidades, métodos de cálculo y valores asumidos por defecto.

Tabla 4.1 Resumen de parámetros del modelo UBCSAND modificado.

Descripción	Símbolo	Unidad	Método	Asumido
Presión de referencia	P_{ref}	kPa	-	100
Exponente del módulo volumétrico elástico	me	-	Ajuste de la curva	0.0
Exponente del módulo de corte elástico	ne	-	Ajuste de la curva	0.0
Relación de Poisson	ν	-	-	-
Número del módulo volumétrico elástico	K_B^e	-	Ensayo uniaxial	-
Número del módulo de corte elástico	K_G^e	-	Ensayo uniaxial	-
Ángulo de fricción inicial	ϕ_0	(Grados)	Ensayo uniaxial/triaxial	0°
Exponente del módulo de corte plástico	np	-	Ajuste de la curva	0.5
Número del módulo de corte plástico	K_G^p	-	Ajuste de la curva	-
Ángulo de fricción en la falla	ϕ_f	(Grados)	Ensayo triaxial	-
Relación de falla	R_f	-	Ajuste de la curva	0.93
El ángulo de fricción a volumen constante	ϕ_{cv}	(Grados)	Ensayo uniaxial	-
Cambio de la presión	Δp	Pa	Ensayo triaxial	-

Parámetro de tracción	P_t	Pa	$0.10f'_c$	-
Parámetro B de Skempton	B_{skem}	-	Ensayo triaxial	0
Módulo volumétrico del fluido	K_f	Pa	Ajuste de la curva	0
Factor de pre licuefacción	$facpre$	-	Ajuste de la curva	1
Factor de post licuefacción	$facpos$	-	Ajuste de la curva	1

Los parámetros más importantes para realizar el modelamiento numérico del ensayo triaxial de compresión monotónico, de acuerdo con Puebla et al. (1997), son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.2 Principales parámetros para modelar el ensayo triaxial de compresión en concreto

Parámetro	Símbolo
Número del módulo volumétrico elástico	K_B^e
Número del módulo de corte plástico	K_G^p
Ángulo de fricción en la falla	ϕ_f
El ángulo de fricción a volumen constante	ϕ_{cv}

CAPÍTULO 5

Modelo constitutivo Total Strain Crack Model

Resumen

En este capítulo se presentan las características más importantes del modelo constitutivo “Total Strain Crack Model” implementado en el programa de elementos finitos TNO Diana, enfatizando los aspectos más importantes de la formulación de los modelos numéricos de compresión “Thorenfield”, “Parabólico” y “Maekawa”. También se presenta el criterio de falla “Hsieh-Ting-Chen”, el cual es empleado en el modelo “Total Strain Crack Model” con el fin de hacer frente al análisis numérico del comportamiento del concreto en ensayos triaxiales de compresión. Después se detallan los parámetros de entrada para cada uno de los modelos en estudio y, por último, se realiza una descripción del cálculo de dichos parámetros con fines de modelamiento numérico del concreto en compresión simple y confinada. Finalmente, se concluye que los parámetros de los modelos mencionados en su totalidad pueden ser obtenidos directamente a partir de pruebas de compresión uniaxial, lo cual es muy ventajoso para fines de predicción del comportamiento bajo esfuerzo de confinamiento.

5.1 Introducción

El modelo constitutivo basado en deformación total (total strain) está desarrollado según los lineamientos de la teoría “Modified Compression Field Theory”, propuesta originalmente por Vecchio & Collins (1986). Los modelos de deformación total siguen un enfoque de agrietamiento “smeared crack” para el modelamiento de las grietas en el concreto. La extensión tridimensional de esta teoría fue propuesta por Selby & Vecchio (1993), cuya descripción fue seguida durante la implementación por TNO Diana BV. (2014a).

5.2 Formulación

En esta sección se presentan los aspectos más importantes del modelo “Total Strain Crack Model”, enfatizando la formulación de los modelos numéricos de compresión que han sido empleados en este proyecto de investigación, los cuales son “Thorenfield”, “Parabólico” y “Maekawa”. Por otro lado, también se ha dado énfasis al criterio de falla “Hsieh-Ting-Chen”, el cual es empleado en el modelo “Total Strain Crack Model” para definir el límite superior de resistencia del concreto. Este criterio ha sido empleado con el fin de hacer frente al análisis numérico del comportamiento del concreto en ensayos triaxiales de compresión.

5.2.1 Concepto esfuerzo-deformación coaxial y fijo

Un modelo constitutivo basado en deformación total describe el esfuerzo como una función de la deformación (Nilsen-Nygaard, 2015). Dentro de las relaciones deformación total-esfuerzo que siguen el enfoque de agrietamiento “smeared crack” para el modelamiento de las grietas en el concreto, existen dos opciones que pueden ser empleadas: los modelos de grieta ortogonal y de grieta no ortogonal de acuerdo con lo reportado en Pérez (2005), TNO Diana BV. (2014a), Nilsen-Nygaard (2015).

5.2.1.1 Modelos de grieta ortogonal

Dentro del modelo ortogonal existe también dos subdivisiones: el concepto “esfuerzo-deformación coaxial” también conocido como el “modelo de grieta giratoria” y el concepto “esfuerzo-deformación fijo”, de acuerdo con la implementación del modelo en TNO Diana BV. (2014a). Estos dos conceptos sirven para modelar el comportamiento del concreto después del agrietamiento Burguers (2006), Schnellenbach-Held & Karczewski (2010).

En el modelo de grieta giratoria las grietas están girando constantemente junto con las direcciones principales. Ello significa que la dirección de la grieta se mantiene normal a la dirección de las deformaciones principales y que las deformaciones en estas direcciones se usan conjuntamente con los modelos de esfuerzo-deformación dados, tal como señalan Pérez (2005) & Beedholm (2012), Du & Chen (2012), Deaton (2013). Ello significa que no habrá esfuerzos de corte y por consiguiente no es necesario un factor de retención por corte Burguers (2006). Por otro lado, para el concepto de esfuerzo-deformación fijo, las grietas están fijadas en la dirección en la cual se produce el primer agrietamiento, y las deformaciones en estas direcciones fijas son utilizados para analizar las relaciones esfuerzo-

deformación dadas, tal como señalan Kuenzli (2001), Burguers (2006), Du & Chen (2012), Beedholm (2012) y Alam & Amanat (2013).

Por otro lado, cabe indicar que el modelo de grieta giratoria en comparación con el modelo fijo necesita un pequeño número de pasos de carga para dar aproximadamente la misma curva esfuerzo-deformación, reduciendo considerablemente el tiempo de cálculo. Esta última afirmación fue reportada por Pérez (2005). Otra acotación importante es que el modelo de grieta giratoria ha sido aplicado a la modelación constitutiva de concreto reforzado, resultando ser muy adecuado y recomendado tanto por usuarios experimentados de Diana como en varias investigaciones tales como Pantazopoulou & Bonacci (1994), Burguers (2006), Bridges (2007), Kim & Vecchio (2008), Yuksel & Kalkan (2008), Menin et al. (2009), Sagbas et al. (2011) y Deaton (2013), Ashtiani et al. (2014), Niroomandi et al. (2016). Ambos enfoques son descritos en el mismo marco en el que las direcciones de grieta nst están ya sea fijas o girando continuamente con las direcciones principales del vector de deformación. Con el empleo de la documentación de TNO Diana BV. (2014a), una descripción de la formulación matemática de estos conceptos es dada a continuación.

El concepto básico de los modelos “total strain crack model” es que el esfuerzo es evaluado en las direcciones que están dados por las direcciones de la grieta. El vector de deformación ε_{xyz} en el sistema de coordenadas del elemento xyz es actualizado con el incremento de deformación $\Delta\varepsilon_{xyz}$ de acuerdo con:

$${}^{t+\Delta t}_{i+1}\varepsilon_{xyz} = {}^t\varepsilon_{xyz} + {}^{t+\Delta t}_{i+1}\Delta\varepsilon_{xyz} \quad (5.1)$$

Que es transformado en el vector de deformación en las direcciones de grieta con la matriz de transformación de deformación T .

$${}^{t+\Delta t}_{i+1}\varepsilon_{nst} = T {}^{t+\Delta t}_{i+1}\Delta\varepsilon_{xyz} \quad (5.2)$$

En un concepto de rotación coaxial (coaxial rotating), la matriz de transformación de deformación T depende del vector de deformación actual, es decir,

$$T = T({}^{t+\Delta t}_{i+1}\Delta\varepsilon_{xyz}) \quad (5.3)$$

Mientras que en un concepto fijo la matriz de transformación de deformación es fijada al agrietamiento, el comportamiento en compresión es evaluado en un sistema de coordenadas rotacional cuando el material no está agrietado, donde en el caso de un concepto fijo el comportamiento en compresión es evaluado en el sistema de coordenadas fijas determinado por las direcciones de la grieta.

La matriz de transformación de deformación es determinada calculando los vectores propios del tensor de deformación, por ejemplo, con el método de Jacobi. El tensor de deformación es dado por:

$$E = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} \quad (5.4)$$

Los vectores propios son almacenados en la matriz de rotación R , cuya expresión es presentada a continuación.

$$R = [n, s, t] = \begin{bmatrix} c_{xn} & c_{xs} & c_{xt} \\ c_{yn} & c_{ys} & c_{yt} \\ c_{zn} & c_{zs} & c_{zt} \end{bmatrix} \quad (5.5)$$

Con $c_{xn} = \cos \phi_{ij}$ el coseno entre el eje i y el eje j . La matriz de transformación de deformación T es calculada, entonces, sustituyendo los valores apropiados.

$$T = \begin{bmatrix} c_{xn}^2 & c_{yn}^2 & c_{zn}^2 & c_{xn}c_{yn} & c_{yn}c_{zn} & c_{zn}c_{xn} \\ c_{xs}^2 & c_{ys}^2 & c_{zs}^2 & c_{xs}c_{ys} & c_{ys}c_{zs} & c_{zs}c_{xs} \\ c_{xt}^2 & c_{yt}^2 & c_{zt}^2 & c_{xt}c_{yt} & c_{yt}c_{zt} & c_{zt}c_{xt} \\ 2c_{xn}c_{xs} & 2c_{yn}c_{ys} & 2c_{zn}c_{zs} & c_{xn}c_{ys} + c_{yn}c_{xs} & c_{yn}c_{zs} + c_{zn}c_{ys} & c_{zn}c_{xs} + c_{xn}c_{zs} \\ 2c_{xs}c_{xt} & 2c_{ys}c_{yt} & 2c_{zs}c_{zt} & c_{xs}c_{yt} + c_{ys}c_{xt} & c_{ys}c_{zt} + c_{zs}c_{yt} & c_{zs}c_{xt} + c_{xs}c_{zt} \\ 2c_{xt}c_{xn} & 2c_{yt}c_{yn} & 2c_{zt}c_{zn} & c_{xt}c_{yn} + c_{yt}c_{xn} & c_{yt}c_{zn} + c_{zt}c_{yn} & c_{zt}c_{xn} + c_{xt}c_{zn} \end{bmatrix} \quad (5.6)$$

En un estado general de esfuerzo tridimensional, para las otras situaciones de esfuerzo debe ser tomado la submatriz apropiada. El modelo constitutivo es entonces formulado en el sistema de coordenadas de la grieta que generalmente es dado por:

$${}^{t+\Delta t}_{i+1}\sigma_{nst} = \sigma({}^{t+\Delta t}_{i+1}\varepsilon_{xyz}) \quad (5.7)$$

El vector de esfuerzo actualizado en el sistema de coordenadas del elemento es finalmente dado por:

$${}^{t+\Delta t}_{i+1}\sigma_{xyz} = T^T {}^{t+\Delta t}_{i+1}\sigma_{nst} \quad (5.8)$$

La matriz de transformación de deformación T es dada por la matriz de transformación de deformación presente $T^T({}^{t+\Delta t}_{i+1}\varepsilon_{xyz})$ en el concepto rotación coaxial. En un concepto fijo la matriz de transformación de deformación T es dada por la matriz de transformación en el agrietamiento inicial.

5.2.2 Determinación de carga y descarga

Durante la carga, el concreto es sometido a esfuerzos de tracción y compresión que pueden dar lugar a grietas y aplastamiento del material, respectivamente (Deaton, 2013). El deterioro del material debido al agrietamiento y aplastamiento es monitoreado mediante variables de daño interno, los cuales controlan la deformación máxima (tracción) y la deformación mínima (compresión) alcanzada en cada punto de integración. La descarga y recarga son modeladas usando el módulo secante, determinado por las deformaciones máximas y mínimas en cada dirección de la grieta Ashtiani et al. (2014). Una curva típica

de esfuerzo deformación uniaxial cíclico es mostrada en la Figura 5.1. Se asume que la recuperación del daño no es posible, lo cual implica que los valores absolutos de las variables de daño interno están aumentando y, por lo tanto, la degradación de la rigidez solo puede aumentar, tal como señala Deaton (2013). Para más detalles ver la formulación de estos conceptos en TNO Diana BV. (2014a).

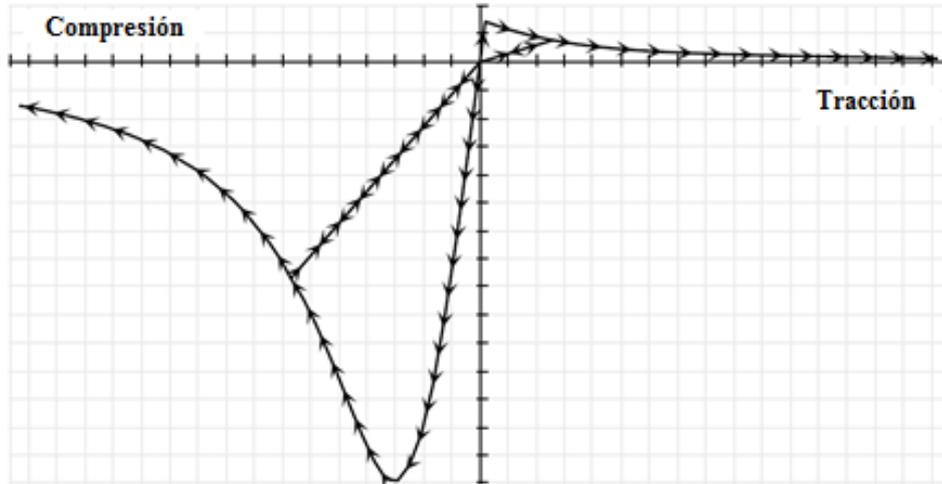


Figura 5.1. Carga y descarga (adaptado de Deaton, 2013).

5.2.3 Matriz de rigidez

En un esquema de solución incremental-iterativa, el equilibrio entre el vector de fuerza interno y el vector de carga externa es logrado, por ejemplo, con un procedimiento iterativo de Newton-Raphson. Para este propósito el modelo constitutivo también debe definir la matriz de rigidez que es utilizado para alcanzar el equilibrio (Gerd-Jan, 2016).

En Diana se usan dos enfoques para la matriz de rigidez: una matriz de rigidez secante y una de rigidez tangente. El primer enfoque ha demostrado ser robusto y estable en estructuras de concreto reforzado con un agrietamiento extensivo. El último ha demostrado superioridad en el análisis donde el agrietamiento localizado y la propagación de la grieta son los fenómenos más importantes. Por defecto, Diana aplica el método secante para el modelo total strain crack model, tal como se menciona en Gerd-Jan (2016).

5.2.3.1 Matriz de rigidez secante

El enfoque secante que es seguido, es de acuerdo con la rigidez de un material ortotrópico con una relación de Poisson cero en todas las direcciones. Esto resulta en la matriz de rigidez secante en el sistema de coordenadas principal (Gerd-Jan, 2016).

$$D_{secant} = \begin{bmatrix} \bar{E}_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \bar{E}_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \bar{E}_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \bar{G}_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \bar{G}_{23} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \bar{G}_{31} \end{bmatrix} \quad (5.9)$$

5.2.4 Efectos de expansión lateral debido a la relación de Poisson

El efecto de Poisson de un material determina el desplazamiento lateral de un espécimen sometido a una carga uniaxial de tracción o compresión. Si estos desplazamientos están limitados, un confinamiento lateral pasivo actuará sobre el espécimen. Este efecto es considerado importante en un modelado tridimensional de estructuras de concreto reforzado. En el trabajo de Selby & Vecchio (1993), este efecto es modelado a través de un concepto de predeformación en el que los efectos de expansión lateral son considerados con una carga externa adicional sobre la estructura. Esto implica que el flujo computacional del mecanismo de elemento finito es adaptado a este método. Con base en el reporte de Gerd-Jan (2016) y mediante el empleo de la documentación de TNO Diana BV. (2014a), una descripción de la formulación de estos conceptos es dada a continuación.

El efecto de Poisson es tomado en cuenta a través del concepto de deformación uniaxial equivalente. En el caso del comportamiento elástico-lineal, la relación constitutiva en un estado tridimensional esfuerzo-deformación es dada por:

$$\sigma_{nst} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu \\ \nu & 1-\nu & \nu \\ \nu & \nu & 1-\nu \end{bmatrix} \varepsilon_{nst} \quad (5.10)$$

El cual puede ser expresado como:

$$\sigma_{nst} = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & E \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \\ \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \\ \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \end{bmatrix} \varepsilon_{nst} \quad (5.11)$$

Esta relación es ahora expresada en términos de deformación uniaxial equivalente como:

$$\sigma_{nst} = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & E \end{bmatrix} \tilde{\varepsilon}_{nst} \quad (5.12)$$

Con el vector de deformación uniaxial equivalente $\tilde{\varepsilon}_{nst}$ definido por

$$\begin{bmatrix} \tilde{\varepsilon}_1 \\ \tilde{\varepsilon}_2 \\ \tilde{\varepsilon}_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \\ \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \\ \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \end{bmatrix} \quad (5.13)$$

O

$$\tilde{\varepsilon}_{nst} = P\varepsilon_{nst} \quad (5.14)$$

Este concepto también es aplicado al modelo de material no lineal implementado en Diana. El vector de esfuerzo en el sistema de coordenada principal, mostrado en la ecuación 5.7, es evaluado en términos del vector de deformación uniaxial equivalente, $\tilde{\varepsilon}_{123}$, y no en términos del vector de deformación principal, ε_{nst} . El vector de deformación uniaxial equivalente es simplemente determinado cuando son conocidos el vector de deformación principal y la relación de Poisson (constante).

5.2.4.1 Efecto de Poisson y módulo de corte en estado agrietado

En un estado agrietado, el efecto Poisson de un material deja de existir. La extensión de una dirección agrietada ya no conduce a la contracción de las direcciones perpendiculares. Para modelar este fenómeno, es adaptado una formulación ortotrópica para las relaciones de Poisson. Similar a una formulación de daño donde el módulo secante se reduce después del agrietamiento, las relaciones de Poisson se reducen al mismo paso. Asumiendo que

$$v_{yz} = v_{zy}, v_{zx} = v_{xz}, v_{xy} = v_{yx} \quad (5.15)$$

La matriz P de la ecuación 5.20 es escrito como:

$$P = \begin{bmatrix} \frac{1 - v_{yz}^2}{\Delta'} & \frac{v_{yx} + v_{zx}v_{yz}}{\Delta'} & \frac{v_{zx} + v_{yx}v_{zy}}{\Delta'} \\ \frac{v_{xy} + v_{xz}v_{zy}}{\Delta'} & \frac{1 - v_{zx}^2}{\Delta'} & \frac{v_{zy} + v_{zx}v_{xy}}{\Delta'} \\ \frac{v_{xz} + v_{xy}v_{yz}}{\Delta'} & \frac{v_{yz} + v_{xz}v_{yx}}{\Delta'} & \frac{1 - v_{xy}^2}{\Delta'} \end{bmatrix} \quad (5.16)$$

Donde:

$$\Delta' = 1 - v_{xy}^2 - v_{yz}^2 - v_{zx}^2 - 2v_{xy}v_{yz}v_{zx} \quad (5.17)$$

Para el recálculo de los módulos de corte son reducidos tanto las rigideces como las relaciones de Poisson:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (5.18)$$

5.2.5 Comportamiento de tracción

Describe la respuesta del concreto en tracción, el cual es usualmente el agrietamiento (cracking). Dicha respuesta puede ser modelada usando diferentes enfoques, uno resultando en una descripción más compleja que la otra. Para el comportamiento en tracción de un modelo basado en deformación total se puede elegir una función predefinida de ablandamiento por tracción mediante la especificación de la curva a emplear y los parámetros asociados, tal como puede ser apreciado en la Figura 5.2. Las formulaciones de

las curvas de tracción son mostradas tanto en la documentación del programa TNO Diana BV. (2014a), así como en las referencias empleadas en su implementación.

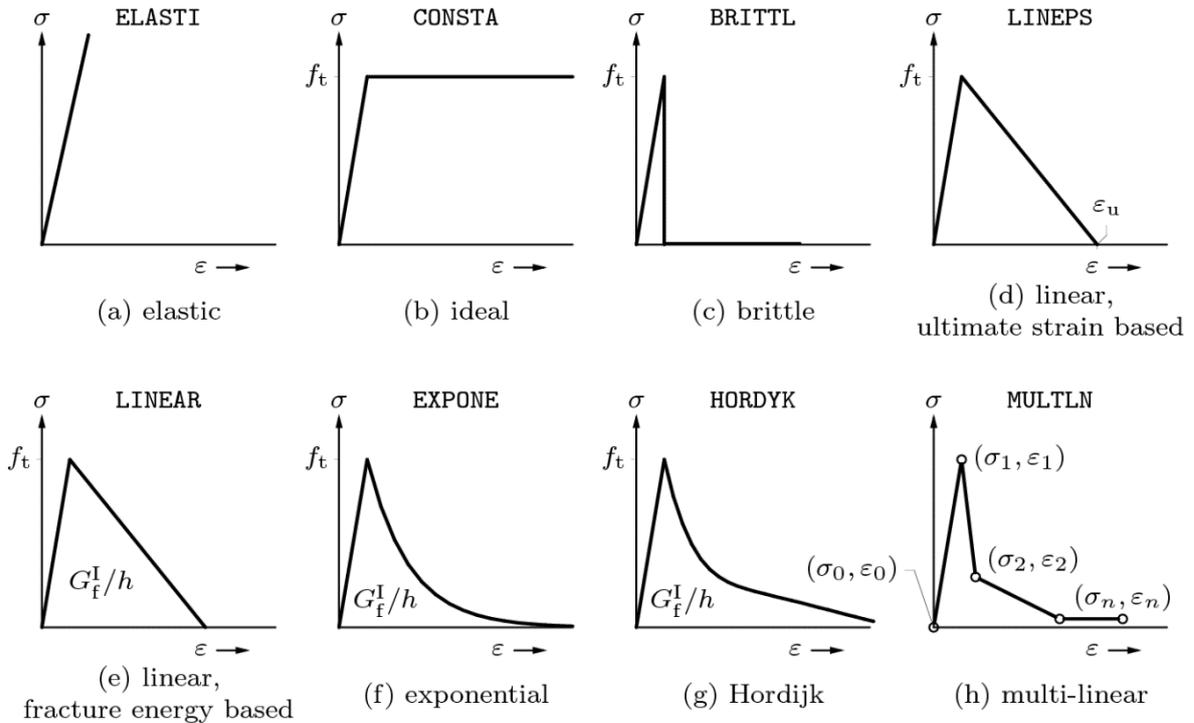


Figura 5.2. Curvas predefinedas de ablandamiento por tracción (tomado de TNO Diana BV., 2014a).

Con la finalidad de definir el comportamiento del concreto en tracción, en este trabajo se ha empleado la curva predefineda llamada ideal representada por la Figura 5.2(b). Esta elección se debe a que el objetivo de este trabajo es modelar el comportamiento del concreto en el ensayo triaxial de compresión y, por lo tanto, el concreto no alcanzará su rango plástico en tracción. Por lo tanto, el comportamiento plástico del concreto en tracción queda definido por el parámetro que representa la resistencia del concreto sometido a esfuerzo uniaxial de tracción f_t .

5.2.6 Comportamiento de corte

El modelamiento del comportamiento de corte solo es necesario en el concepto de grieta fija, donde la rigidez al corte es reducida habitualmente después del agrietamiento (Pérez, 2005). En este trabajo fue usado el modelo “Total Strain Rotating Crack Model” (modelo de grieta giratoria). Ello significa que no habrá esfuerzos de corte y por consiguiente no es necesario elegir modelos específicos o emplear un factor de retención por corte, tal como señalan Burguers (2006), Deaton (2013), Nilsen-Nygaard (2015).

5.2.7 Comportamiento en compresión uniaxial

El concreto sometido a esfuerzos de compresión muestra un comportamiento dependiente de la presión, es decir, la resistencia y la ductilidad son mejoradas significativamente con la presencia del esfuerzo de confinamiento, el cual inhibe la propagación de microgrietas, tal como señalan Burguers (2006), Allawi et al. (2007), Wolf (2008). Debido al confinamiento lateral, la relación esfuerzo-deformación de compresión es

modificada para incorporar los efectos del confinamiento isotrópico (Bertagnoli et al., 2015). Además, es asumido que el comportamiento de compresión está influenciado por el agrietamiento lateral; estos efectos son modificados internamente por el programa, tal como señalan Pérez (2005) y TNO Diana BV. (2014a). Para modelar el efecto de confinamiento lateral, son determinados los parámetros de la curva de esfuerzo-deformación por compresión f_{cf} y ε_p , mediante un modelo de falla que da el esfuerzo de compresión que causa la falla debido al esfuerzo de confinamiento en las direcciones laterales, tal como señala Pérez (2005).

Si el material está agrietado en la dirección lateral, los parámetros son reducidos con el factor $\beta_{\varepsilon_{cr}}$ para la deformación pico, y con el factor $\beta_{\sigma_{cr}}$ para el esfuerzo pico, de acuerdo con lo mencionado por Pérez (2005), Burguers (2006), Pettersen (2014) y TNO Diana BV. (2014a). Se asume tácitamente que la curva base en compresión está determinada por el valor del esfuerzo pico $f_p = \beta_{\sigma_{cr}} f_{cf}$, y el valor de deformación pico correspondiente $\alpha_p = \beta_{\varepsilon_{cr}} \varepsilon_p$.

La función base en compresión, con los parámetros f_p y α_p , es modelada con un número de diferentes curvas predefinidas. La Figura 5.3 muestra las curvas de endurecimiento-ablandamiento predefinidas en compresión.

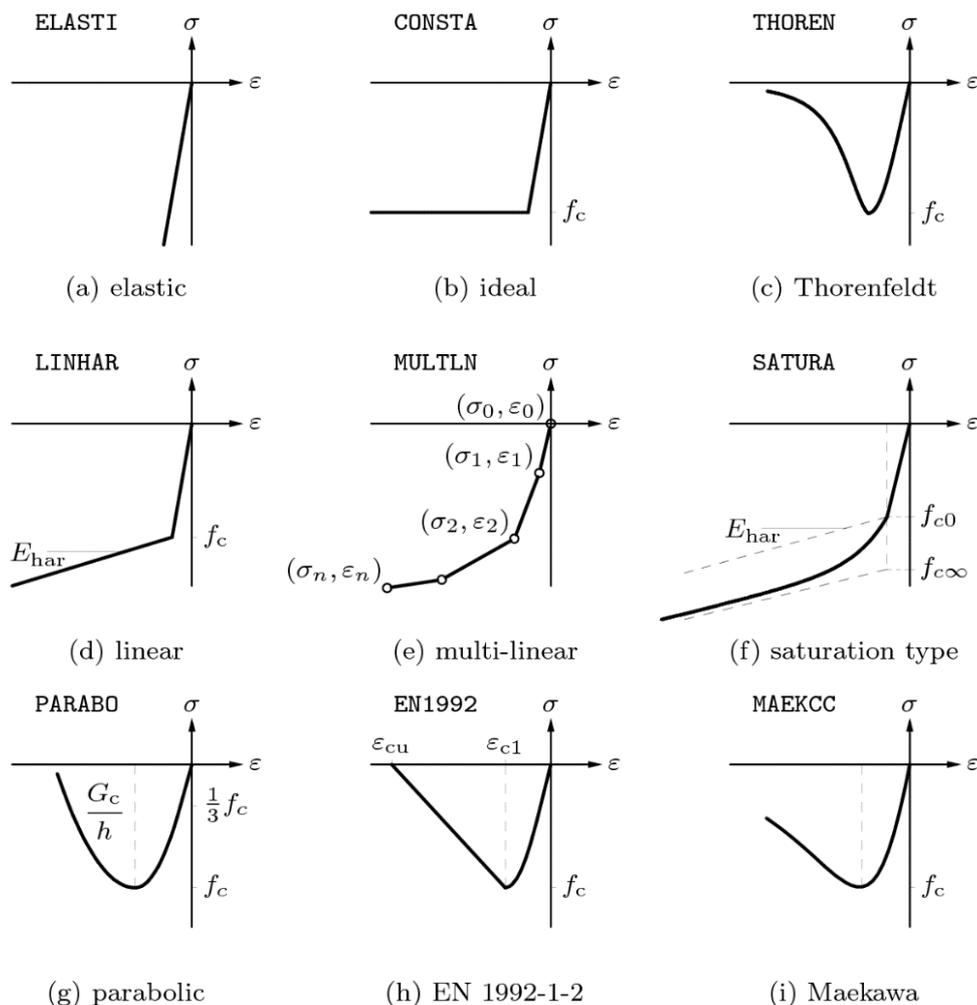


Figura 5.3. Curvas predefinidas para el comportamiento en compresión (tomado de TNO Diana BV., 2014a).

En este trabajo las funciones de compresión que modelan el comportamiento de aplastamiento del concreto son las curvas de acuerdo con Thorenfeldt, la curva Parabólica y la curva de Maekawa representadas en las Figuras 5.3(c), 5.3(g) y 5.3(i), respectivamente. Estas curvas predefinidas siguen un comportamiento no lineal en ambas zonas: la porción ascendente (endurecimiento) y la porción descendente (ablandamiento), tal como señala Pérez (2005) y TNO Diana BV. (2014a). En las siguientes secciones serán resaltados los puntos más importantes de cada una de las relaciones constitutivas mencionadas.

5.2.7.1 Modelo de Thorenfeldt

La curva para modelar el comportamiento del concreto en compresión descrita por Thorenfeldt et al. (1987) es mostrada en la Figura 5.4 y está representada por la siguiente ecuación:

$$f = -f_p \frac{\alpha}{\alpha_p} \left(\frac{n}{n - \left(1 - \left(\frac{\alpha}{\alpha_p}\right)^{nk}\right)} \right) \quad (5.19)$$

Donde n y k son parámetros de la curva de Thorenfeldt.

$$n = 0.80 + \frac{f'_c}{17} ; k = \begin{cases} 1 & \text{si } \alpha_p < \alpha < 0 \\ 0.67 + \frac{f'_c}{62} & \text{si } \alpha \leq \alpha_p \end{cases} \quad (5.20)$$

El ingreso de los parámetros n y k de manera explícita anula el cálculo por defecto de la ecuación mostrada (5.20), tal como lo mencionado en TNO Diana BV. (2014a).

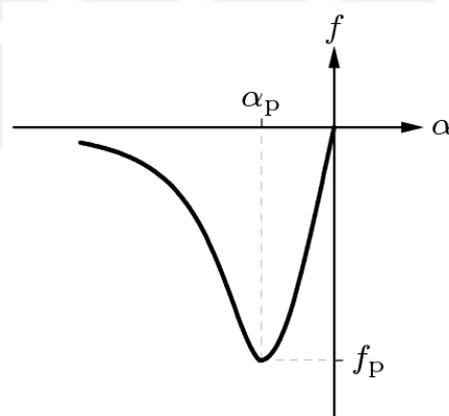


Figura 5.4. Curva de compresión de Thorenfeldt (tomado de TNO Diana BV., 2014a).

El modelo de Thorenfeldt ha resultado estar en buen acuerdo con las curvas experimentales de esfuerzo-deformación del concreto en compresión, tal como puede ser apreciado en los trabajos de análisis numérico de Flansbjer et al. (2013), Monfardini & Minelli (2016) y los trabajos de validación de Deaton (2013), con base en ensayos experimentales de Sinha et al. (1964), y Karsan & Jirsa (1969). Sin embargo, cabe resaltar

que el modelo de Thorenfeldt está concebido para modelar concretos de alta resistencia a la compresión, según lo mencionado por Collins & Porasz (1989), Vecchio & Collins (1993), Selby & Vecchio (1997), Montoya (2000) y Allawi (2007). Por lo tanto, para el análisis numérico de concretos de diferente resistencia a la compresión, los parámetros de ajuste n y k que son calculados de manera implícita por el programa pueden no estar en acuerdo con las curvas del ensayo. Debido a ello, tienen que ser definidos explícitamente por el usuario con base en un correcto estudio paramétrico, buscando el mejor ajuste de las curvas de endurecimiento por deformación (pre pico) y ablandamiento por deformación (post pico), respectivamente. Esto último es posible en la versión TNO Diana BV. (2014a).

5.2.7.2 Modelo Parabólico

El modelo Parabólico en Diana es una formulación basada en energía de fractura, de acuerdo con lo descrito por Feenstra (1993). La curva parabólica es explicada por tres característicos valores, mostrados en la Figura 5.5. La deformación $\alpha_{c/3}$, a la cual es alcanzada un tercio de la resistencia máxima a la compresión f_c es:

$$\alpha_{c/3} = -\frac{1}{3} \frac{f_c}{E} \quad (5.21)$$

La deformación α_c , a la cual es alcanzada la resistencia máxima a la compresión f_c es

$$\alpha_c = -\frac{5}{3} \frac{f_c}{E} = 5\alpha_{c/3} \quad (5.22)$$

Tener en cuenta que $\alpha_{c/3}$ y α_c son determinados independientemente del tamaño del elemento o de la energía de fractura de compresión. Por otro lado, la rama de ablandamiento por deformación es una función de la energía de fractura en compresión, tal como señala Hendriks et al. (2012). Finalmente, la deformación última α_u , en la que el material está completamente ablandado en compresión, es:

$$\alpha_u = \alpha_c - \frac{3}{2} \frac{G_c}{hf_c} \quad (5.23)$$

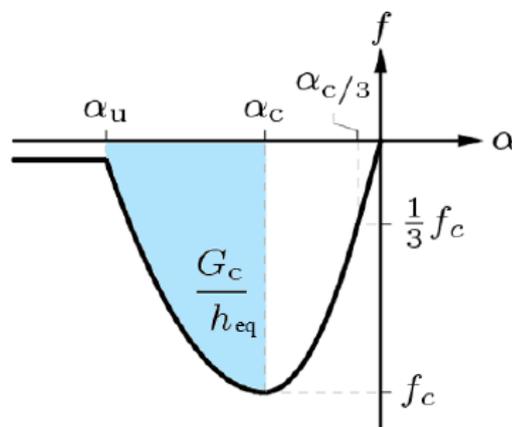


Figura 5.5. Curva parabólica de compresión (tomado de Nilsen-Nygaard, 2015).

La curva parabólica de compresión en Diana es descrita por la siguiente función:

$$f = \begin{cases} -f_c \frac{1}{3} \frac{\alpha_j}{\alpha_{c/3}} & \text{si } \alpha_{c/3} < \alpha_j \leq 0 \\ -f_c \frac{1}{3} \left(1 + 4 \left(\frac{\alpha_j - \alpha_{c/3}}{\alpha_c - \alpha_{c/3}} \right) - 2 \left(\frac{\alpha_j - \alpha_{c/3}}{\alpha_c - \alpha_{c/3}} \right)^2 \right) & \text{si } \alpha_c < \alpha_j \leq \alpha_{c/3} \\ -f_c \left(1 - \left(\frac{\alpha_j - \alpha_c}{\alpha_u - \alpha_c} \right)^2 \right) & \alpha_u < \alpha_j \leq \alpha_c \\ 0 & \text{si } \alpha_j \leq \alpha_u \end{cases} \quad (5.24)$$

En resumen, con base en la ecuación 5.24 se aprecia que la relación esfuerzo deformación es lineal hasta un tercio de la resistencia del concreto en compresión uniaxial, inmediatamente después la pendiente de la curva comienza a decrecer. Cuando la resistencia del concreto en compresión es alcanzada y el agrietamiento es generado, la resistencia es gradualmente disminuida hasta que la deformación última es alcanzada, tal como señalan Eder et al. (2010), Hendriks et al. (2012), Pettersen (2014).

El valor de la deformación última es escogido tal que el área bajo la curva es igual a la energía de fractura en compresión G_c [Nmm / mm^2], dividido por el ancho de banda de grieta, es decir, la cantidad de energía disipada durante el proceso de aplastamiento (Pettersen, 2014; Nilsen-Nygaard, 2015).

Se puede comprobar fácilmente que la energía de fractura G_c y la longitud del elemento característico h gobiernan solo la parte de ablandamiento de la curva TNO Diana BV. (2014a) y está representada por la siguiente ecuación:

$$\int_{\alpha_c}^{\alpha_u} f d\alpha_j = f_c \left(\alpha_j - \frac{1}{3} \left(\frac{\alpha_j - \alpha_c}{\alpha_u - \alpha_c} \right)^3 \right) \Big|_{\alpha_c}^{\alpha_u} = \frac{G_c}{h} \quad (5.25)$$

La energía de fractura en compresión es difícil de medir debido a la fuerte dependencia del procedimiento de la prueba experimental, tal como señala Eder et al. (2010). Se ha encontrado que en experimentos oscila entre 10 y 25 [Nmm / mm^2], que es aproximadamente 50 a 100 veces la energía de fractura por tracción (Feenstra, 1993).

5.2.7.3 Modelo de Maekawa

El punto atractivo del modelo de Maekawa es que está definido por parámetros de ingeniería como la resistencia del concreto en tracción, la resistencia del concreto en compresión y la energía de fractura, los cuales cubren todas las situaciones de carga (Lignola, 2006). Sin embargo, otros modelos se enfocan en situaciones de carga específica, los cuales pueden proporcionar mejores resultados en tales situaciones.

El modelo de concreto de Maekawa es derivado a partir de datos de carga cíclica bidimensional y tridimensional. La derivación utiliza cuatro parámetros de material

($K, F, H, y D$) para concretos con resistencia que oscila entre 15 MPa y 50 MPa (Lignola, 2006; Ameen & Szymanski, 2006).

Una vez que ha sido determinado el vector de deformación elástica, se calcula el denominado parámetro de fractura K como una función de las invariantes del tensor de deformación elástica y de una serie de parámetros elásticos. Debido al daño, se asume que el módulo de corte será reducido por un factor K , es decir, el módulo de corte inicial G es multiplicado con K . El factor K va de uno a cero (1 a 0), donde cero representa deterioro completo y uno significa ningún daño. El parámetro F es el indicador (deformación elástica equivalente) para expresar la intensidad macroscópica del esfuerzo interno que desarrolla el daño bajo un nivel arbitrario de confinamiento. La función H indica el endurecimiento plástico del elemento plástico interno en el concreto dañado. El parámetro D indica la dilatancia plástica inducida por el corte plástico a lo largo de los defectos internos.

A continuación, se describe la formulación matemática con base en Maekawa et al (1993a, 1993b y 1993c), Lignola (2006) y TNO Diana BV. (2014a), Gerd-Jan (2016).

$$K = K(F) = \exp\left(-\frac{F}{3.25}\left(1 - \exp\left(-\frac{F}{0.8}\right)\right)\right) \quad (5.26)$$

$$F = F(I_{1e}, J_{2e}, J_{3e}) = \frac{\sqrt{2}J_{2e}}{0.23\varepsilon_0 + \sqrt{3}|I_{1e}|} \frac{1}{5} \left(\frac{3\sqrt{3}}{2} \left(\frac{J_{3e}}{J_{2e}}\right)^3 + 6 \right) \quad (5.27)$$

$$H = H(J_{2e}) = \frac{9}{10} b\varepsilon_0 \left(\frac{J_{2e}}{\varepsilon_0}\right)^3 \quad (5.38)$$

$$D = D(I_{1e}, K) = \left(\frac{-1 + 2\nu}{\sqrt{3}(1 + \nu)} K^2 + \frac{\sqrt{2}I_{1e} + 0.38\varepsilon_0}{0.28\varepsilon_0} (1 - K)^2 \right) \quad (5.29)$$

Los escalares I_{1e}, J_{2e} y J_{3e} son respectivamente la primera, segunda y tercer invariantes de deformación elástica.

$$I_{1e} = \frac{1}{3} \varepsilon_{eii} \quad (5.30)$$

$$J_{2e} = \sqrt{\frac{1}{2} e_{eij} e_{eij}} \quad (5.31)$$

$$J_{3e} = \sqrt[3]{\frac{1}{3} e_{eij} e_{ejk} e_{eki}} \quad (5.32)$$

Con $e_{eij} = \varepsilon_{eij} - \delta_{ij}I_{1e}$ siendo el tensor desviador elástico y ε_{eij} el tensor de deformación elástica.

Las ecuaciones desde 5.26 a 5.29 incluyen la constante de material ε_0 que fue adoptada como una función de la resistencia a la compresión f'_c y el módulo de Young E .

$$\varepsilon_0 = 2.0 \frac{f'_c}{E} \quad (5.33)$$

Así que estas funciones de material serían aplicables al concreto de resistencia normal.

El modelo de Maekawa comprueba si se alcanza la resistencia a la tracción en las direcciones de deformación principal. Tan pronto como se produce el agrietamiento, el modelo de Maekawa cambia del modelo de daño elasto-plástico al modelo de concreto agrietado (Gerd-Jan, 2016). En este modelo es evaluado el esfuerzo contra la deformación en cada dirección de deformación principal, tal como se aprecia en la Figura 5.6.

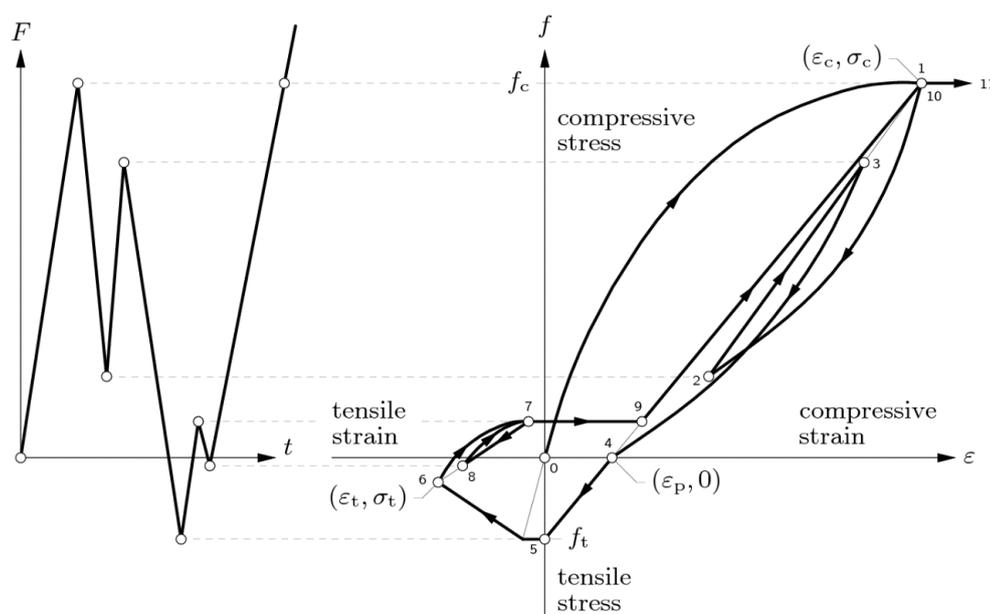


Figura 5.6. Histéresis para el modelo Maekawa (tomado de TNO Diana BV., 2014a).

5.2.8 Comportamiento en compresión con confinamiento lateral

La superficie de falla propuesta por Hsieh et al. (1979) representa con gran precisión la falla del concreto en: compresión uniaxial, tracción uniaxial, compresión biaxial, compresión triaxial y/o tracción triaxial, tal como se puede apreciar en los trabajos realizados por Hsieh et al. (1982), Chen (1982), Gallegos-Cazares & Schnobrich (1988), Montoya (2000), Zhang & Li (2014). Esta superficie de falla fue empleada por Selby & Vecchio (1983) y posteriormente fue tomada como base para su implementación en el programa TNO Diana BV. (2014a). Por lo tanto, la superficie de falla que define el límite superior de la resistencia del concreto debido a la aplicación del esfuerzo de confinamiento isotrópico es modelado con la superficie de falla “Hsieh-Ting-Chen”, el cual está definido por la siguiente ecuación:

$$f = 2.0108 \frac{J_2}{f'_c{}^2} + 0.9714 \frac{\sqrt{J_2}}{f'_c} + 9.1412 \frac{f_{c1}}{f'_c} + 0.2312 \frac{I_1}{f'_c} - 1 = 0 \quad (5.34)$$

Con los invariantes J_2 y I_1 definidos en términos de esfuerzo en el concreto σ_{ci} de acuerdo con:

$$J_2 = \frac{1}{6}((\sigma_{c1} - \sigma_{c2})^2 + (\sigma_{c2} - \sigma_{c3})^2 + (\sigma_{c3} - \sigma_{c1})^2) \quad (5.35)$$

$$I_1 = \sigma_{c1} + \sigma_{c2} + \sigma_{c3} \quad (5.36)$$

Y f_{c1} máximo esfuerzo del concreto

$$f_{c1} = \max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \sigma_{c3}) \quad (5.37)$$

Que no es el máximo esfuerzo de tracción, sino el máximo esfuerzo principal.

Las constantes de la ecuación 5.34 empleadas en TNO Diana BV. (2014a) por defecto fueron determinadas con base en ensayos experimentales ajustando la resistencia a la tracción, la resistencia a la compresión uniaxial, la resistencia a la compresión biaxial y los datos experimentales de los ensayos triaxiales en especímenes de concreto (Eder et al., 2010). La precisión del ajuste de dichas constantes puede ser observada en Hsieh et al. (1982), Chen (1982), Montoya (2000) y muchos otros. Con el empleo de la documentación de TNO Diana BV. (2014a), se da a continuación una descripción de la formulación de estos conceptos .

El esfuerzo f_{c3} es asumido que resulta en la falla y es determinado escalando el vector de esfuerzo elástico lineal $\sigma_c = sE\varepsilon_{nst}$ tal que la ecuación 5.34 se mantiene. El esfuerzo de falla en compresión en estado de esfuerzo multiaxial es dado entonces por:

$$f_{c3} = s \cdot \min(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \sigma_{c3}) \quad (5.38)$$

Si el factor de escala s es negativo, dando como resultado en un esfuerzo de falla positiva f_{c3} , el vector de esfuerzos es escalado al lado de la tracción de la superficie de falla y la resistencia a la falla es establecida igual a un valor negativo grande ($-30f'_c$). La resistencia a la falla f_{cf} está dada por:

$$f_{cf} = -f_{c3} \quad (5.39)$$

El parámetro de resistencia o factor de esfuerzo pico K_σ , aplicado para incrementar la resistencia a la compresión, es determinado con base en lo establecido por Selby & Vecchio (1993).

$$K_\sigma = \frac{f_{cf}}{f'_c} \geq 1 \quad (5.40)$$

Y el factor de deformación pico es determinado de acuerdo con el criterio de falla “Hsieh-Ting-Chen” (Hsieh et al. 1979) mediante la siguiente ecuación:

$$K_\varepsilon = K_\sigma \quad (5.41)$$

En compresión no confinada, los valores en el pico están dados por los valores uniaxiales de resistencia a la compresión, y el factor de esfuerzo pico es igual a uno, lo cual se desprende de la ecuación 5.41. Los parámetros de la función de esfuerzo-deformación de compresión son relacionados como:

$$f_{cf} = K_{\sigma} f'_c \quad (5.42)$$

5.2.8.1 Curva de Thorenfeldt con efectos de confinamiento

La curva de compresión de Thorenfeldt con efectos de confinamiento puede ser determinada siguiendo las ecuaciones 5.43 a 5.47.

$$\varepsilon_p = K_{\sigma} \varepsilon_0 \quad (5.43)$$

La deformación inicial ε_0 asociada a la resistencia en compresión f'_c es definida mediante la siguiente la relación (Selby & Vecchio 1997, Allawi 2007, Hendriks et al. 2012):

$$\varepsilon_0 = -\frac{n}{n-1} \frac{f'_c}{E_c} \quad (5.44)$$

Las ecuaciones dadas anteriormente dan lugar a un incremento gradual de la resistencia máxima en compresión confinada, con una pendiente inicial del diagrama esfuerzo-deformación dado por el módulo de Young. En un estado de esfuerzo triaxial completo la superficie de falla no puede ser alcanzada y es obtenida una relación esfuerzo-deformación lineal, tal como se muestra en la Figura 5.7.

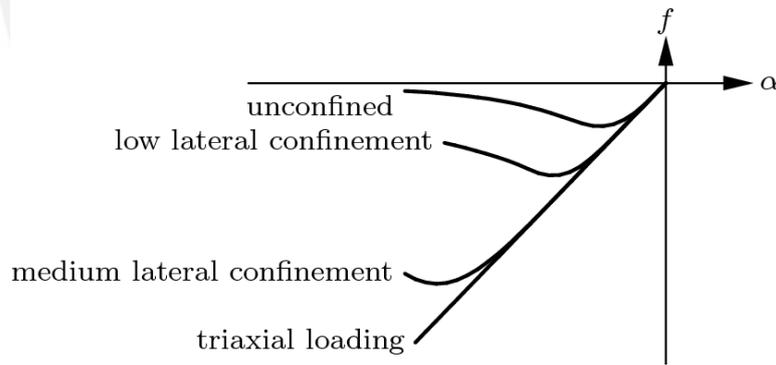


Figura 5.7. Influencia del confinamiento lateral sobre la curva de esfuerzo-deformación en compresión (tomado de TNO Diana BV., 2014a).

La ductilidad incrementada del concreto confinado es modelada por una adaptación lineal de la rama descendente de la curva de Thorenfeldt de acuerdo con

$$f_j = -f_p \left(1 - (1-r) \frac{\alpha_j - \alpha_p}{\alpha_u - \alpha_p} \right) \leq -r f_p \quad (5.45)$$

Con r el factor que modela la resistencia residual del material, tal como puede ser mostrado en la Figura 5.8.

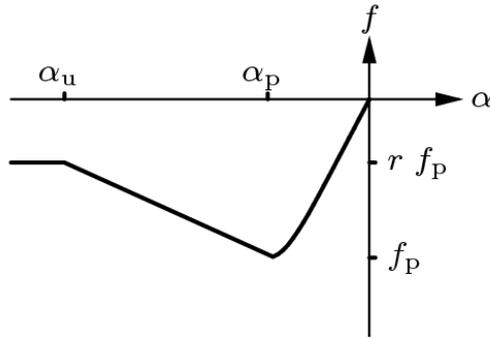


Figura 5.8. Comportamiento de compresión bajo confinamiento lateral (tomado de TNO Diana BV., 2014a).

La deformación última en compresión es asumida al ser determinada por la relación entre la resistencia pico y la resistencia a la compresión y la deformación en el pico de acuerdo con:

$$\alpha_u = \left(\frac{f_p}{f'_c} \right)^\gamma \alpha_p \quad (5.46)$$

Con el escalar γ a ser determinado, comúnmente es asumido $\gamma = 3$. La resistencia residual $r f_p$ también depende de la relación entre la resistencia de pico y la resistencia a la compresión según:

$$r = \left(\frac{f_p}{f'_c} \right)^\gamma r_0 \quad (5.47)$$

Con un valor inicial r_0 , asumir $r_0 = 0.1$.

La relación de compresión-ablandamiento lineal solo es aplicada para la curva de Thorenfeldt; si el valor pico f_p es considerablemente mayor que la resistencia a compresión f'_c , asumir $\frac{f_p}{f'_c} > 1.05$. En caso de compresión lateral y agrietamiento lateral resulten en $\frac{f_p}{f'_c} < 1.05$, no aumentará la ductilidad del material.

5.3 Parámetros del modelo

En esta sección han sido detallados los parámetros de entrada para los modelos constitutivos basados en “total strain” también llamados “total strain crack models”, que han sido empleados en este trabajo de investigación para describir el comportamiento del concreto en compresión simple y compresión confinada.

La entrada para los modelos “total strain crack” comprende dos partes: 1) las propiedades básicas como el módulo de Young, la relación de Poisson, etc., y 2) la definición del comportamiento en tracción, corte y compresión.

5.3.1 Tipo de modelo total strain

Especifica el tipo de modelo “total strain” que se va a utilizar (“crack orientation”):

- Fixed (para el “total strain fixed crack model”).
- Rotating (para el “total strain rotating crack model”).

Estas formulaciones describen el comportamiento de agrietamiento y aplastamiento del material con una relación de elasticidad no lineal.

5.3.2 Comportamiento en tracción

En este trabajo se ha optado por emplear la resistencia a tracción del concreto con un valor igual al 10% de su resistencia a compresión no confinada.

5.3.3 Comportamiento en compresión

Con el fin de describir el comportamiento de aplastamiento del concreto debido a esfuerzos de compresión, en este trabajo han sido empleadas las siguientes relaciones constitutivas predefinidas en TNO Diana: la curva de acuerdo con Thorenfeldt, la curva Parabólica y la curva de Maekawa representadas en las Figuras 5.3(c), 5.3(g) y 5.3(i), respectivamente. A continuación, se describirán los parámetros de entrada para cada uno de dichos modelos.

5.3.3.1 Thorenfeldt

Los parámetros para la función de Thorenfeldt et al. (1987) son dependientes de la unidad. Para calcular estos parámetros, Diana asume que la entrada está de acuerdo con el sistema de unidades elegido.

Diana emplea el módulo de elasticidad secante, el cual relaciona la resistencia del concreto en compresión simple con la deformación experimentada por el concreto a ese nivel de esfuerzo mediante la ecuación 5.48.

$$E_{sec} = \frac{f'_c}{\varepsilon_0} * \frac{\left(0.80 + \frac{f'_c}{17}\right)}{\left(0.80 + \frac{f'_c}{17} - 1\right)} \quad (5.48)$$

f'_c es la resistencia a la compresión uniaxial.

El parámetro n de la curva de Thorenfeldt es calculado de manera implícita por el programa. Por otro lado, el ingreso del parámetro n de manera explícita anula el cálculo por defecto de la ecuación 5.49, y puede servir para calibrar la curva esfuerzo-deformación axial hasta la resistencia pico del concreto bajo compresión uniaxial.

$$n = 0.80 + \frac{f'_c}{17} \quad (5.49)$$

El parámetro k de la curva de Thorenfeldt es calculado de manera implícita por el programa. Por otro lado, el ingreso del parámetro k de manera explícita anula el cálculo por

defecto de la ecuación 5.50 para $\alpha \leq \alpha_p$; además este parámetro sirve para calibrar el modelo numérico del comportamiento strain-softening que ocurre a niveles de deformación post pico.

$$k = \begin{cases} 1 & \text{si } \alpha_p < \alpha < 0 \\ 0.67 + \frac{f'_c}{62} & \text{si } \alpha \leq \alpha_p \end{cases} \quad (5.50)$$

Por otro lado, también es posible ingresar la resistencia a la compresión residual, por debajo de la cual el esfuerzo de resistencia a la compresión no caerá para las grandes deformaciones de compresión.

5.3.3.2 Parabólico

Diana emplea el módulo de elasticidad tangente, el cual relaciona la resistencia del concreto en compresión simple con la deformación experimentada por el concreto a ese nivel de esfuerzo mediante la ecuación 5.51.

$$E = -\frac{5 f'_c}{3 \alpha_c} = 5 \alpha_{c/3} \quad (5.51)$$

Donde α_c es la deformación a la cual es alcanzada la resistencia máxima a la compresión simple f'_c del concreto.

La curva parabólica post pico está basada en la energía de fractura mediante la definición del “crack bandwidth” del elemento, para lo cual Diana asume un valor h relacionado con la raíz cuadrada del área del elemento.

G_c es la energía de fractura en compresión. La energía de fractura experimentada oscila entre 10 y 25 [Nmm / mm^2], que es de aproximadamente 50 a 100 veces la energía de fractura por tracción de acuerdo con lo descrito por Feenstra (1993). Por otro lado, también es posible ingresar la resistencia a la compresión residual, por debajo de la cual el esfuerzo de resistencia a la compresión no caerá para las grandes deformaciones de compresión.

5.3.3.3 Maekawa Cracked Concrete

Cabe precisar que cuando la curva de compresión de Maekawa es seleccionada en el modelo “total strain crack model”, automáticamente las curvas de descarga y recarga del modelo “Maekawa cracked concrete” tanto en el régimen de tracción como en el régimen de compresión serán aplicadas de acuerdo con lo expuesto en la sección 5.2.7.3.

f'_c es la resistencia del concreto sometido a esfuerzo de compresión uniaxial.

ε_0 es la deformación asociada a la resistencia a la compresión en condiciones de carga uniaxial.

En este caso el módulo de Young E es calculado mediante la ecuación 5.52.

$$E = 2.0 \left(\frac{f'_c}{\varepsilon_0} \right) \quad (5.52)$$

Es importante tener en cuenta que el modelo Maekawa en esencia es calibrado con base en los datos experimentales. La resistencia a la compresión del modelo solo coincide con el máximo esfuerzo de compresión bajo condiciones de carga uniaxial cuando el módulo de Young especificado y la relación de Poisson son cercanos a los valores para el concreto.

5.3.4 Influencia lateral

Esta sección describe la entrada para la influencia lateral del agrietamiento y confinamiento.

5.3.4.1 Influencia lateral del agrietamiento

El modelo “Total Strain” en Diana tiene implementado funciones para modelar el efecto debido al agrietamiento lateral. En este trabajo ha sido empleada la relación propuesta por Vecchio & Collings (1993), la cual es calculada internamente por el programa TNO Diana.

5.3.4.2 Influencia lateral del confinamiento

El modelo “Total Strain” en Diana tiene implementado una función predefinida para modelar el efecto debido al confinamiento lateral. Este modelo describe el aumento de la resistencia y la ductilidad del concreto de acuerdo con lo propuesto por Selby & Vecchio (1983). Este modelo no requiere de parámetros adicionales, ya que es calculado internamente por el programa TNO Diana.

5.3.5 Resumen de los parámetros de entrada

En las Tablas 5.1, 5.2 y 5.3 se presentan un resumen de los parámetros de entrada de los modelos constitutivos que caracterizan el comportamiento elastoplástico del concreto. Además, se describe sus respectivos símbolos, unidades y métodos de cálculo para cada uno de los modelos empleados en el análisis numérico.

Tabla 5.1 Resumen de parámetros del modelo de Thorenfeldt

Descripción	Símbolo	Unidad	Método
Resistencia a compresión simple	f'_c	MPa	Compresión simple
Deformación axial en la resistencia máxima del concreto bajo compresión uniaxial	ε_0	-	Compresión simple
Relación de Poisson	ν	-	Compresión simple
Módulo de elasticidad secante	E	MPa	Función de f'_c y ε_0
Parámetro de ajuste hasta el pico de resistencia	n	-	Ajuste de la curva
Parámetro de ajuste post pico	k	-	Ajuste de la curva

Resistencia a la tracción	f_t	MPa	Asumido como $0.1*f'_c$
---------------------------	-------	-----	-------------------------

Tabla 5.2 Resumen de parámetros del modelo parabólico

Descripción	Símbolo	Unidad	Método
Resistencia a compresión simple	f'_c	MPa	Compresión simple
Deformación axial en la resistencia máxima del concreto bajo compresión uniaxial	ε_0	-	Compresión simple
Relación de Poisson	ν	-	Compresión simple
Módulo de elasticidad tangente	E	MPa	Función de f'_c y ε_0
Energía de fractura en compresión como parámetro de ajuste post pico	G_c	N/mm	Ajuste de la curva
Resistencia a la tracción	f_t	MPa	Asumido como $0.1*f'_c$

Tabla 5.3 Resumen de parámetros del modelo de Maekawa

Descripción	Símbolo	Unidad	Método
Resistencia a compresión simple	f'_c	MPa	Compresión simple
Deformación axial en la resistencia máxima del concreto bajo compresión uniaxial	ε_0	-	Compresión simple
Relación de Poisson	ν	-	Compresión simple
Módulo de elasticidad tangente	E	MPa	Función de f'_c y ε_0
Resistencia a la tracción	f_t	MPa	Asumido como $0.1*f'_c$

CAPÍTULO 6

Análisis numérico de ensayos de compresión uniaxial y triaxial de concreto

Resumen

En este capítulo se presenta una serie de análisis de elementos finitos de ensayos de concreto en compresión uniaxial y triaxial. Primero, se describe la malla de elementos finitos con su respectiva condición de borde. Después se ha realizado la modelación y calibración del comportamiento esfuerzo-deformación de los ensayos reportados en el capítulo 3 empleando los modelos constitutivos descritos en los capítulos 4 y 5 (UBCSAND, Thorenfeldt, Parabólico y Maekawa). Los resultados obtenidos de la modelización numérica están en buen acuerdo con las curvas experimentales del concreto en compresión uniaxial. Asimismo, se determinó el modelo que mejor se ajusta a dicho comportamiento mediante un análisis comparativo empleando indicadores de bondad de ajuste. Los resultados mostraron que los modelos UBCSAND y Thorenfeldt en el orden respectivo presentaron una mejor precisión. Esto último puede ser respaldado por la cantidad de parámetros que emplea el modelo UBCSAND, ya que debido a ello se puede tener un mejor ajuste. Finalmente, a través del empleo de los parámetros calibrados de los modelos numéricos UBCSAND y Thorenfeldt se ha realizado la predicción numérica del comportamiento esfuerzo-deformación del concreto en compresión bajo 6 niveles de confinamiento. Los resultados de la predicción numérica comparados con los datos de ensayos triaxiales muestran un buen acuerdo, demostrando consigo la aplicabilidad del modelo UBCSAND para predecir ensayos triaxiales de concreto bajo cualquier nivel de confinamiento.

6.1 Determinación de los parámetros de entrada

En esta sección se presentan los valores de los parámetros de entrada que caracterizan el comportamiento no lineal del concreto en estudio asociado a los modelos constitutivos UBCSAND, Thorenfield, Parabólico y Maekawa. Los resultados para cada uno de los modelos son presentados en las siguientes secciones.

6.1.1 Parámetros del modelo UBCSAND

Los parámetros del modelo UBCSAND fueron calculados siguiendo la metodología presentada en la sección 4.3. En su mayoría, dichos parámetros fueron obtenidos a partir de los cuatro ensayos experimentales mostrados en la Figura 3.1. Por otro lado, debido a que este modelo emplea la superficie de falla de Mohr-Coulomb, el criterio de falla está representado directamente por el ángulo de fricción interna en la falla “ ϕ ”.

Con base en la discusión presentada en la sección 2.1.2.1, el ángulo de fricción interna en la falla depende directamente del nivel de confinamiento, ya sea bajo ($\frac{\sigma_3}{f'_c} < 0.2$), medio ($0.2 < \frac{\sigma_3}{f'_c} < 0.5$) o alto ($\frac{\sigma_3}{f'_c} > 0.5$) en los cuales el ángulo de fricción representativo es de $\phi = 43^\circ$, $\phi = 37^\circ$ y $\phi = 26.4^\circ$, respectivamente; donde σ_3 es el esfuerzo de confinamiento y f'_c es la resistencia del concreto en compresión uniaxial.

Por lo tanto, para realizar el análisis numérico del comportamiento del concreto en los cuatro ensayos de compresión uniaxial y predecir su comportamiento promedio para $f'_c = 11.46 \text{ MPa}$ bajo seis esfuerzos de confinamiento (500, 1000, 1500, 2000, 3000 y 4000 psi), los cuales representan los niveles de confinamiento ($\frac{\sigma_3}{f'_c}$) de 0.301, 0.602, 0.902, 1.203, 1.805 y 2.407, respectivamente, se ha asumido el ángulo de fricción interna en falla $\phi = 26.4^\circ$, debido a que los niveles de confinamiento pueden ser calificados como “alto”. Los parámetros para los cuatro ensayos son presentados en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1 Resumen de parámetros del modelo UBCSAND

Descripción	Símbolo	Unidad	Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3	Ensayo 4
Presión de referencia	P_{ref}	kPa	100	100	100	100
Módulo de elasticidad	E	MPa	12820	12690	12500	11660
Relación de Poisson	ν	-	0.065	0.143	0.108	0.192
Exponente del módulo volumétrico elástico	me	-	0.0	0.0	0.0	0.0
Número del módulo volumétrico elástico	K_B^g	-	49119	59244	53146	63095
Ángulo de fricción inicial	ϕ_0	(Grados)	0	0	0	0
Ángulo de fricción en la falla	ϕ_f	(Grados)	26.4	26.4	26.4	26.4

El ángulo de fricción a volumen constante	ϕ_{cv}	(Grados)	26.34	26.38	24	21
Relación de falla	R_f	-	0.93	0.93	0.93	0.93
Exponente del módulo de corte plástico	np	-	0.5	0.5	0.5	0.5
Número del módulo de corte plástico	K_G^p	-	31500	30500	27500	27500
Parámetro de tracción	P_t	kPa	1350	994	1030	1210
Cambio de la presión	Δp	kPa	8431	6208	6433	7557
Parámetro B de Skempton	B_{skem}	-	0	0	0	0
Módulo volumétrico del fluido	K_f	kPa	0	0	0	0
Factor de pre licuefacción	$facpre$	-	1	1	1	1
Factor de post licuefacción	$facpos$	-	1	1	1	1

6.1.2 Parámetros del modelo de Thorenfeldt

Los parámetros del modelo de Thorenfeldt fueron calculados siguiendo la metodología presentada en la sección 5.3, a partir de los cuatro ensayos experimentales mostrados en la Figura 3.1. Los parámetros para los cuatro ensayos son presentados en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2 Resumen de parámetros del modelo Thorenfeldt

Descripción	Símbolo	Unidad	Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3	Ensayo 4
Resistencia a compresión simple	f'_c	MPa	13.5	9.94	10.3	12.1
Deformación axial en la resistencia máxima bajo compresión uniaxial	ε_0	-	0.00197	0.00159	0.00188	0.00162
Relación de Poisson	ν	-	0.138	0.164	0.136	0.231
Módulo de elasticidad secante	E	MPa	18387	22501	18977	22064
Parámetro de ajuste hasta el pico de resistencia	n	-	2.35	2.1	1.8	3.0
Parámetro de ajuste post pico	k	-	1.075	1.075	1.075	1.075
Resistencia a la tracción	f_t	MPa	1.35	0.994	1.03	1.21

6.1.3 Parámetros del modelo Parabólico

Los parámetros del modelo Parabólico fueron calculados siguiendo la metodología presentada en la sección 5.3, a partir de los cuatro ensayos experimentales mostrados en la Figura 3.1. Los parámetros para los cuatro ensayos son presentados en la Tabla 6.3.

Tabla 6.3 Resumen de parámetros del modelo Parabólico

Descripción	Símbolo	Unidad	Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3	Ensayo 4
Resistencia a compresión simple	f'_c	MPa	13.5	9.94	10.3	12.1
Deformación axial en la resistencia máxima bajo compresión uniaxial	ε_0	-	0.00197	0.00159	0.00188	0.00162
Relación de Poisson	ν	-	0.138	0.164	0.136	0.231
Módulo de elasticidad tangente	E	MPa	11421	10419	9131	12449
Energía de fractura en compresión como parámetro de ajuste post pico	G_c	N/mm	15	15	15	15
Resistencia a la tracción	f_t	MPa	1.35	0.994	1.03	1.21

6.1.4 Parámetros del modelo de Maekawa

Los parámetros del modelo de Maekawa fueron calculados siguiendo la metodología presentada en la sección 5.3, a partir de los cuatro ensayos experimentales mostrados en la Figura 3.1. Los parámetros para los cuatro ensayos son presentados en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4 Resumen de parámetros del modelo de Maekawa

Descripción	Símbolo	Unidad	Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3	Ensayo 4
Resistencia a compresión simple	f'_c	MPa	13.5	9.94	10.3	12.1
Deformación axial en la resistencia máxima bajo compresión uniaxial	ε_0	-	0.00197	0.00159	0.00188	0.00162
Relación de Poisson	ν	-	0.138	0.164	0.136	0.231
Módulo de elasticidad tangente	E	MPa	13705	12503	10957	14938
Resistencia a la tracción	f_t	MPa	1.35	0.994	1.03	1.21

6.2 Generación de la malla de elementos finitos y condiciones de borde

La realización del análisis numérico de los cuatro ensayos de compresión uniaxial y la predicción de su comportamiento para seis casos de esfuerzo de confinamiento isotrópico han sido llevados a cabo mediante el empleo de los modelos constitutivos UBCSAND, Thorenfield, Parabólico y Maekawa implementados en el programa de elementos finitos TNO Diana BV. (2014a). Dicho análisis, fue realizado mediante el empleo de dos elementos finitos triangulares de 6 nodos tipo axisimétricos (CT12A) dispuestos de acuerdo con lo mostrado en la Figura 6.1.

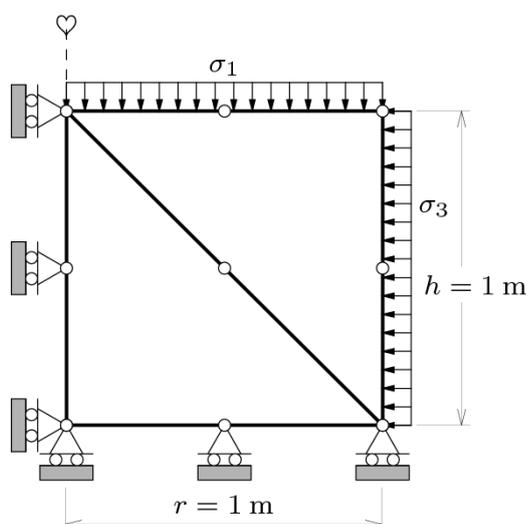


Figura 6.1. Condiciones de borde y mallado para el análisis numérico del ensayo triaxial de compresión empleando dos elementos finitos triangulares de 6 nodos tipo axisimétricos CT12A (adaptado de Abed, 2008).

El análisis numérico empleando la configuración mostrada en la Figura 6.1 se basó en la metodología de modelización de ensayos triaxiales realizados por Abed (2008) y TNO Diana BV. (2014b).

El procedimiento del análisis numérico consiste de dos etapas bien marcadas. En una primera etapa de carga (confinamiento) han sido considerados esfuerzos normales con valores iguales ($\sigma_1 = \sigma_3$); todo ello con la finalidad de simular el esfuerzo de confinamiento isotrópico propio del ensayo triaxial. En una segunda etapa de carga se impusieron las deformaciones verticales sucesivas en la cara superior del elemento con la finalidad de simular la aplicación del esfuerzo desviador ($q = \sigma_1 - \sigma_3$), manteniendo constante la presión de confinamiento inicial. Es importante notar que en el caso del ensayo de compresión simple el esfuerzo de confinamiento isotrópico es nulo $\sigma_1 = \sigma_3 = 0$.

6.3 Modelación de ensayos de concreto en compresión uniaxial

En las siguientes gráficas, se muestran los resultados de una serie de análisis de elementos finitos empleando los modelos UBCSAND, Thorenfield, Parabólico y Maekawa para el comportamiento del concreto bajo compresión uniaxial a partir de la data experimental de los cuatro ensayos mostrados en la Figura 3.1.

6.3.1 Modelización numérica del ensayo 1

En las Figuras 6.2 y 6.3 se presentan los resultados del análisis numérico en términos de esfuerzo axial-deformación axial unitaria, esfuerzo axial-deformación radial unitaria y deformación volumétrica unitaria-deformación axial para los cuatro modelos constitutivos.

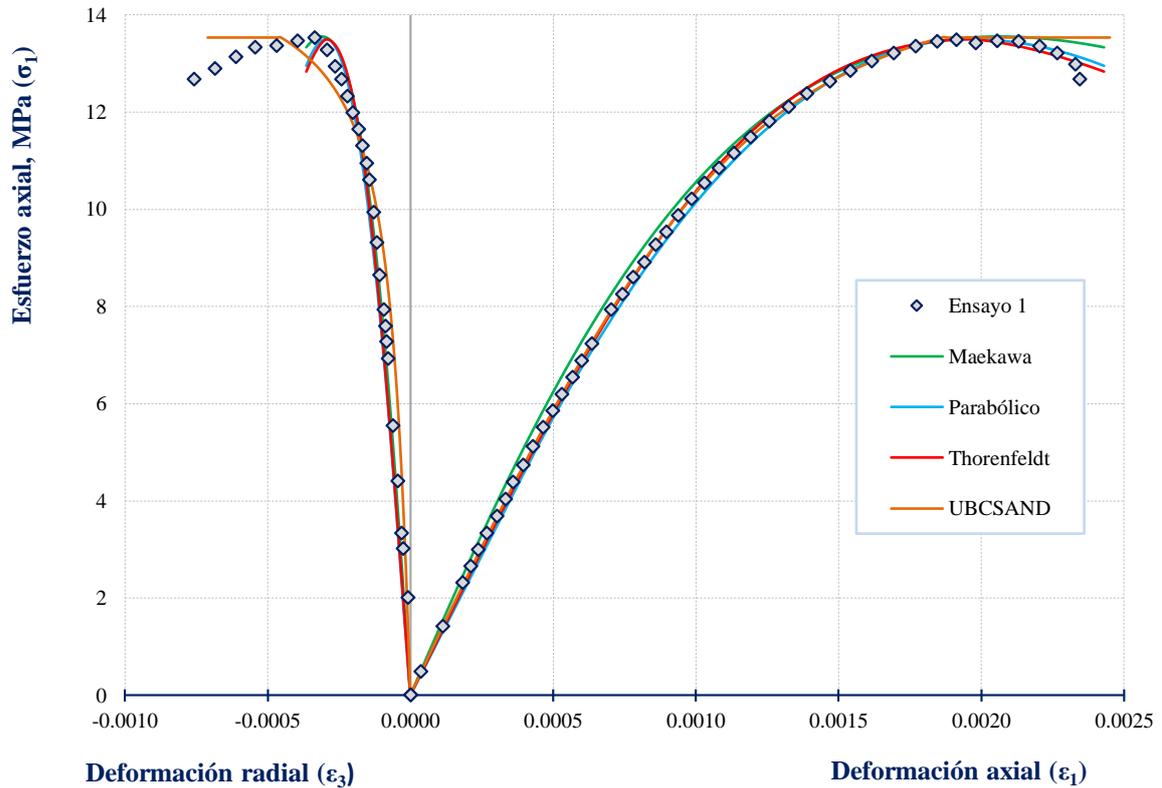


Figura 6.2 Calibración del comportamiento esfuerzo-deformación del concreto bajo compresión no confinada para ensayo 1.

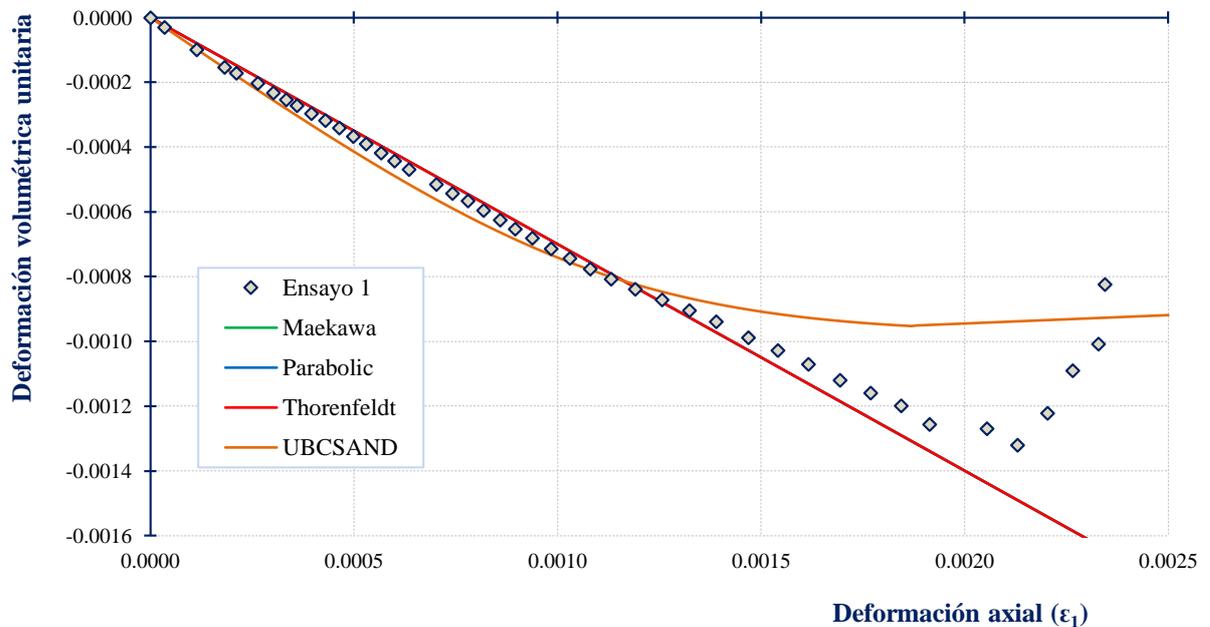


Figura 6.3 Calibración del comportamiento deformación volumétrica unitaria vs deformación axial del concreto bajo compresión no confinada para ensayo 1.

6.3.2 Modelización numérica del ensayo 2

En las Figuras 6.4 y 6.5 se muestran los resultados del análisis numérico en términos de esfuerzo axial-deformación axial unitaria, esfuerzo axial-deformación radial unitaria y deformación volumétrica unitaria-deformación axial para los cuatro modelos constitutivos.

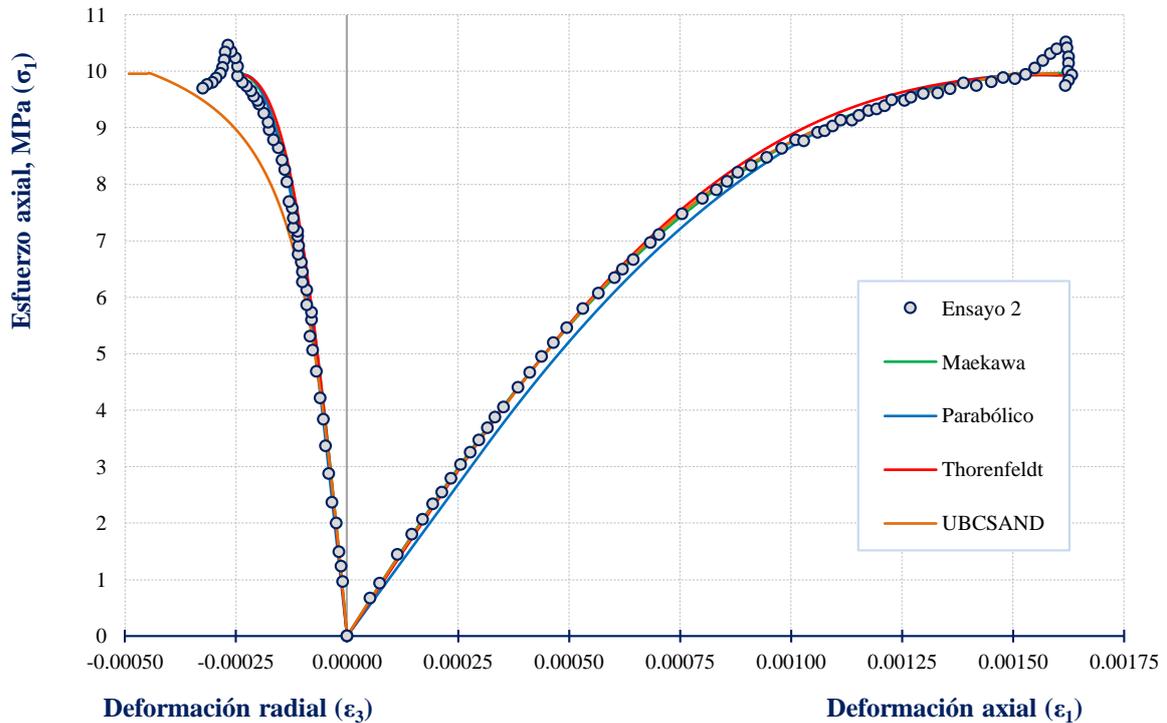


Figura 6.4 Calibración del comportamiento esfuerzo-deformación del concreto bajo compresión no confinada para ensayo 2.

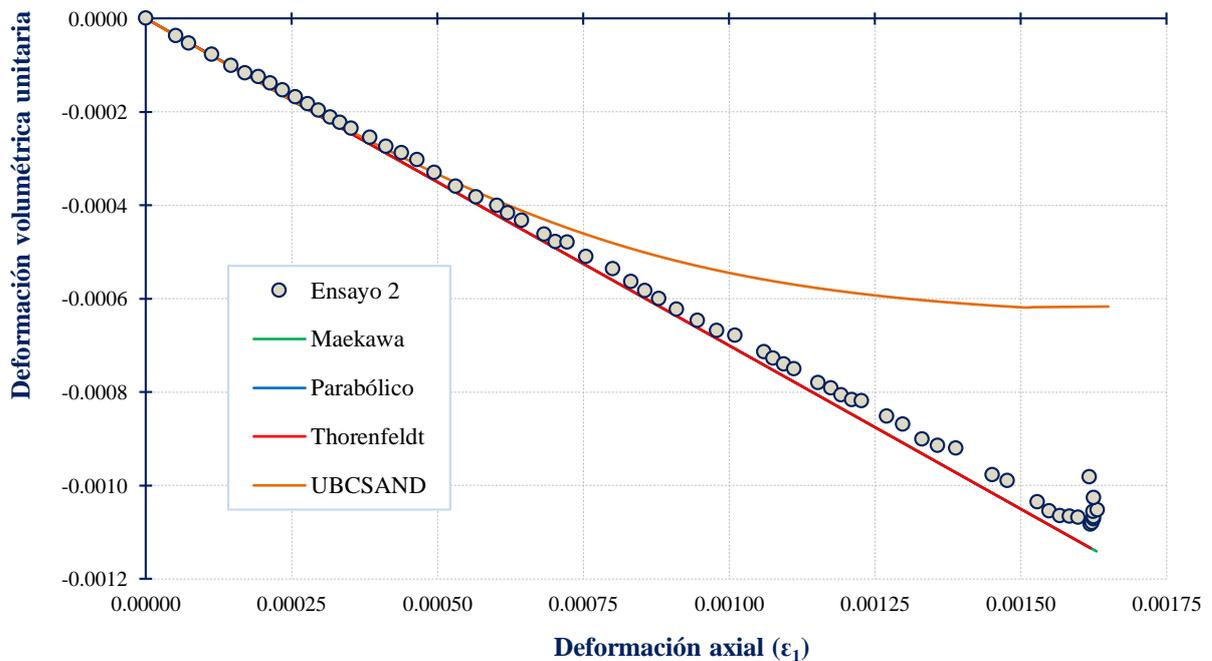


Figura 6.5 Calibración del comportamiento deformación volumétrica unitaria vs deformación axial del concreto bajo compresión no confinada para ensayo 2.

6.3.3 Modelización numérica del ensayo 3

En las Figuras 6.6 y 6.7 se muestran los resultados del análisis numérico en términos de esfuerzo axial-deformación axial unitaria, esfuerzo axial-deformación radial unitaria y deformación volumétrica unitaria-deformación axial para los cuatro modelos constitutivos.

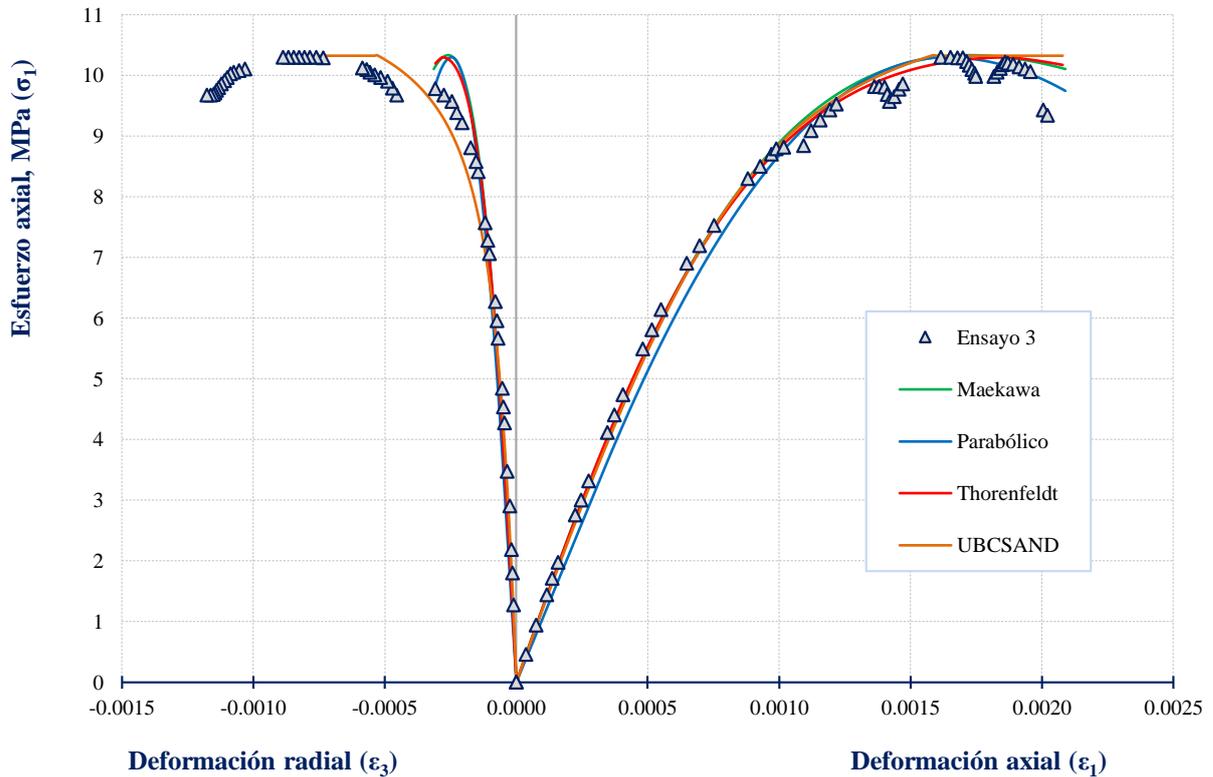


Figura 6.6 Calibración del comportamiento esfuerzo-deformación del concreto bajo compresión no confinada para ensayo 3.

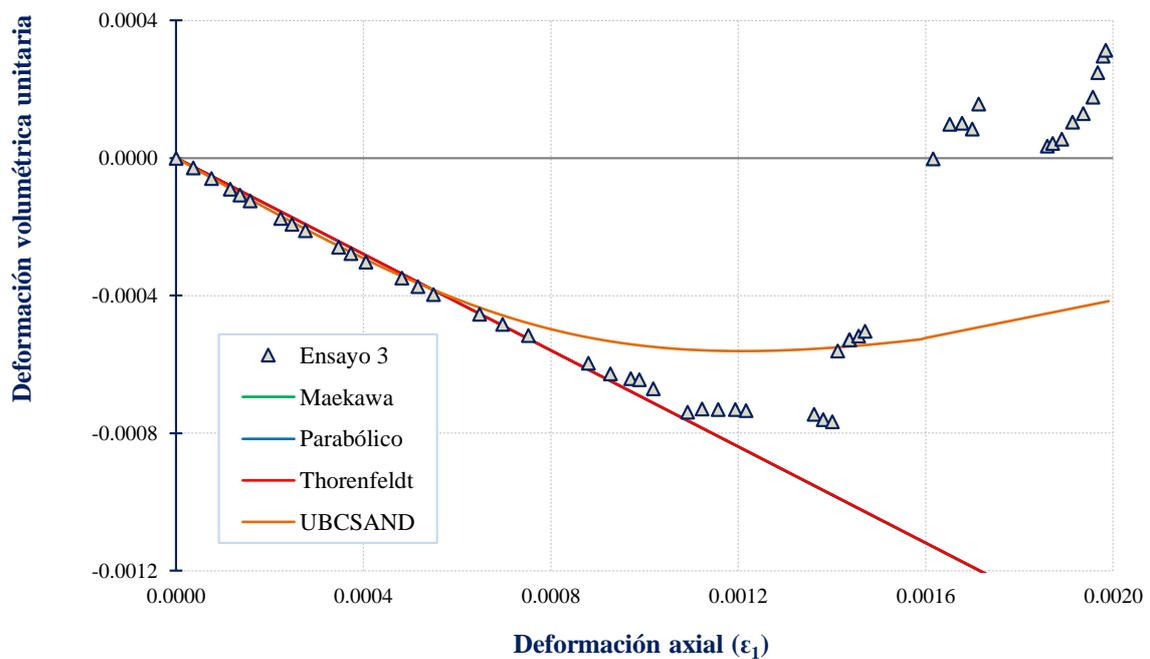


Figura 6.7 Calibración del comportamiento deformación volumétrica unitaria vs deformación axial del concreto bajo compresión no confinada para ensayo 3.

6.3.4 Modelización numérica del ensayo 4

En las Figuras 6.8 y 6.9 se presentan los resultados del análisis numérico en términos de esfuerzo axial-deformación axial unitaria, esfuerzo axial-deformación radial unitaria y deformación volumétrica unitaria-deformación axial para los cuatro modelos constitutivos.

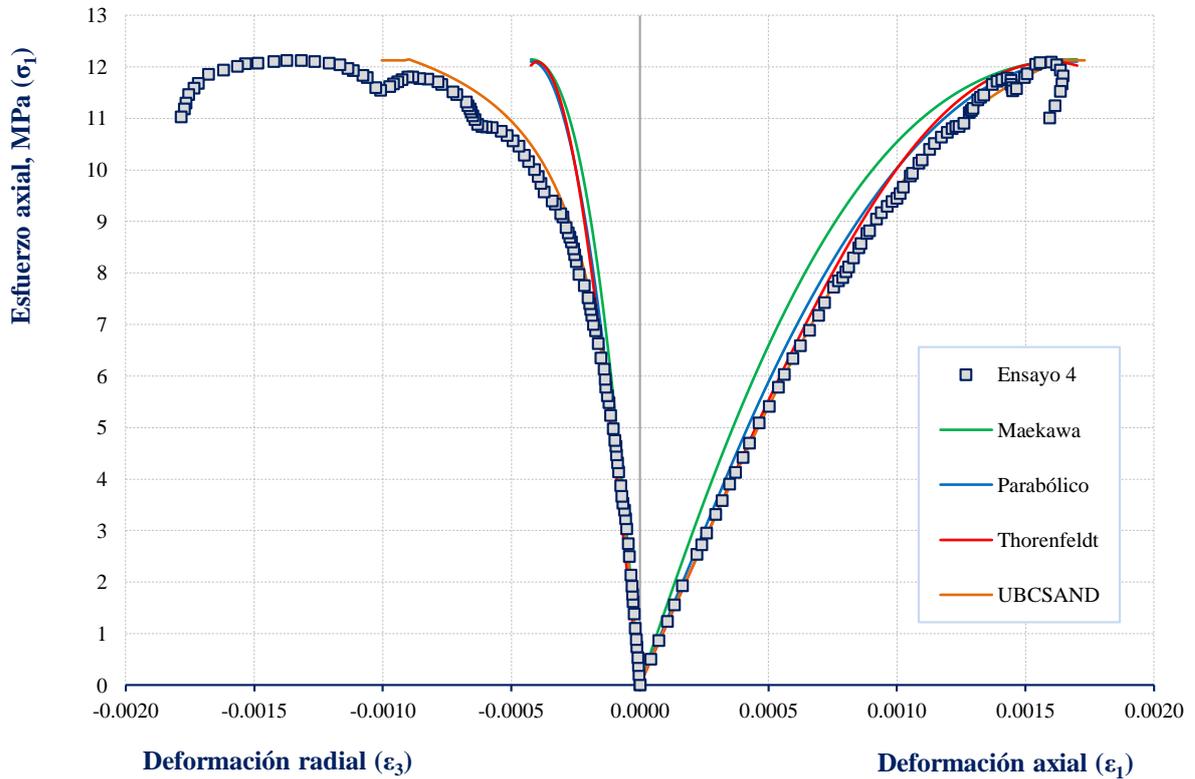


Figura 6.8 Calibración del comportamiento esfuerzo-deformación del concreto bajo compresión no confinada para ensayo 4.

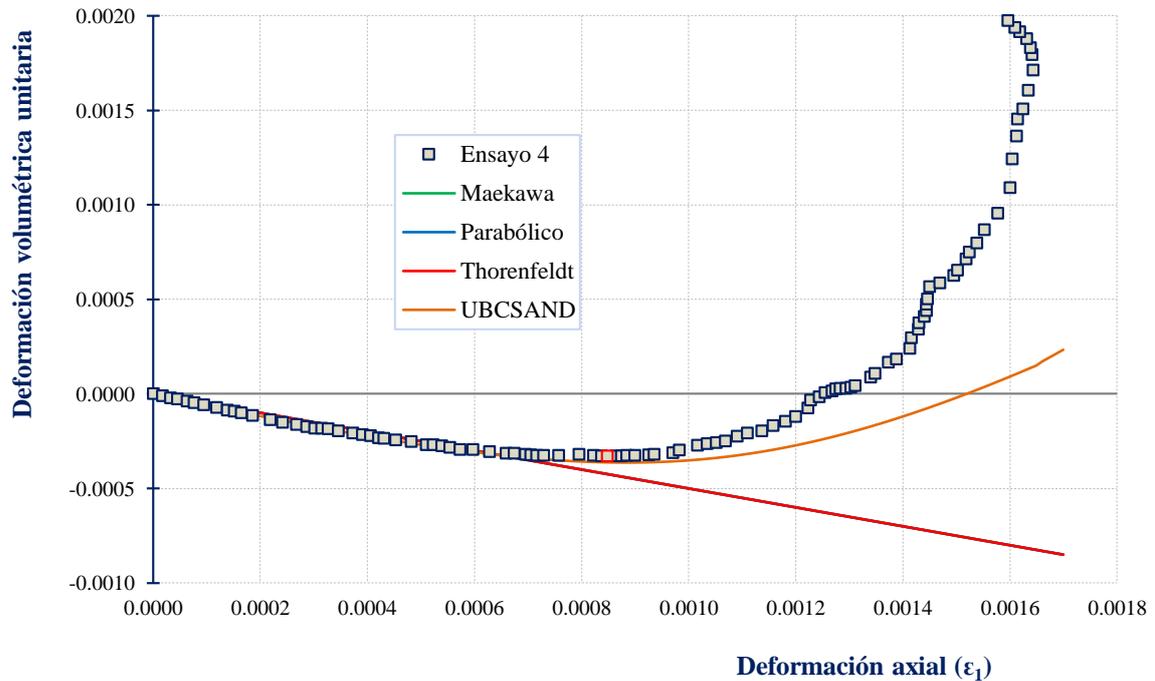


Figura 6.9 Calibración del comportamiento deformación volumétrica unitaria vs deformación axial del concreto bajo compresión no confinada para ensayo 4.

6.3.5 Estimación de la bondad de las modelizaciones

Con la finalidad de verificar la bondad de las predicciones realizadas en la sección anterior empleando los modelos numéricos UBCSAND, Thorenfield, Parabólico y Maekawa, se empleó el coeficiente de determinación R^2 .

El coeficiente de determinación R^2 es un indicador que mide el porcentaje de variación de la variable respuesta σ (esfuerzo) obtenido de cada ensayo realizado, que es explicada por el modelo numérico, el cual en cada caso de generación de predicciones por elementos finitos hace uso de la variable independiente ε (deformación) dentro de su formulación. Este coeficiente puede ser determinado mediante el cálculo de las siguientes ecuaciones.

$$R^2 = \left(\frac{SC_{Modelo}}{SC_{Total}} \right) \quad (6.1)$$

$$R^2 = 1 - \left(\frac{SC_{Error}}{SC_{Total}} \right) \quad (6.2)$$

Donde:

R^2 : coeficiente de determinación.

SC_{Modelo} : suma de cuadrados del modelo.

SC_{Error} : suma de cuadrados del error o del residual.

SC_{Total} : suma de cuadrados del total.

$$SC_{Modelo} = SC_{Total} - SC_{Error} \quad (6.3)$$

$$SC_{Error} = \sum_{i=1}^n (\sigma - \hat{\sigma})^2 \quad (6.3)$$

$$SC_{Total} = \sum_{i=1}^n (\sigma - \bar{\sigma})^2 \quad (6.4)$$

Donde:

σ : son los esfuerzos medidos experimentalmente.

$\hat{\sigma}$: son los esfuerzos estimados por el modelo.

$\bar{\sigma}$: son los esfuerzos promedios del ensayo.

El coeficiente de determinación R^2 es interpretado como una medida de ajuste de los datos observados (esfuerzos) y nos proporciona el porcentaje de la variación total de los “esfuerzos” explicados por el modelo empleado en cada caso. Cabe notar que este coeficiente es un valor positivo que se encuentra en el rango de 0-1. Por otro lado, el coeficiente de determinación R^2 es sensible a incrementos del tamaño de la muestra, ya que

cuantos más datos se tenga, más propenso es de aumentar este coeficiente; por ello, es más conveniente usar el coeficiente $R^2_{ajustado}$, el cual elimina este sobreajuste. Cabe resaltar que el $R^2_{ajustado}$ al tener en cuenta el tamaño del conjunto de datos, su valor es ligeramente inferior al de su correspondiente R^2 (Norusis, 1993). Finalmente, se espera que ambos coeficientes R^2 y $R^2_{ajustado}$ resulten similares, para dar una confianza al coeficiente de determinación.

El $R^2_{ajustado}$ es representado por las siguientes ecuaciones.

$$R^2_{ajustado} = 1 - \frac{CME}{CMTotal} \quad (6.5)$$

$$R^2_{ajustado} = 1 - \left(\frac{n-1}{n-k-1} \right) * (1 - R^2) \quad (6.6)$$

Donde:

CME : cuadrado del error.

$CMTotal$: cuadrado del medio del total.

n : cantidad de datos (tamaño de la muestra)

k : número de variables que influyen en la respuesta (solo las deformaciones).

Los coeficientes de determinación fueron calculados a partir de las curvas experimentales esfuerzo-deformación axial y sus respectivas predicciones numéricas en el rango de deformaciones pre pico (antes de la falla). El rango de deformación estimado (pre pico) se debió al hecho de que el modelo UBCSAND no predice el ablandamiento por deformación (post pico) y además no se tiene la curva experimental de ese rango de deformaciones. En la Tabla 6.5 se presentan los valores de los coeficientes de determinación R^2 y $R^2_{ajustado}$ para cada una de las predicciones realizadas.

Tabla 6.5 Coeficientes de determinación R^2 y $R^2_{ajustado}$

	UBCSAND		Thorenfeldt		Parabólico		Maekawa	
	$R^2_{ajustado}$	R^2	$R^2_{ajustado}$	R^2	$R^2_{ajustado}$	R^2	$R^2_{ajustado}$	R^2
Ensayo 01	0.999947	0.999948	0.999488	0.999500	0.998559	0.998593	0.996668	0.996747
Ensayo 02	0.996717	0.996778	0.992373	0.992514	0.990305	0.990484	0.996920	0.996977
Ensayo 03	0.999612	0.999618	0.998738	0.998760	0.991215	0.991369	0.982519	0.982826
Ensayo 04	0.999142	0.999153	0.990998	0.991121	0.987679	0.987848	0.939350	0.940181
Promedio	0.998854	0.998874	0.995399	0.995474	0.991939	0.992073	0.978864	0.979183

Se aprecia que los modelos realizados para predecir cada uno de los ensayos tiene un buen ajuste, ya que los coeficientes de determinación para cada uno de ellos son en su mayoría mayores del 98%, es decir, cada modelo explica más del 98% de la variabilidad de la respuesta σ (esfuerzo) del ensayo, lo cual demuestra un buen desempeño. Se aprecia que en la mayoría de los casos el modelo UBCSAND es el que en los cuatro ensayos proporcionó el mejor ajuste hacia las curvas experimentales. Este hecho es contrastado en la Tabla 6.6, en la cual se reporta el promedio de los coeficientes de determinación $R_{ajustado}^2$ ordenados según el orden de precisión.

Tabla 6.6 Coeficiente de determinación $R_{ajustado}^2$ promedio

Modelo	$R_{ajustado}^2$ Promedio
UBCSAND	0.998854
Thorenfeldt	0.995399
Parabólico	0.991939
Maekawa	0.978864

Se puede notar que el orden de precisión de los modelos estudiados también coincide con la cantidad de parámetros de entrada que caracterizan cada uno de ellos. El modelo UBCSAND emplea más parámetros de entrada que los demás, ello permite ajustar con más precisión las curvas experimentales.

6.3.6 Modelización promedio representativa

Los parámetros que caracterizan el comportamiento del grupo de ensayos experimentales mostrados en la Figura 3.1, han sido determinados para cada uno de los modelos constitutivos empleados y los resultados son mostrados en las Tablas 6.7, 6.8, 6.9 y 6.10, respectivamente.

Tabla 6.7 Resumen de parámetros promedio representativo para el modelo UBCSAND

Descripción	Símbolo	Unidad	Promedio
Presión de referencia	P_{ref}	kPa	100
Módulo de elasticidad	E	MPa	12418
Relación de Poisson	ν	-	0.127
Exponente del módulo volumétrico elástico	me	-	0.0
Número del módulo volumétrico elástico	K_B^e	-	55485
Ángulo de fricción inicial	ϕ_0	(Grados)	0
Ángulo de fricción en la falla	ϕ_f	(Grados)	26.4

El ángulo de fricción a volumen constante	ϕ_{cv}	(Grados)	24.4
Relación de falla	R_f	-	0.93
Exponente del módulo de corte plástico	np	-	0.5
Número del módulo de corte plástico	K_G^p	-	29250
Parámetro de tracción	P_t	kPa	1146
Cambio de la presión	Δp	kPa	7157
Parámetro B de Skempton	B_{skem}	-	0
Módulo volumétrico del fluido	K_f	kPa	0
Factor de pre licuefacción	$facpre$	-	1
Factor de post licuefacción	$facpos$	-	1

Tabla 6.8 Resumen de parámetros promedio representativo para el modelo Thorenfeldt

Descripción	Símbolo	Unidad	Promedio
Resistencia a compresión simple	f'_c	MPa	11.46
Deformación axial en la resistencia máxima bajo compresión uniaxial	ϵ_0	-	0.00177
Relación de Poisson	ν	-	0.167
Módulo de elasticidad secante	E	MPa	20187
Parámetro de ajuste hasta el pico de resistencia	n	-	2.2
Parámetro de ajuste post pico	k	-	1.075
Resistencia a la tracción	f_t	MPa	1.146

Tabla 6.9 Resumen de parámetros promedio representativo para el modelo Parabólico

Descripción	Símbolo	Unidad	Promedio
Resistencia a compresión simple	f'_c	MPa	11.46
Deformación axial en la resistencia máxima del concreto bajo compresión uniaxial	ϵ_0	-	0.00177
Relación de Poisson	ν	-	0.167
Módulo de elasticidad tangente	E	MPa	11187

Energía de fractura en compresión como parámetro de ajuste post pico	G_c	N/mm	15
Resistencia a la tracción	f_t	MPa	1.146

Tabla 6.10 Resumen de parámetros promedio representativo para el modelo Maekawa

Descripción	Símbolo	Unidad	Promedio
Resistencia a compresión simple	f'_c	MPa	11.46
Deformación axial en la resistencia máxima del concreto bajo compresión uniaxial	ϵ_0	-	0.00177
Relación de Poisson	ν	-	0.167
Módulo de elasticidad tangente	E	MPa	12986
Resistencia a la tracción	f_t	MPa	1.146

En las Figuras 6.10 y 6.11 se muestra el análisis numérico empleando los parámetros promedios expuestos en las Tablas 6.7, 6.8, 6.9 y 6.10, que representan a cada uno de los modelos constitutivos en estudio. Los resultados del análisis numérico son presentados junto a las curvas experimentales que caracterizan el comportamiento del concreto bajo condiciones de compresión simple. Las gráficas expresan el comportamiento esfuerzo axial-deformación axial unitaria promedio y deformación volumétrica unitaria-deformación axial promedio, respectivamente.

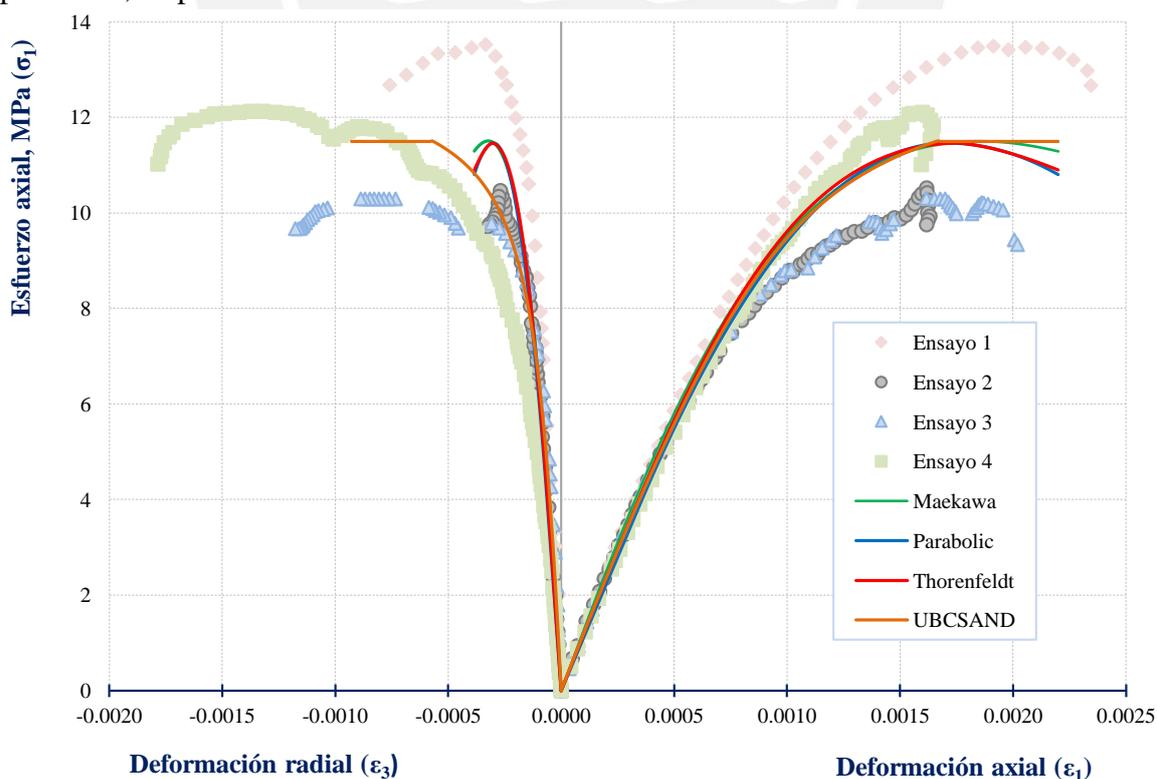


Figura 6.10 Comportamiento esfuerzo-deformación del concreto bajo compresión no confinada promedio.

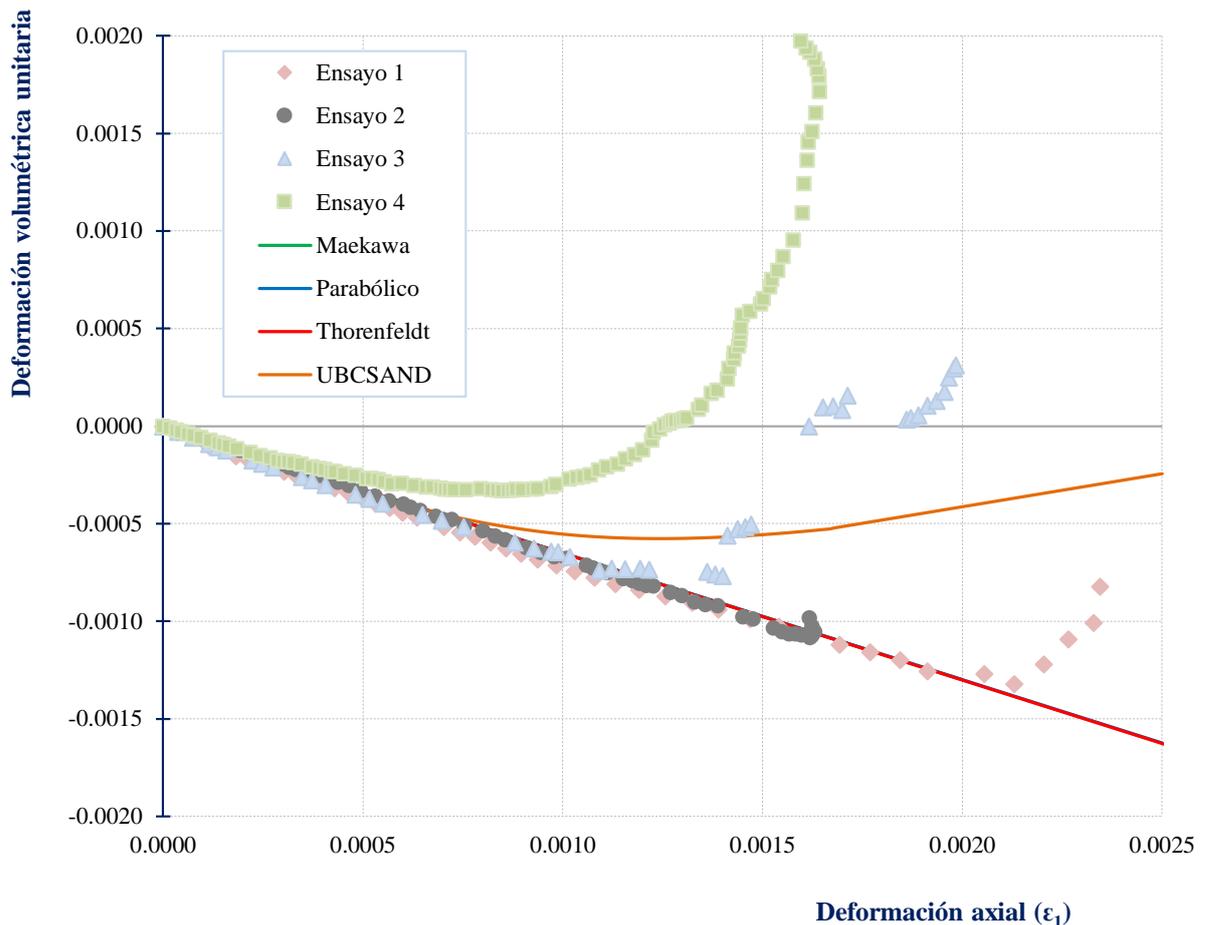


Figura 6.11 Comportamiento deformación volumétrica unitaria vs deformación axial promedio del concreto bajo compresión no confinada.

6.4 Predicción del comportamiento del concreto en compresión bajo esfuerzos de confinamiento

Con la finalidad de realizar la predicción del comportamiento del concreto en compresión triaxial bajo seis esfuerzos de confinamiento isotrópico de 500, 1000, 1500, 2000, 3000 y 4000psi, respectivamente, se emplearon los modelos UBCSAND y Thorenfeldt representados por los parámetros mostrados en las Tablas 6.7 y 6.8, respectivamente. También se presenta la verificación de las envolventes de falla de Mohr-Coulomb (UBCSAND) y Hsieh-Ting-Chen (Thorenfeldt) mediante las gráficas de trayectorias de esfuerzos. Seguidamente, se presenta una comparación de las predicciones en términos de esfuerzo desviador-deformación (axial y radial), trayectoria de esfuerzos y envolventes de falla. Por último, se realiza una comparación entre los resultados de la predicción numérica y los ensayos reportados en la literatura (Figura 2.8).

6.4.1 Predicción con el modelo UBCSAND

En la Figura 6.12 se presenta los resultados de una serie de análisis de elementos finitos en términos de esfuerzo desviador-deformación (axial y radial). Por último, en la Figura 6.13 se muestra la trayectoria de esfuerzos verificando el modelo de falla del modelo UBCSAND (envolvente de falla de Mohr-Coulomb).

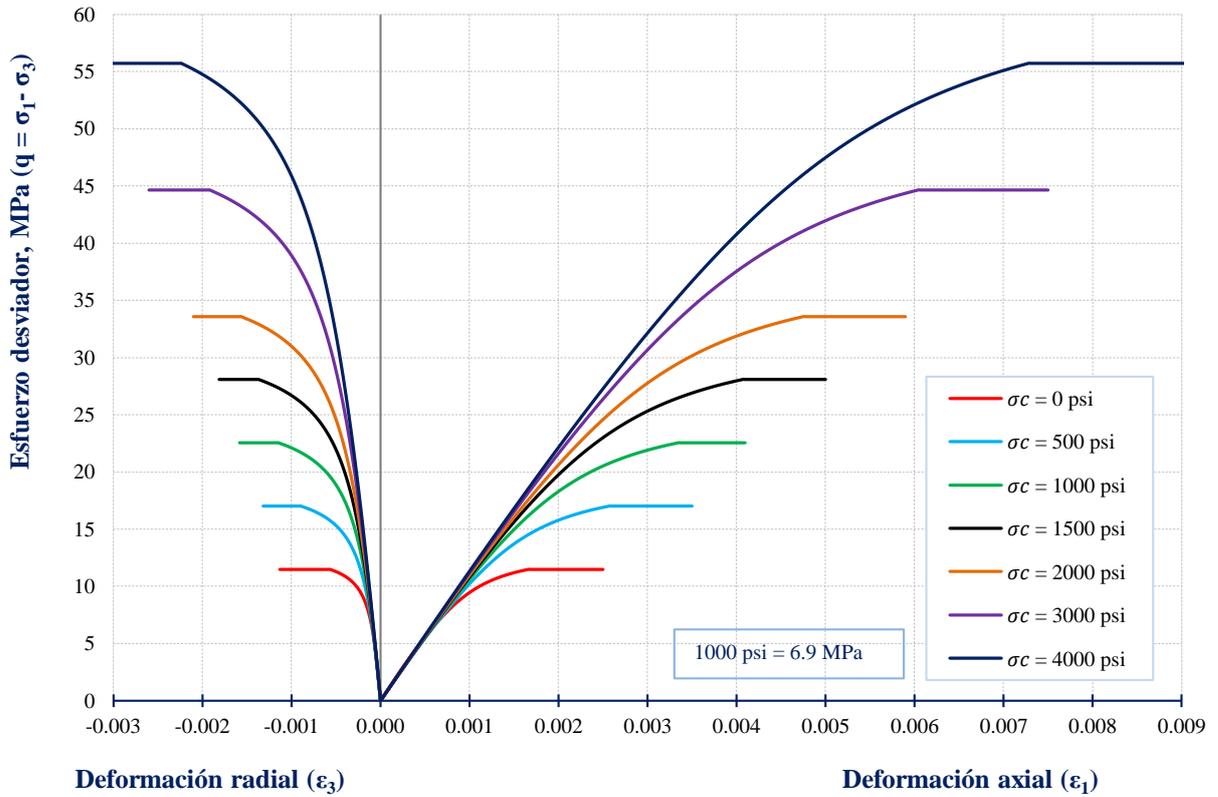


Figura 6.12. Predicción de las curvas esfuerzo desviador-deformación (axial y radial) de probetas de concreto bajo condiciones de compresión confinada.

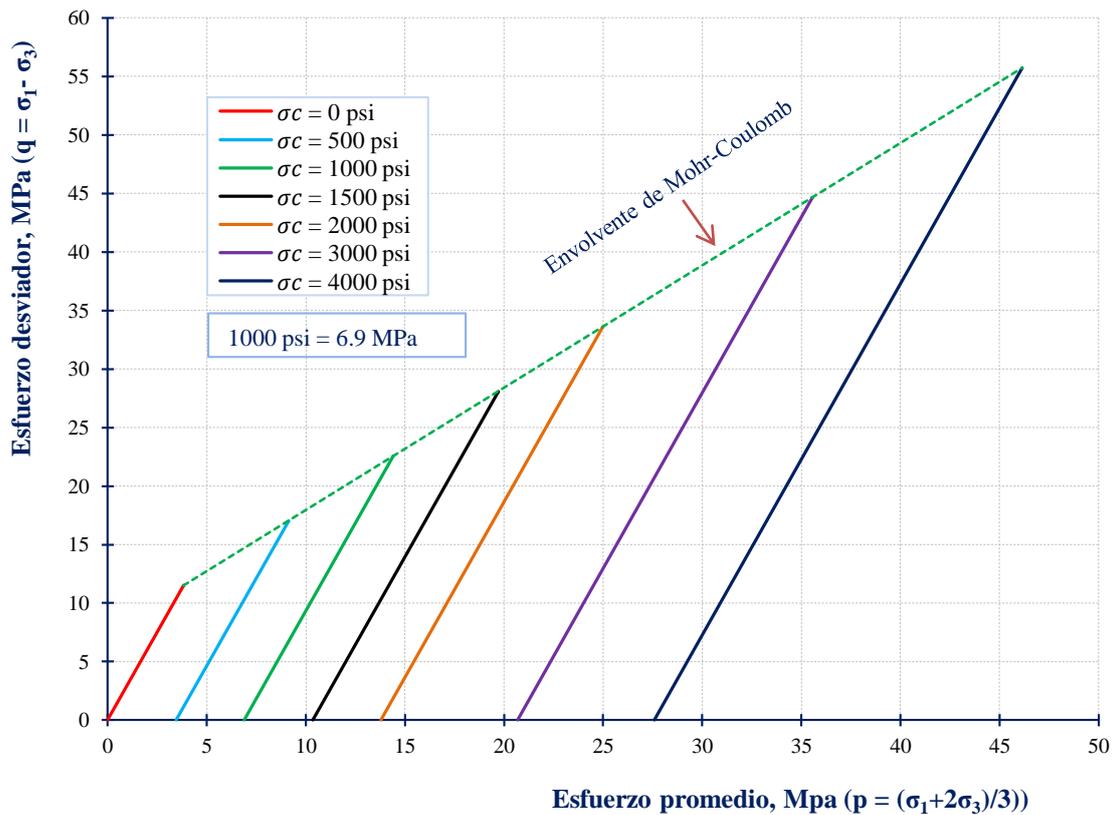


Figura 6.13. Predicción de la trayectoria de esfuerzos del concreto sometido a compresión confinada.

6.4.2 Predicción con el modelo Thorenfeldt

En la Figura 6.14 se presenta los resultados de una serie de análisis de elementos finitos en términos de esfuerzo desviador-deformación (axial y radial). Por último, en la Figura 6.15 se muestra la trayectoria de esfuerzos verificando el modelo de falla del modelo de Thorenfeldt (envolvente de falla de Hsieh-Ting-Chen).

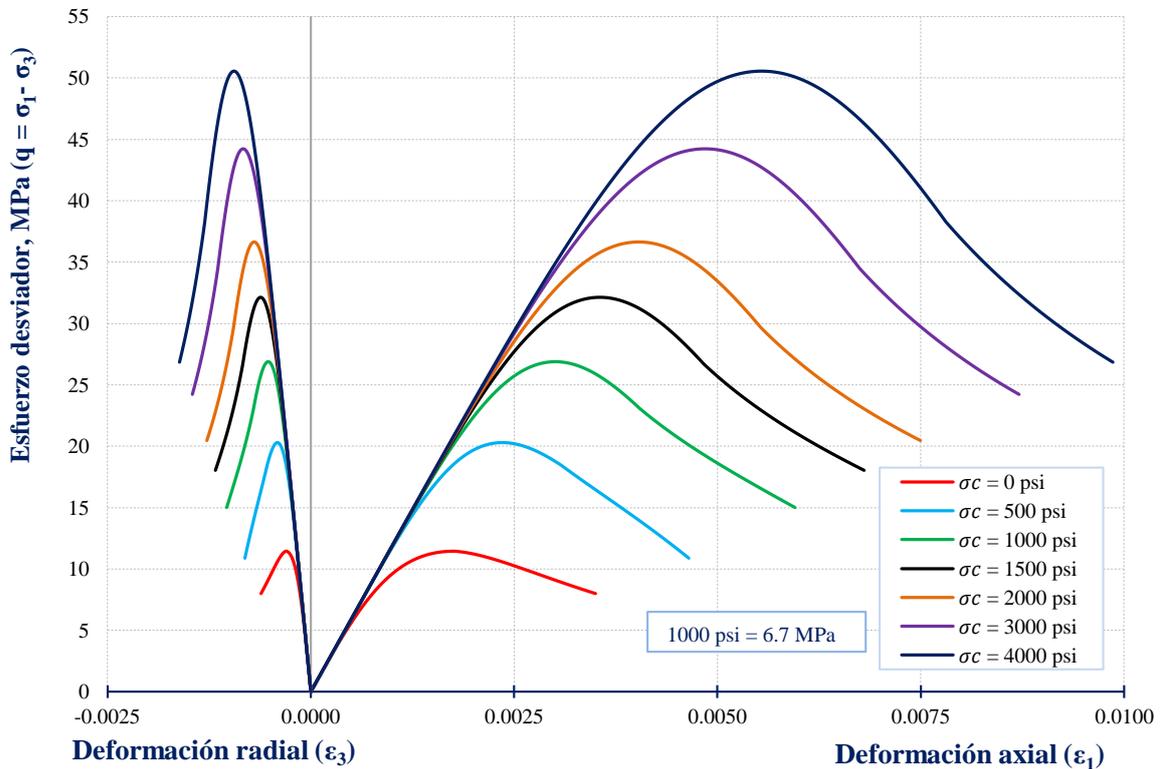


Figura 6.14. Predicción de las curvas esfuerzo desviador-deformación (axial y radial) de probetas de concreto bajo condiciones de compresión confinada.

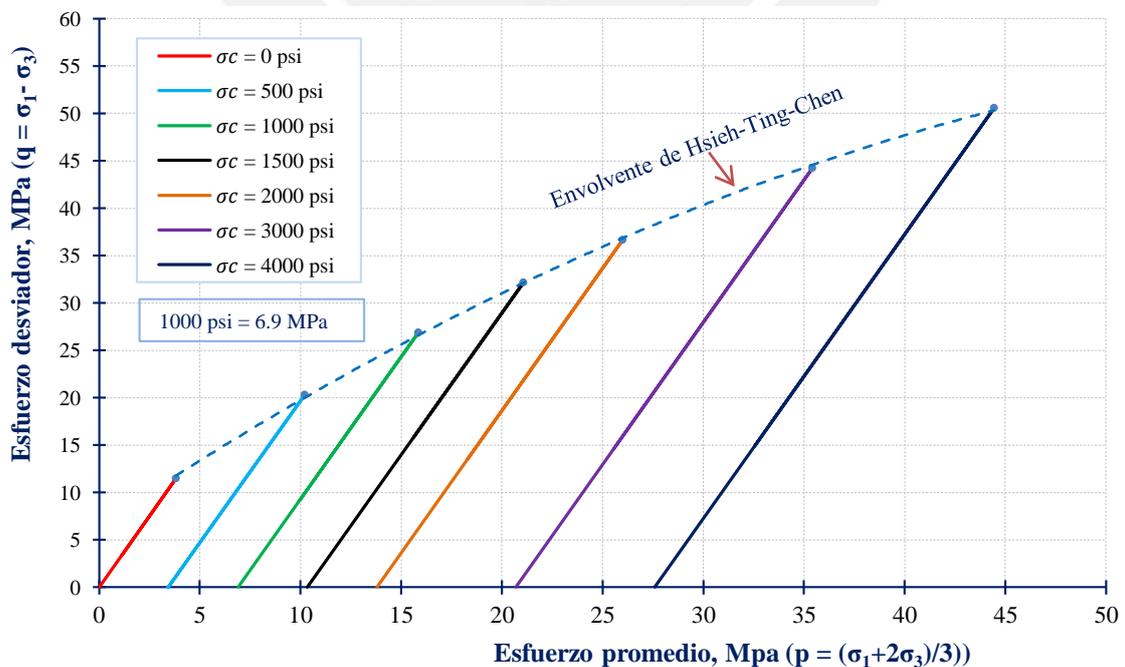


Figura 6.15. Predicción de la trayectoria de esfuerzos del concreto sometido a compresión confinada.

6.4.3 Análisis comparativo de las predicciones numéricas

Con la finalidad de realizar una comparación de los resultados de las predicciones numéricas entre los modelos constitutivos UBCSAND y Thorenfeldt, se ha graficado sus respectivas curvas en términos de esfuerzo desviador-deformación (Figura 6.16), trayectoria de esfuerzos (Figura 6.17) y finalmente se presenta una comparación entre los resultados de las predicciones numérica y los ensayos reportados en la literatura (Figura 6.18).

Los resultados del análisis numérico en términos de esfuerzo desviador-deformación (axial y radial) mostrados en la Figura 6.16 presentan un buen acuerdo, llegando a predecir una similar resistencia para esfuerzos de confinamiento de 3000psi. Se aprecia que para niveles de confinamiento menores a 3000psi el modelo UBCSAND predice una menor resistencia en la falla en comparación con el modelo de Thorenfeldt. Por otro lado, se aprecia que para niveles de confinamiento mayores a 3000psi el modelo UBCSAND predice una mayor resistencia en la falla en comparación con el modelo de Thorenfeldt. Este hecho es apreciado claramente en las Figuras 6.17 y 6.18. Por otro lado, se aprecia que la comparación de la resistencia del concreto en la falla normalizado versus la presión de confinamiento normalizado por f'_c entre los modelos UBCSAND, Thorenfeldt y ensayos triaxiales experimentales existentes en la literatura muestran un buen acuerdo para los niveles de confinamiento en estudio (altos). También se aprecia que el modelo de falla Hsieh-Ting-Chen (Thorenfeldt) representa un mayor acuerdo con los ensayos experimentales en comparación con el modelo de falla de Mohr-Coulomb (UBCSAND).

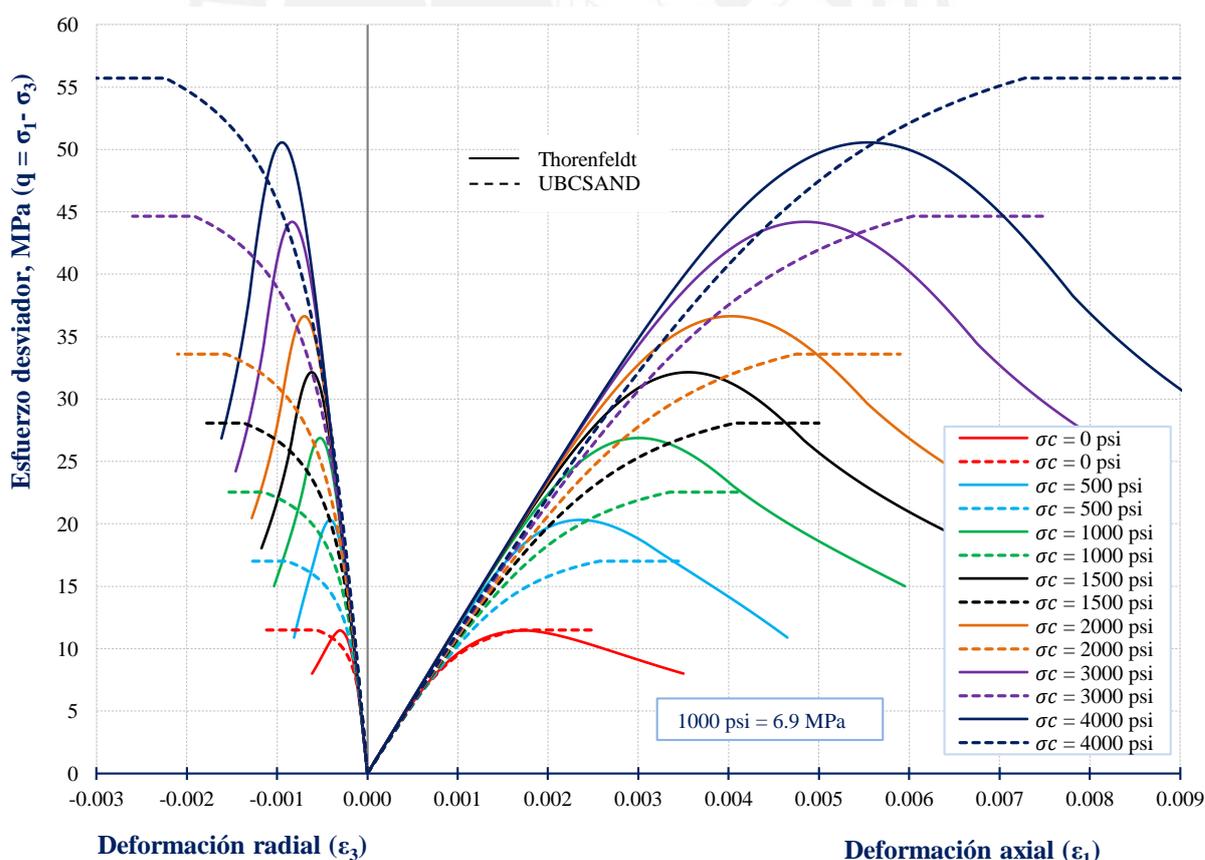


Figura 6.16. Comparación de las predicciones en términos de esfuerzo desviador-deformación (axial y radial) bajo condiciones de compresión confinada.

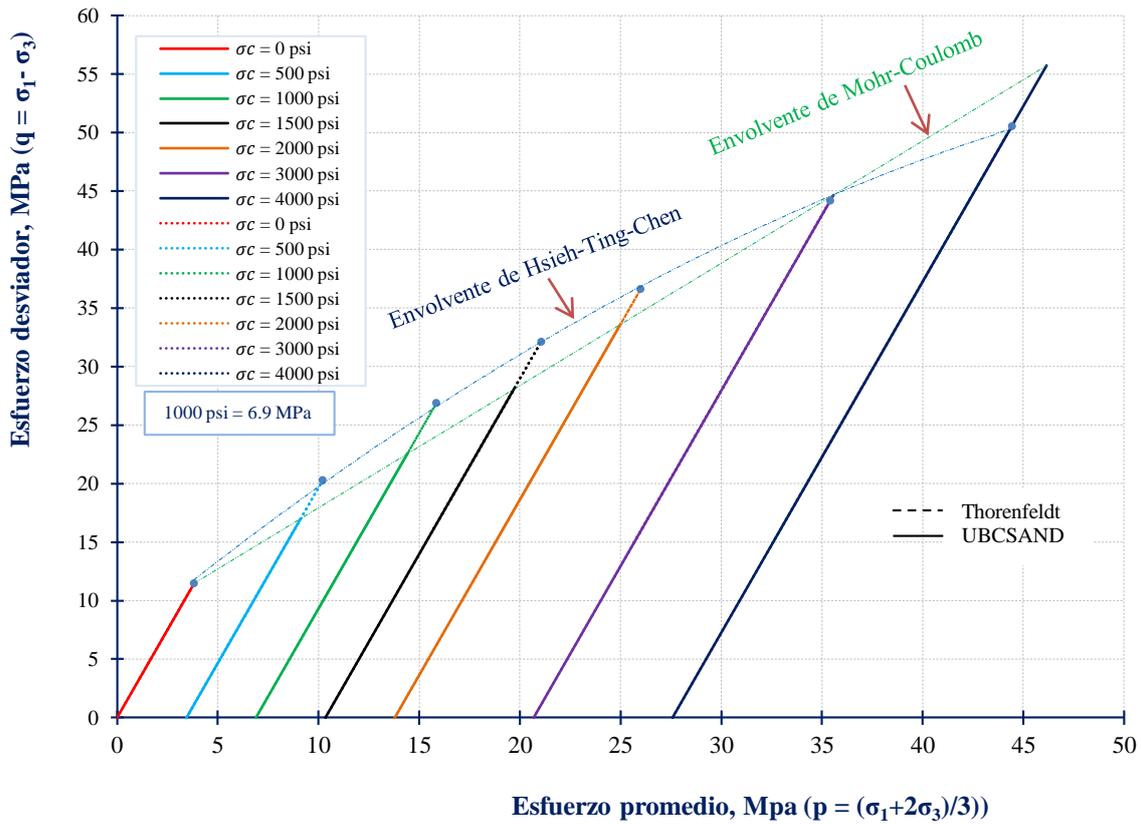


Figura 6.17. Comparación de las predicciones de las trayectorias de esfuerzos del concreto sometido a compresión confinada.

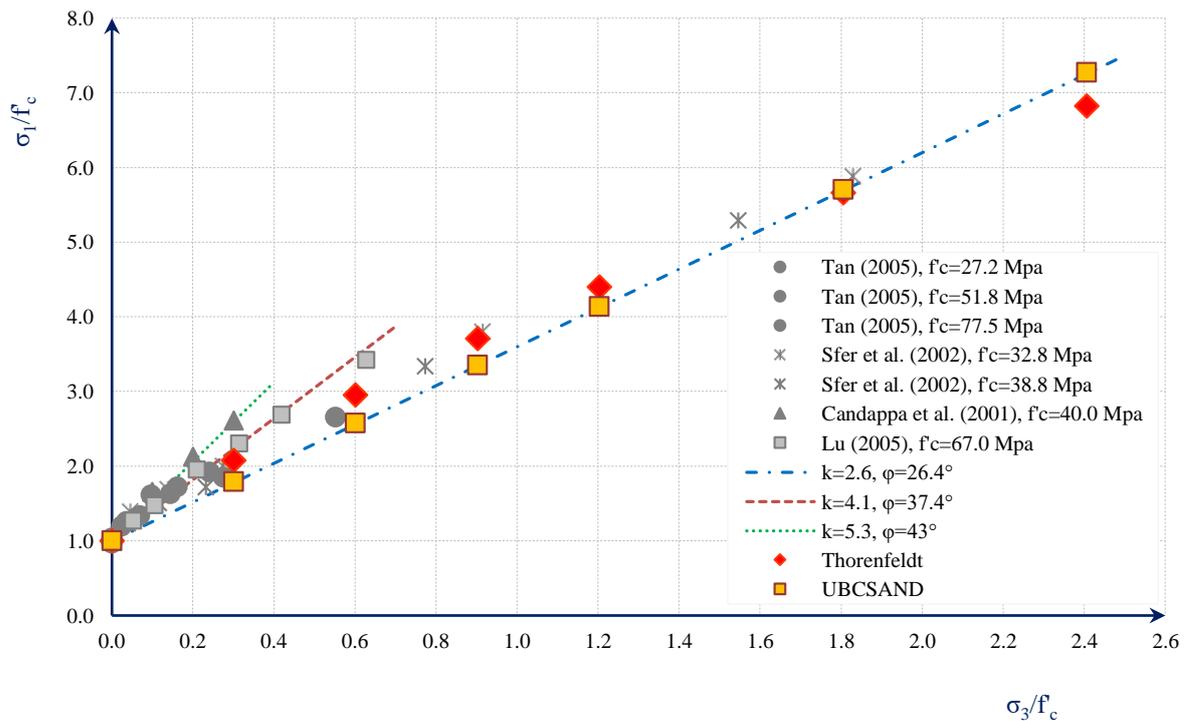


Figura 6.18. Comparación de la resistencia del concreto en la falla normalizado versus la presión de confinamiento normalizado por f'_c entre los modelos UBCSAND, Thorenfeldt y ensayos triaxiales experimentales existentes en la literatura.

6.5 Comparación de las predicciones numéricas y los resultados experimentales de Flores & Pando (2008)

En la Tabla 6.11 se presentan las características mecánicas del concreto obtenidas a partir de datos experimentales de ensayos uniaxiales y triaxiales. En las Tablas 6.12 y 6.13 se muestran las características mecánicas del concreto como resultado de la predicción numérica, empleando los modelos UBCSAND y Thorenfield, respectivamente.

Tabla 6.11. Características mecánicas de los datos experimentales

Resultados experimentales						
Ensayo	Esfuerzo de confinamiento	Esfuerzo desviador pico ($q_{max} = \sigma_{1max} - \sigma_3$)	Def. axial unitaria en el esfuerzo desviador pico	Def. radial unitaria en el esfuerzo desviador pico	Módulo de elasticidad tangente inicial	Módulo de elasticidad secante
	σ_3 (Mpa)	q_{max} (MPa)	ϵ_{1p} (%)	ϵ_{3p} (%)	E_t (MPa)	E_{sec} (MPa)
1	0	13.50	0.197	0.0393	12820	11719
2	0	9.94	0.159	0.0265	12690	11365
3	0	10.30	0.188	0.0973	12500	11758
4	0	12.10	0.162	0.1566	11660	10947
Confinamiento promedio	3.45	24.26	1.39	0.4599	10031	-
	6.89	29.52	1.23	0.3607	10847	-
	10.34	36.83	3.03	0.7614	10528	-
	13.79	49.59	5.05	1.7044	6867	-
	20.68	63.09	5.38	1.3049	6216	-
	27.58	82.53	N/A	N/A	7590	-
Ensayo	Esfuerzo de confinamiento	Relación de Poisson secante	Esfuerzo desviador a 0.05% de def. axial	Def. radial a 0.05% de def. axial	Esfuerzo desviador a 0.10% de def. axial	Def. radial a 0.10% de def. axial
	σ_3 (Mpa)	ν	$q_{(0.05\%)} (MPa)$	$\epsilon_{3(0.05\%)} (%)$	$q_{(0.10\%)} (MPa)$	$\epsilon_{3(0.10\%)} (%)$
1	0	0.137	5.857	0.00657	10.380	0.01392
2	0	0.169	5.455	0.00823	8.711	0.01603
3	0	0.129	5.648	0.00688	8.798	0.01730
4	0	0.232	5.473	0.01176	9.481	0.03574

Tabla 6.12. Características mecánicas del análisis numérico empleando el modelo constitutivo UBCSAND

Modelo UBCSAND						
Ensayo	Esfuerzo de confinamiento	Esfuerzo desviador pico ($q_{\max} = \sigma_{1\max} - \sigma_3$)	Def. axial unitaria en el esfuerzo desviador pico	Def. radial unitaria en el esfuerzo desviador pico	Módulo de elasticidad tangente inicial	Módulo de elasticidad secante
	σ_3 (Mpa)	q_{\max} (MPa)	ϵ_{1p} (%)	ϵ_{3p} (%)	Et (MPa)	Esec (MPa)
1	0	13.531	0.187	0.0458	12820	11713
2	0	9.951	0.151	0.0446	12690	11360
3	0	10.322	0.159	0.0532	12500	11206
4	0	12.121	0.165	0.0915	11660	10812
Confinamiento promedio	0.00	11.481	0.167	0.0571	12418	11286
	3.45	17.018	0.258	0.0901	11425	10730
	6.89	22.552	0.336	0.1156	11364	10711
	10.34	28.086	0.408	0.1376	11380	10766
	13.79	33.613	0.476	0.1572	11412	10830
	20.68	44.661	0.605	0.1923	11483	10955
	27.58	55.724	0.729	0.2244	11547	11060
Ensayo	Esfuerzo de confinamiento	Relación de Poisson secante	Esfuerzo desviador a 0.05% de def. axial	Def. radial a 0.05% de def. axial	Esfuerzo desviador a 0.10% de def. axial	Def. radial a 0.10% de def. axial
	σ_3 (Mpa)	ν	$q_{(0.05\%)} (MPa)$	$\epsilon_{3(0.05\%)} (%)$	$q_{(0.10\%)} (MPa)$	$\epsilon_{3(0.10\%)} (%)$
1	0	0.085	5.864	0.00428	10.344	0.01293
2	0	0.158	5.506	0.00835	8.755	0.02279
3	0	0.135	5.461	0.00726	8.862	0.02270
4	0	0.229	5.397	0.01157	9.632	0.03247
Confinamiento promedio	0.00	0.151	5.579	0.00779	9.467	0.02226
	3.45	0.161	5.467	0.00768	10.215	0.01815
	6.89	0.161	5.508	0.00749	10.590	0.01660
	10.34	0.160	5.555	0.00735	10.819	0.01580
	13.79	0.159	5.596	0.00724	10.977	0.01530
	20.68	0.156	5.661	0.00711	11.187	0.01470
	27.58	0.154	5.710	0.00702	11.324	0.01440

Tabla 6.13. Características mecánicas del análisis numérico empleando el modelo constitutivo de Thorenfield

Modelo de Thorenfield						
Ensayo	Esfuerzo de confinamiento	Esfuerzo desviador pico ($q_{\max} = \sigma_{1\max} - \sigma_3$)	Def. axial unitaria en el esfuerzo desviador pico	Def. radial unitaria en el esfuerzo desviador pico	Módulo de elasticidad tangente inicial	Módulo de elasticidad secante
	σ_3 (Mpa)	q_{\max} (MPa)	ε_{1p} (%)	ε_{3p} (%)	Et (MPa)	Esec (MPa)
1	0	13.501	0.197	0.027186	11928	11612
2	0	9.941	0.159	0.026076	11934	11454
3	0	10.301	0.188	0.025568	12325	11472
4	0	12.101	0.162	0.037422	11203	11078
Confinamiento promedio	0.00	11.460	0.177	0.029559	11903	11484
	3.45	20.313	0.236	0.039412	11901	11863
	6.89	26.880	0.301	0.050267	11898	11868
	10.34	32.146	0.355	0.059285	11896	11868
	13.79	36.637	0.403	0.067301	11894	11866
	20.68	44.200	0.485	0.080995	11889	11860
	27.58	50.561	0.555	0.092685	11885	11855
Ensayo	Esfuerzo de confinamiento	Relación de Poisson secante	Esfuerzo desviador a 0.05% de def. axial	Def. radial a 0.05% de def. axial	Esfuerzo desviador a 0.10% de def. axial	Def. radial a 0.10% de def. axial
	σ_3 (Mpa)	ν	$q_{(0.05\%)} (MPa)$	$\varepsilon_{3(0.05\%)} (%)$	$q_{(0.10\%)} (MPa)$	$\varepsilon_{3(0.10\%)} (%)$
1	0	0.138	5.793	0.00690	10.368	0.0138
2	0	0.164	5.525	0.00820	8.885	0.0164
3	0	0.136	5.527	0.00680	8.797	0.0136
4	0	0.231	5.521	0.01155	10.025	0.0231
Confinamiento promedio	0.00	0.167	5.658	0.00835	9.609	0.0167
	3.45	0.167	5.947	0.00835	11.743	0.0167
	6.89	0.167	5.950	0.00835	11.860	0.0167
	10.34	0.167	5.951	0.00835	11.883	0.0167
	13.79	0.167	5.951	0.00835	11.891	0.0167
	20.68	0.167	5.951	0.00835	11.897	0.0167
	27.58	0.167	5.952	0.00835	11.900	0.0167

Tal como se puede apreciar en las Figuras 6.19 y 6.20, los módulos de elasticidad del concreto tanto tangente como secante se mantienen constantes en la predicción del comportamiento del concreto bajo presión de confinamiento. Esto es debido a que en la formulación de ambos modelos la rigidez del concreto no depende de los niveles de confinamiento. Por otro lado, se aprecia que los módulos de elasticidad del concreto secante y tangente obtenidos con el modelo de Thorenfield presentan un valor ligeramente mayor en relación con los obtenidos con el modelo UBCSAND. Esto se debe a que el modelo UBCSAND desarrolla el endurecimiento por deformación a bajas deformaciones de corte.

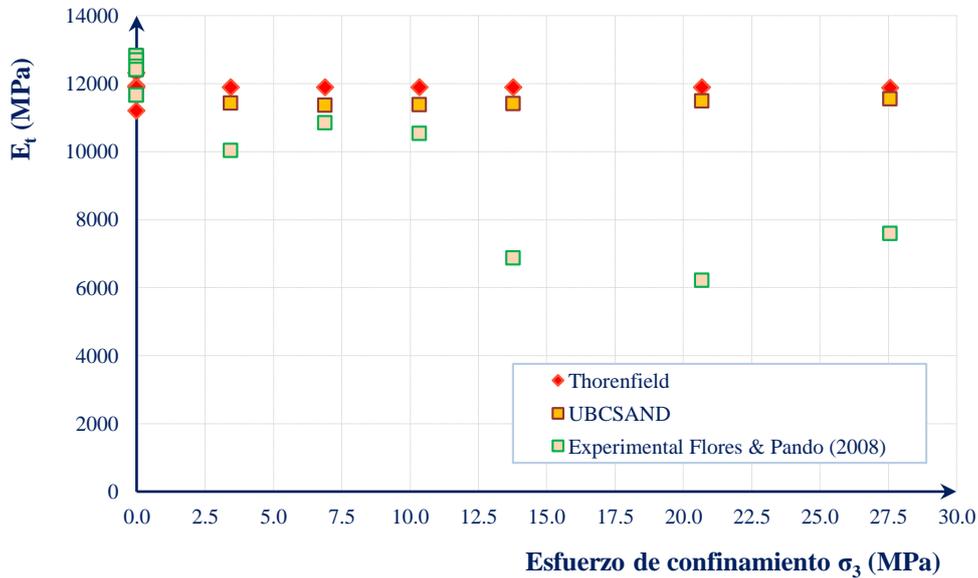


Figura 6.19. Módulo de elasticidad tangente inicial vs esfuerzo de confinamiento.

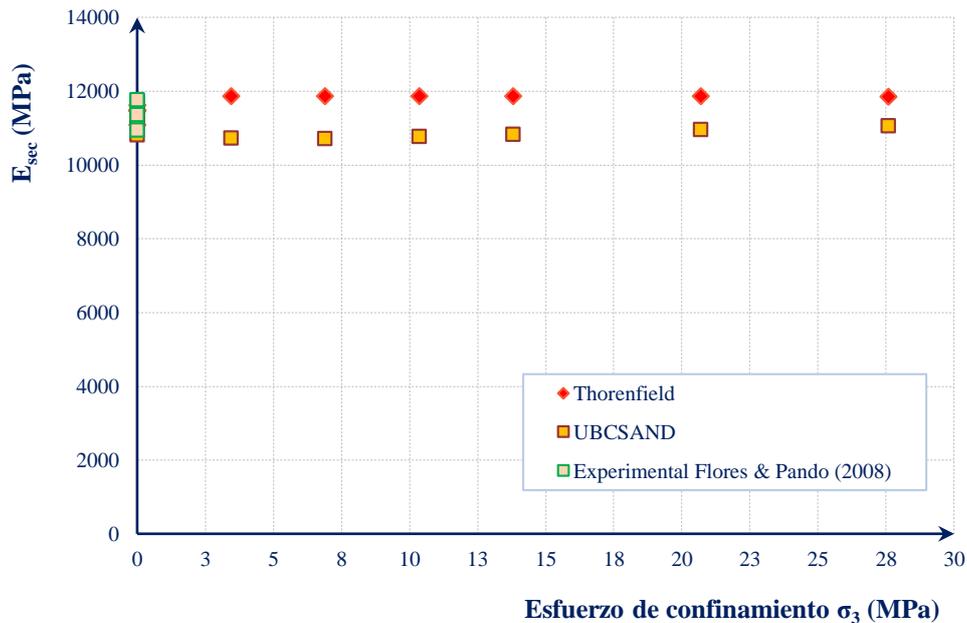


Figura 6.20. Módulo de elasticidad secante vs esfuerzo de confinamiento.

En la Figura 6.21 se muestra la predicción del incremento de la resistencia del concreto bajo compresión triaxial. Similar a lo mostrado en las Figuras 6.17 y 6.18 para presiones de confinamiento mayores a 3000 psi, el modelo UBCSAND comienza a predecir mayores valores de esfuerzo desviador en relación con el modelo de Thorenfeldt.

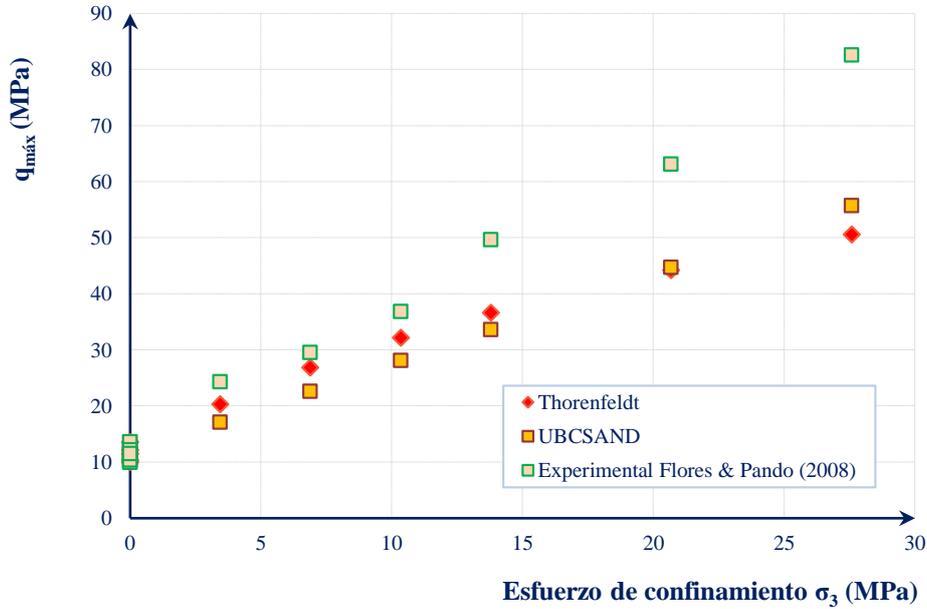


Figura 6.21. Esfuerzo desviador máximo vs esfuerzo de confinamiento.

En la Figura 6.22 se presenta la predicción del incremento de la ductilidad del concreto medido en términos de la deformación axial asociada al esfuerzo desviador máximo. Tal como se ha señalado anteriormente, el modelo UBCSAND predice un mayor valor de deformación en relación con el modelo de Thorenfeldt debido a que desarrolla el endurecimiento por deformación desde bajos niveles de deformación de corte.

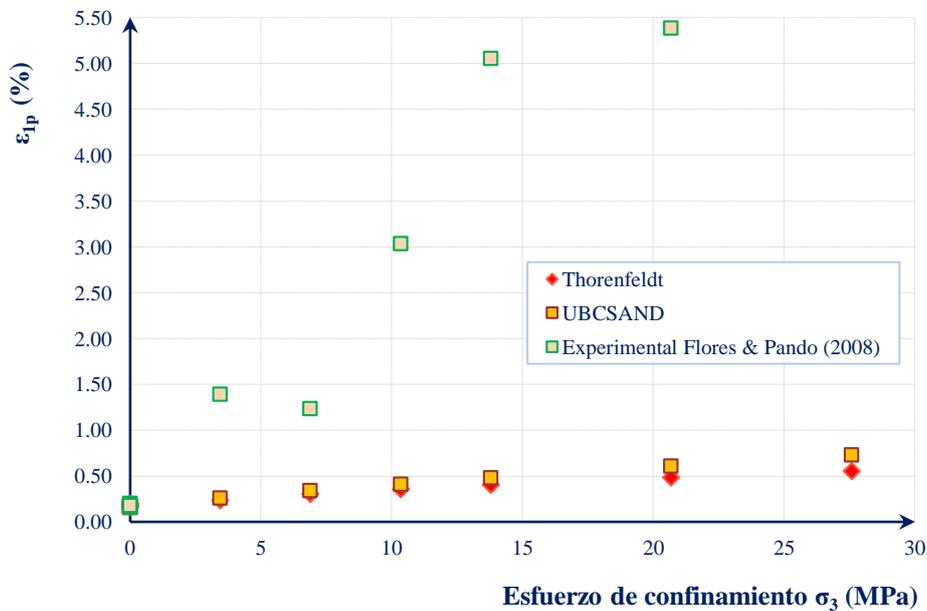


Figura 6.22. Deformación axial en $q_{m\acute{a}x}$ vs esfuerzo de confinamiento.

En la Figura 6.23 se aprecia la comparación de la resistencia del concreto en la falla normalizado versus la presión de confinamiento normalizado por f'_c entre los resultados del UBCSAND, Thorenfeldt, reporte de Flores & Pando (2008) y ensayos triaxiales experimentales existentes en la literatura. Los resultados de la comparación muestran un buen acuerdo para los niveles de confinamiento de 500, 1000 y 1500 psi. Por otro lado, se aprecia que los modelos de falla Mohr-Coulomb (UBCSAND) y Hsieh-Ting-Chen (Thorenfeldt) no predicen de manera exacta el esfuerzo de falla del concreto en ensayos de compresión bajo esfuerzos de confinamiento activo alto (2000, 3000 y 4000 psi).

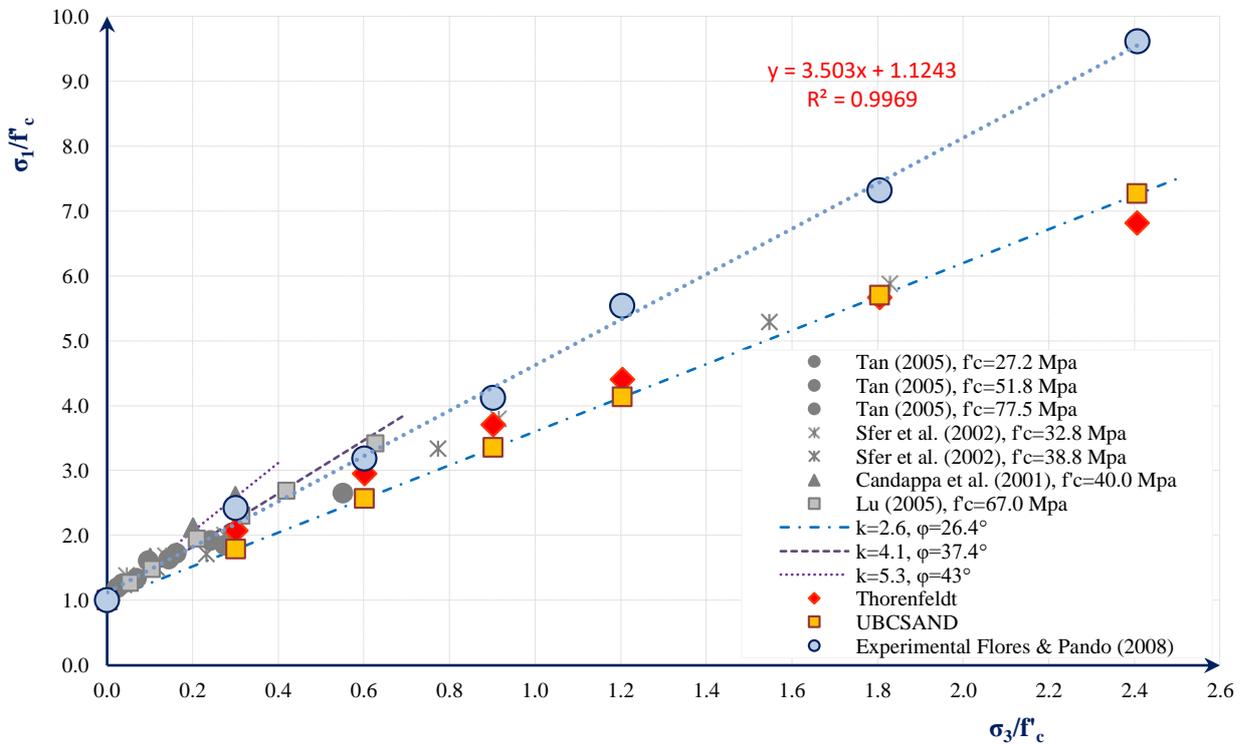


Figura 6.23. Comparación de la resistencia del concreto en la falla normalizado versus la presión de confinamiento normalizado por f'_c entre los resultados del UBCSAND, Thorenfeldt, experimental de Flores & Pando (2008) y ensayos triaxiales experimentales existentes en la literatura.

CAPÍTULO 7

Conclusiones y trabajos futuros



7.1 Conclusiones

Se ha presentado una revisión bibliográfica de los principales aspectos que aborda el presente estudio, tales como el comportamiento experimental del concreto en ensayos de compresión uniaxial y triaxial. También se ha reportado el empleo de los modelos numéricos para predecir el comportamiento del concreto en estos ensayos.

El concreto es un material que presenta comportamientos complejos, incluyendo una fuerte dependencia en su estado de carga. Es reconocido desde hace tiempo que es necesario confinar el concreto para tener la resistencia y ductilidad requeridas para el uso estructural. Sin embargo, debido a su composición heterogénea, incluso las propiedades más básicas del concreto, como su resistencia a la compresión, pueden variar ampliamente de especímenes a especímenes. Esta combinación de comportamiento complejo y propiedades variables hace que el concreto sea un material difícil de modelar con precisión.

Se ha reportado detalladamente el comportamiento del concreto en ensayos de compresión uniaxial y triaxial. Se ha resaltado los aspectos más importantes como el punto de esfuerzo crítico, en el cual el concreto comienza a dilatar en ensayos uniaxiales. En caso de ensayos triaxiales se ha discutido ampliamente sobre el adecuado empleo del valor del ángulo de fricción para una adecuada predicción, enfatizando que este parámetro de caracterización depende directamente del nivel de confinamiento.

Se ha expuesto las características más importantes del modelo de plasticidad esfuerzo efectivo tridimensional UBCSAND modificado en Diana. Se ha discutido la formulación de la respuesta elástica y la respuesta plástica en términos de funciones de fluencia, reglas de flujo y mecanismos de endurecimiento para condiciones de carga monotónica.

En la formulación del modelo UBCSAND el comportamiento del concreto es considerado elastoplástico, lo cual ha mostrado ser razonablemente cierto. La existencia de una región elástica en la que solo es permitida la respuesta elástica es una suposición realista para el comportamiento del concreto a bajos niveles de deformación.

En las etapas de carga inicial, el modelo UBCSAND se comporta de manera lineal elástica dentro de la superficie de fluencia. Este hecho es apreciado hasta en deformaciones unitarias de corte del orden de $\gamma = 10^{-4}$. A medida que la carga es incrementada, el flujo plástico ocurre dentro de la superficie de falla de acuerdo con la regla no asociativa contenida en su formulación. Si el flujo plástico continua más allá de la superficie de falla, el material se comporta como un material plástico perfecto.

La curva hiperbólica asumida entre la relación de esfuerzos η versus la deformación plástica de corte γ^p presenta una buena performance para predecir con gran precisión el comportamiento uniaxial y triaxial monotónico del concreto. Por lo tanto, asumir una relación única entre la relación de esfuerzos y la componente plástica de la deformación de corte para todos los niveles de deformación se considera razonable.

Se ha expuesto la metodología de determinación de cada uno de los parámetros de entrada del modelo constitutivo UBCSAND para la caracterización elastoplástica del concreto a partir de los datos obtenidos de ensayos de compresión uniaxial del concreto.

También se ha resaltado los parámetros más importantes para hacer frente al análisis numérico del ensayo uniaxial y triaxial de compresión monotónica.

Se ha demostrado que el modelo UBCSAND reproduce con gran precisión el comportamiento no lineal del concreto sometido a esfuerzos de compresión sin confinamiento. Esta precisión es lograda hasta la falla, ya que el modelo debido a la matemática que la constituye no predice ablandamiento del material para deformación post pico.

Se ha expuesto la formulación y las características más importantes de los modelos Thorenfeldt, Parabólico y Maekawa basados en deformación total implementada en el programa de elementos finitos TNO Diana. Se ha verificado que modelos constitutivos Thorenfeldt, Parabólico y Maekawa reproducen con gran precisión el comportamiento no lineal del concreto sometido a esfuerzos de compresión sin confinamiento. Esta precisión es lograda hasta los niveles de deformación asociados a la resistencia máxima del concreto en compresión.

El modelo de Thorenfeldt presenta un buen desempeño para predecir el comportamiento del concreto en compresión bajo distintos esfuerzos de confinamiento. Esto es alcanzado solo hasta la falla, ya que a esfuerzos de confinamiento altos (como los analizados en esta investigación) los ensayos experimentales muestran la no degradación del comportamiento posterior al pico y cambian el patrón de falla de frágil a dúctil.

Se ha demostrado la aplicabilidad del modelo constitutivo UBCSAND implementado en el programa de elementos finitos TNO Diana basado en plasticidad (concebido originalmente para modelar el fenómeno de licuefacción de arenas saturadas) como una herramienta poderosa para modelar y predecir el comportamiento mecánico del concreto en condiciones de compresión simple y confinada.

Se ha determinado la bondad de las predicciones mediante el empleo de coeficientes de determinación mostrando el buen desempeño del modelo UBCSAND para reproducir las curvas esfuerzo-deformación del concreto bajo compresión uniaxial en relación con los modelos numéricos concebidos para concreto (Thorenfeldt, Parabólico y Maekawa).

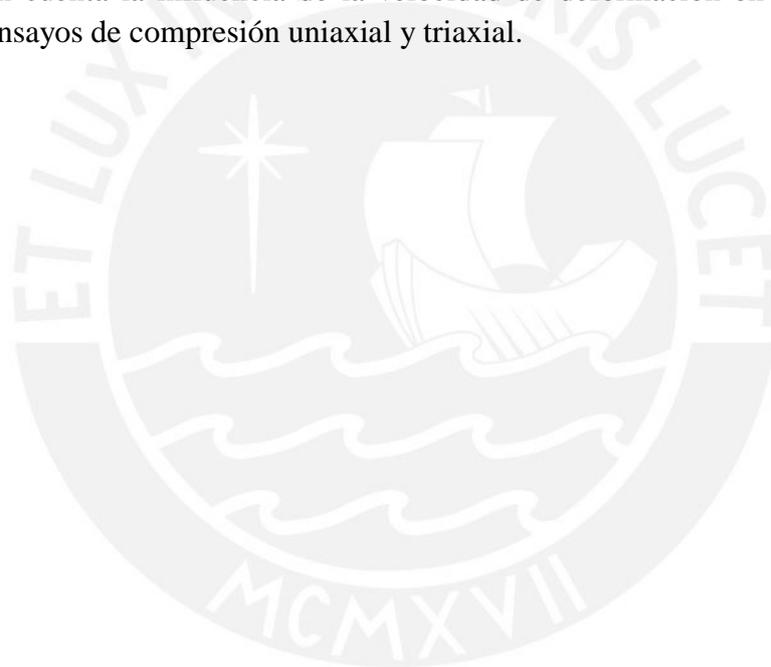
Se ha realizado una comparación de la predicción del modelo UBCSAND y el modelo Thorenfeldt con base en ensayos triaxiales existentes en la literatura. El desempeño de los modelos está en buen acuerdo con los resultados experimentales en términos de incrementos de resistencia para los esfuerzos de confinamiento analizados. Se ha verificado que el incremento de la ductilidad en ambos modelos presenta un buen acuerdo con los estudios experimentales realizados. Los resultados de la comparación muestran la utilidad del modelo de UBCSAND concebido inicialmente para modelar arenas como una herramienta para predecir el comportamiento del concreto bajo compresión simple y confinada.

7.2 Trabajos futuros

En este estudio se verificó la aplicabilidad del modelo UBCSAND en el análisis numérico de ensayos de compresión uniaxial y triaxial bajo cargas monotónicas. Por lo tanto, se debería verificar si la formulación del modelo UBCSAND para hacer frente al análisis del comportamiento cíclico de la arena también puede ser adaptada para modelar el comportamiento cíclico del concreto.

El modelo UBCSAND está concebido para predecir el incremento de las poropresiones en ensayos triaxiales de arenas saturadas en condiciones no drenadas. Por lo tanto, se debería verificar la aplicabilidad del modelo para predecir el comportamiento triaxial del concreto sumergido en agua (saturado).

En este estudio se verificó la aplicabilidad del modelo UBCSAND en el análisis numérico de ensayos de compresión uniaxial y triaxial sometido a una tasa de deformación monotónica estática. Por lo tanto, se debería verificar la capacidad del modelo UBCSAND para tomar en cuenta la influencia de la velocidad de deformación en la resistencia del concreto en ensayos de compresión uniaxial y triaxial.



Referencias

- Abed, A. (2008). Numerical Modeling of Expansive Soil Behavior. Ph.D. Thesis, University of Stuttgart, Stuttgart, Germany.
- Alam, A. J., & Amanat, K. M. (2013). Effect of reinforcement on punching shear of multi-panel flat slab. *Journal of Civil Engineering (IEB)*, 41(2), 123-137.
- Allawi, A., Al-Shaarbaf, I. & Mahmoud, K. (2007). Confinement and Expansion Models for Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Members. *Journal of Engineering*, Vol. 13, pp. 1380-1397.
- American Society for Testing and Materials, ASTM C-469, Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression, EEUU.
- Ameen, P., & Szymanski, M. (2006). Fatigue in Plain Concrete Phenomenon and Methods of Analysis. Master Thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden.
- Ansari, F., & Li, Q. (1998). High-strength concrete subjected to triaxial compression. *ACI Materials Journal*, 95, 747-755.
- Aráoz, G. & Luccioni, B. (2010). Efectos tiempo dependientes en hormigones sometidos a cargas impulsivas. *Asociación Argentina de mecánica computacional, Mecánica Computacional Vol XXIX*, págs. 8213-8232.
- Ashtiani, M. S., Dhakal, R.P., & Scott, A.N. (2014). Analytical investigation on seismic performance of a high-strength self-compacting concrete beam-column joint. Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska.
- Attard, M.M., & Setunge, S. (1996). Stress-strain relationship of confined and unconfined concrete. *ACI Materials Journal*, 93(5), 432-442.
- Babu, R.R., Benipal, G.S., & Singh, A.K. (2005). Constitutive modelling of concrete: an overview. *Asian Journal of Civil Engineering (building and housing)*, 6(4), 211-246.
- Bangash, M. Y. H. (1989). *Concrete and concrete structures: Numerical modelling and applications*. Elsevier Publications.
- Beatty, M. & P. Byrne (1998). An effective stress model for predicting liquefaction behaviour of sand. *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III ASCE Geotechnical Special Publication 75(1)*, 766-777.
- Beedholm A. (2012). Analytical and Numerical Modelling of Reinforced Concrete in Serviceability Limit State. M.Sc. Thesis, Aarhus University School of Engineering, Dinamarca.

- Bertagnoli, G., La Mazza, D., & Mancini, G. (2015). Effect of concrete tensile strength in nonlinear analyses of 2D structures-a comparison between three commercial finite element softwares. Proc. of the Third Intl. Conf. on Advances in Civil, Structural and Construction Engineering – CSCE, pp. 104-111.
- Bischoff, P.H., & Perry, S. H. (1991). Compressive behaviour of concrete at high strain rates. *Materials and structures*, 24(6), 425-450.
- Bissio, J. F., & Villa, E. I. (2011). Aplicación de un modelo no lineal al estudio del comportamiento en fractura del hormigón. In *I Jornadas de Investigación y Transferencia*.
- Borowiec, A., & Stanuszek, M. (2016). Liquefaction mechanism induced by dynamic excitation modeled in plaxis ae with the use of UBC and Mohr-Coulomb constitutive relationships, *International Journal “Studia Geotechnica et Mechanica”*, Vol. 38, No. 1, pp. 123-133.
- Bridges, S. (2007). Non-linear analysis and remaining fatigue life of reinforced concrete bridges. *Sustainable Bridges-Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives*, Background document D4.5.
- Brinkgreve, R.B.J. (2013a). Validating numerical modelling in geotechnical engineering. NAFEMS, London.
- Brinkgreve, R.B.J. (2013b). Validating geotechnical finite element models. In *Proceedings of the 3rd international symposium on computational geomechanics (COMGEO III)*, Krakow, Poland.
- Brinkgreve, R.B.J., Engin, E. (2013). Validation of geotechnical finite element analysis, *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris.
- Burguers, R. (2006). Non-linear FEM modelling of steel fibre reinforced concrete for the analysis of tunnel segments in the thrust jack phase. Final Report, University of Technology (The Netherlands), 115.
- Buyukozturk, O. & Shareef, S.S. (1985). Constitutive modeling of concrete in finite element analysis. *Computers & structures*, 21(3), pp. 581-610.
- Candappa, D. C., Sanjayan, J. G., & Setunge, S. (2001). Complete triaxial stress-strain curves of high-strength concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 13(3), 209-215.
- Cánovas, M. F. (2012). Teoría y experiencias en el incremento de ductilidad de los hormigones de alta resistencia reforzados con fibras de acero. *Revista ALCONPAT*, 2(3), 131-148.
- Chen, Q. (2015). Experimental testing and constitutive modeling of concrete confined with shape memory alloys (Doctoral dissertation, University of Illinois at Urbana-Champaign).

- Chen, W.F. (1982). *Plasticity in Reinforced Concrete*. McGraw-Hill, London, England.
- Chen, W.F., & Han, D.J. (1988). *Plasticity for Structural Engineers*, 606 pages.
- Chen, W. F., & Saleeb, A. F. (1994). *Constitutive equations for engineering materials*, Vol. 1: Elasticity and modelling. Elsevier Publications.
- Chen, Z., Hu, Y., Li, Q., Sun, M., Lu, P., & Liu, T. (2010). Behavior of concrete in water subjected to dynamic triaxial compression. *Journal of engineering mechanics*, 136(3), 379-389.
- Chern, J. C., Yang, H.J., & Chen, H.W. (1993). Behavior of steel fiber reinforced concrete in multiaxial loading. *Materials Journal*, 89(1), 32-40.
- Collins, M.P. & Porasz, A. (1989). Shear design for high-strength concrete. *Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information No. 193*, pp. 77-83.
- Dahl, K.K.B. (1992). "A failure criterion for normal and high strength concrete". Project 5, Rep. 5.6, American Concrete Institute, Detroit.
- Daudeville, M.L. (2014). Role of coarse aggregates in the triaxial behavior of concrete: experimental and numerical analysis, Doctoral dissertation, Université de Cergy-Pontoise.
- Deaton, J. B. (2013). Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete exterior beam-column joints with nonseismic detailing (Doctoral dissertation, Georgia Institute of Technology).
- Du, H. & Chen, N. (2012). Detailed Study of the Cracking Process at Shear Failure through FE Analysis of Beam Experiments.
- Eder, M.A., Vollum, R. L., Elghazouli, A.Y., & Abdel-Fattah, T. (2010). Modelling and experimental assessment of punching shear in flat slabs with shearheads. *Engineering Structures*, 32(12), 3911-3924.
- Feenstra, P.H. (1993). Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete (Doctoral dissertation, TU Delft, Delft University of Technology).
- Flansbjer, M., Lindqvist, J. E., Hanjari, K. Z., Johansson, G., & Löfgren, M. (2013). Mechanical behaviour of concrete piles affected by sulphate attack. In *IABSE Symposium Report* (Vol. 99, No. 10, pp. 1455-1461). International Association for Bridge and Structural Engineering.
- Flores, O. & Pando, M. (2008). "Ensayos triaxiales de concreto simple", Reporte Interno CIRC 08-010, UPRM, 95 p.
- Fujikake, K., Mori, K., Uebayashi, K., et al. (2000). "Dynamic properties of concrete materials with high rates of tri-axial compressive loads." *Structures and materials*, WIT Press, Southampton, U.K.

- Gallegos-Cazares, S., & Schnobrich, W. C. (1988). Effects of creep and shrinkage on the behavior of reinforced concrete gable roof hyperbolic-paraboloids. University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Gerd-Jan, S. (2016). Validation report Maekawa-Fukuura model and Cracked Concrete curves in Total Strain Crack model in Diana. DIANA FEA report, 2016-DIANA-R1602, JIP Techno Science Corporation.
- Gran, J. K., Florence, A. L., and Colton, J. D. (1989). "Dynamic triaxial tests of high-strength concrete." *J. Engrg. Mech. Div.*, 115(5), 891–904.
- Green, S.J. & Swanson, S. R. (1973). Static constitutive relations for concrete, AFWL-TR-72-244, Air Force Weapons Laboratory, Kirtland Air Force Base, New Mexico.
- Groen, A. E. (1995). Elastoplastic Modelling of Sand Using a Conventional Model. Technical Report 03.21.0.31.34/35, Delft University of Technology.
- Hasan, A. S. M. Z., Hamid, R., Ariffin, A. K., & Gani, R. (2010). Normal Strength Concrete Subjected to High Strain Rate. *Asian Journal of Applied Sciences*, 3(2), 145-152.
- Häußler-Combe, U., & Kitzig, M. (2009). Modeling of concrete behavior under high strain rates with inertially retarded damage. *International Journal of Impact Engineering*, 36(9), 1106-1115.
- Hendriks, M.A.N., den Uijl, J.A., De Boer, A., Feenstra, P.H., Belletti, B., & Damoni, C. (2012). Guidelines for Nonlinear finite element analysis of Concrete Structures. Rijkswaterstaat Technisch Document (RTD), Rijkswaterstaat Centre for Infrastructure, RTD, 1016, 2012.
- Hsieh S., Ting E., and Chen W.F. (1982). A plastic fracture model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 18, No.3, 1982, pp. 181-197.
- Hsieh, S.S., Ting, E.C., & Chen, W.F. (1979). An Elastic-Fracture Model for Concrete. Proceedings, 3rd Engineering Mechanics Division Specialists Conference, ASCE, Austin, Tex., pp. 437-440.
- Hurlbut, B.J. (1985). Experimental and Computational Investigation of Strain-Softening in Concrete, MS thesis, University of Colorado, Boulder.
- Imran I., & Pantazopoulou, S.J. (1996). Experimental study of plain concrete under triaxial stress. *ACI Mater J*, 93(6), pp. 589-601.
- Jalili, J., Jafari, M.K., & Shafiee, A. (2012). Inclusion effect on heterogeneity of excess pore water pressure distribution in composite clay, Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal.

- Johnson, S. (2006). Comparison of Nonlinear Finite Element Modeling Tools for Structural Concrete. Department of Civil and Environmental Engineering College of Engineering, University of Illinois.
- Ju, L., & Vassalos, D. (2015). Potential assessment of cargo fluidization based on an UBC3D-PLM model, Proceedings of the 12th international conference on the stability of ships and ocean vehicles, Glasgow, UK, pp. 1123-1131.
- Ju, Q. H., and Wu, M. B. (1993). "Experimental studies of dynamic characteristic of rocks under triaxial compression." *J. Geotech. Engrg.*, 15(3), 73–80.
- Karsan, I.D., & Jirsa, J.O. (1969). "Behavior of concrete under compressive loadings". *ASCE Journal of the Structural Division*, vol. 95, pp. 2543-2563.
- Kaufmann, W. (2013). Strength and deformations of structural concrete subjected to in-plane shear and normal forces (Vol. 234). Birkhäuser.
- Kim, S.W., & Vecchio, F.J. (2008). Modeling of shear-critical reinforced concrete structures repaired with fiber-reinforced polymer composites. *Journal of structural engineering*, 134(8), 1288-1299.
- Kotsovos, M.D. & Newman, J.B. (1977). "Behavior of Concrete Under Multiaxial Stress." *ACI Journal*, 74(6), 443-446.
- Kuenzli, C.M. (2001). Seismic behavior and design of hybrid coupled wall systems. In *Civil and Environmental Engineering*. University of Central Florida: Orlando.
- Lan, S., & Guo, Z. (1997). Experimental investigation of multiaxial compressive strength of concrete under different stress paths. *ACI materials journal*, 94(5), 427-434.
- Launay, P., & Gachon, H. (1972). Strain and ultimate strength of concrete under triaxial stress. *ACI Special publication*, 34, 269-282.
- Li, B. & Kulkarni, S.A. (2009). Seismic behavior of reinforced concrete exterior wide beam-column joints. *Journal of structural engineering*, 136(1), 26-36.
- Lignola G. (2006). RC hollow members confined with FRP: Experimental behavior and numerical modeling. Ph.D. Thesis, University of Napoli "Federico II", Naples, Italy.
- Lourenco, P. B. (1996). Computational strategies for masonry structures (Doctoral dissertation, TU Delft, Delft University of Technology).
- Lu, X. (2005). Uniaxial and triaxial behavior of high strength concrete with and without steel fibers. Ph.D. thesis, New Jersey Institute of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering.

- Lu, X., & Hsu, C.T.T. (2006). Behavior of high strength concrete with and without steel fiber reinforcement in triaxial compression. *Cement and Concrete Research*, 36(9), 1679-1685.
- Maekawa, K., Okamura, H., & Pimanmas, A. (2003). *Non-linear mechanics of reinforced concrete*. CRC Press.
- Maekawa, K., Takemura, J., Irawan, P., and Irie, M. (1993a). Continuum fracture in concrete nonlinearity under triaxial confinement. *proc. of jsce* 18, 460, 113-122.
- Maekawa, K., Takemura, J., Irawan, P., and Irie, M. (1993b). Plasticity in concrete nonlinearity under triaxial confinement. *proc. of jsce* 18, 460, 123-130.
- Maekawa, K., Takemura, J., Irawan, P., and Irie, M. (1993c). Triaxial elastoplastic and fracture model for concrete. *proc. of jsce* 18, 460, 131-138.
- Malvar, L.J., & Ross, C.A. (1998). Review of strain rate effects for concrete in tension. *Materials Journal*, 95(6), 735-739.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Observed stress-strain behavior of confined concrete. *J.Struct. Eng.*, 114(8):1827-1849.
- Menin, R. C. G., Trautwein, L. M., & Bittencourt, T. N. (2009). Smearred crack models for reinforced concrete beams by finite element method. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 2(2), 166-200.
- Monfardini, L., & Minelli, F. (2016). Experimental Study on Full-Scale Beams Made by Reinforced Alkali Activated Concrete Undergoing Flexure. *Materials*, 9(9), 739.
- Montoya, E. (2000). Modeling of confined concrete, Master of Applied Science thesis, University of Toronto, Toronto, Canada.
- Montoya, E., Vecchio, F.J., & Sheikh, S.A. (2001). Compression field modeling of confined concrete. *Structural Engineering and Mechanics*, 12(3), 231-248.
- Murray, Y.D., Abu-Odeh, A.Y., & Bligh, R.P. (2007). Evaluation of LS-DYNA concrete material model 159 (No. FHWA-HRT-05-063).
- Naesgaard, E., Beaty, M.H. & Byrne, P.M. (2009). Performance based design of potentially liquefiable embankments using a combined effective stress - total stress model. In *Proc. Int. Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering* (Paper No. 246), Tokyo, Japan.
- Nilsen-Nygaard, I. (2015). Structural Safety Assessment of Reinforced Concrete Structures with Nonlinear Finite Element Analyses and the Significance of the Modelling Uncertainty-Application to Structural Walls. M.Sc. Thesis, NTNU-Norwegian University of Science and Technology, Norway.

Niroomandi, A., Pampanin, S., Dhakal, R.P., & Ashtiani, M.S. (2016). Finite element analysis of RC rectangular shear walls under bi-directional loading. In The New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE) Annual Technical Conference.

Norusis, M. J. (1993). SPSS for Windows: advanced statistics, release 6. SPSS Inc., Chicago, 578.

Ottazzi, G. (2011). Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado. Tesis de Maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

Pantazopoulou, S. J., & Bonacci, J. F. (1994). On earthquake-resistant reinforced concrete frame connections. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 21(2), 307-328.

Perez, J.J. (2005). Finite element evaluation of the effects of lateral anchorage strips on the behavior of CFRP-strengthened RC beams.

Petalas, A. & Galavi, V. (2013). Plaxis Liquefaction Model UBC3D-PLM. Technical report, Plaxis B.V.

Petalas, A., & Galavi, V. (2012). Plaxis Liquefaction Model UBC3D-PLM. Technical report, Plaxis B.V.

Pettersen, J. S. (2014). Non-Linear Finite Element Analyses of Reinforced Concrete with Large Scale Elements: Including a Case Study of a Structural Wall. M.Sc. Thesis, NTNU-Norwegian University of Science and Technology, Norway.

Puebla, H. (1999). A Constitutive Model for Sand and the Analysis of the Canlex Embankments. Ph. D. thesis, The University of British Columbia, Canada.

Puebla, H., Byrne, P.M., & Phillips, R. (1997). Analysis of CANLEX Liquefaction Embankments: Prototype and Centrifuge Models. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(5), 641-657.

Rahman T. and Schreppers, G.J. (2014). Extension of the UBC sand model to 3-D formulation for implicit time-integration, *Proceedings of the 8th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Vol. 2*, pp. 1289 - 1294.

Richart, F.E., Brandtzaeg, A. and Brown, R.L. (1929). "The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression." *University of Illinois Bulletin*, Vol. XXVI, No. 31.

Richart, F.E., Brandtzaeg, A., and Brown, R.L. (1928). A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. Technical Report Bulletin No. 185, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana.

- Rodríguez, L., & Linero, D. (2012). Modelación numérica del concreto simple con elementos finitos mediante la teoría de la plasticidad y la función de fluencia de Hu y Schnobrich. *Revista ingeniería de construcción*, 27(3), 129-144.
- Rougier, V. C., Luccioni, B. M., & Danesi, R. F. (2003). Simulación de confinamiento activo y pasivo en hormigón. *Mecánica Computacional*, 22.
- Sagbas, G., Vecchio, F.J., & Christopoulos, C. (2011). Computational modeling of the seismic performance of beam-column subassemblies. *Journal of earthquake engineering*, 15(4), 640-663.
- Schnellenbach-Held, M., & Karczewski, B. (2010). Physical nonlinear model identification in model-based long-term structural health monitoring. *Proceedings of the ICCCBCE*.
- Selby, R. G., & Vecchio, F. J. (1997). A constitutive model for analysis of reinforced concrete solids. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 24(3), 460-470.
- Selby, R.G. & Vecchio, F.J. (1993). Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete. Tech. Rep. 93-02, Univ. Toronto, dept. Civil Eng., Toronto, Canada.
- Sfer, D., Carol, I., Gettu, R., & Etse, G. (2002). Study of the behavior of concrete under triaxial compression. *Journal of Engineering Mechanics*, 128(2), 156-163.
- Shah, S.P. & Chandra, S. (1968). "Critical Stress, Volume Change and Microcracking of Concrete." *ACI Journal*, 65(5), 770-781.
- Shirai, N. (2006). Evaluation of Cyclic Deterioration and Post-Peak Behavior of RC Beam-Column Joint Assemblages by 3-D FE Analysis. *ACI SPECIAL PUBLICATIONS*, 237, 129.
- Sinha, B.P., Gerstle, K.H., & Tulin, L.G. (1964). "Stress-strain relations for concrete under cyclic loading". *ACI Journal Proceedings*, Vol. 61, No. 2, pp. 195-212.
- Takeda, J., Tachikawa, H., and Fujimoto, K. (1974). "Mechanical behavior of concrete under higher rate loading than in static test." *Mechanical behavior of materials*, Vol. 2, Society of Materials Science, Kyoto, Japan, 479-486.
- Tan, T.H. (2005). Effects of triaxial stress on concrete. In 30th Conference on our world in concrete and structures/CI Premier Pte Ltd. Singapore: CI Premier Pte Ltd.
- Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A., & Jensen, J.J. (1987). Mechanical properties of high-strength concrete and application in design. In *Proceedings of the symposium utilization of high-strength concrete*, Tapir, Trondheim, Norway, 149-159.
- TNO Diana BV. (2012). *Diana User's Manual (Release 9.4.4)*, Delft, The Netherlands. TNO DIANA BV.

- TNO Diana BV. (2014a). User's Manual Release 9.6 (Material Library) (1st ed.). Delft: TNO Diana BV.
- TNO Diana BV. (2014b). User's Manual Release 9.6 (Geotechnical Analysis) (1st ed.). Delft: TNO Diana BV.
- Torres, L. Q. (2012). Assessment of the applicability of nonlinear Drucker–Prager model with cap to adobe. In 15th world conference on earthquake engineering (WCEE), Lisboa, Portugal.
- Tsegaye, A. (2010). “Plaxis liquefaction model”, report no. 1. PLAXIS knowledge base.
- Van Geel, E. (1998). Concrete behaviour in multiaxial compression: experimental research Eindhoven: Technische Universiteit Eindhoven DOI: 10.6100/IR515170
- Van Mier, J. G. M. (1998). Failure of concrete under uniaxial compression: an overview. *Fracture mechanics of concrete structures*, 2, 1169-1182.
- Van Mier, J.G.M. (1984). Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions, PhD. thesis, Eindhoven University of Technology.
- Vecchio, F.J. & Collins, M.P. (1986). The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Journal* 83, 22, 219-231.
- Vecchio, F.J., & Collins, M.P. (1993). Compression response of cracked reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, 119(12), 3590-3610.
- Vermeer, P. A., & De Borst, R. (1984). Non-associated plasticity for soils, concrete and rock. *HERON*, 29 (3).
- Vu, X. D., Malecot, Y., Daudeville, L., Briffaut, M., & Ciree, B. Concrete (2013) Concrete Behavior Under Triaxial Load: Experimentation and Improvement of a Damage and Plasticity Constitutive Model for Concrete. VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures.
- Vu, X. H., Daudeville, L., & Malecot, Y. (2011). Effect of coarse aggregate size and cement paste volume on concrete behavior under high triaxial compression loading. *Construction and Building Materials*, 25(10), 3941-3949.
- Wang, C., Guo, Z. y Zhang, X. (1987). Experimental investigation of biaxial and triaxial compressive concrete strength. *ACI Mater*, 84(2):92-100.
- Wolf, J. (2008). A plasticity model to predict the effects of confinement on concrete (Doctoral dissertation, California Institute of Technology).
- Xiaoping, Y., Ottosen, N.S., Thelandersson, S., & Nielsen, M.P. (1989). Review of constructive models for concrete. Technical report, JRC Scientific and Technical Reports (EUR collection).

- Xie, J., Elwi, A. E., & MacGregor, J. G. (1995). Mechanical properties of three high-strength concretes containing silica fume. *Materials Journal*, 92(2), 135-145.
- Xing, Y. (1993). Constitutive equation for concrete using strain-space plasticity model. Doctoral dissertation, New Jersey Institute of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering.
- Yamaguchi, H., Fujimoto, K., and Nomura, S. (1989). "Strain rate effect on stress-strain relationships of concrete." Proc., 4th Symp. on the Interaction of Non-nuclear Munitions with Structures, Panama City Beach, Fla., 290–295.
- Yamakawa, T., Banazadeh, M., and Fujikawa, S. (2004). Emergency retrofit of damaged RC columns right after seismic attack using pre-tensioned aramid fiber belts. Proc. 1st conference on applications of FRP composites in construction and rehabilitation of structures.
- Yan, D. M. (2006). "Experimental and theoretical study on the dynamic properties of concrete." Ph.D. thesis, Dalian Univ. of Technology, Dalian, China.
- Yuksel, S.B., & Kalkan, E. (2008). Failure Mechanism of Shear-Wall Dominant Multi-Story Buildings: Experimental and Analytical Study. In Proc. of the Fourth International Conference on High Performance Structures and Materials, Algarve, Portugal, pp. 337-346.
- Zhang, J., & Li, J. (2014). Construction of homogeneous loading functions for elastoplastic damage models for concrete. *Science China Physics, Mechanics and Astronomy*, 57(3), 490-500.