



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**VALIDACIÓN DE UN MODELO NO LINEAL CERRADO PARA LA ESTIMACIÓN
ANALÍTICA DE LA CAPACIDAD AL CORTE DE MUROS CORTOS, VIGAS ALTAS,
MÉNSULAS Y UNIONES VIGA – COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

FRANCISCO IGNACIO MELO LEÓN

PROFESOR GUÍA:

LEONARDO MASSONE SANCHEZ

MIEMBROS COMISIÓN

FABIÁN ROJAS BARRALES

AUGUSTO HOLMBERG FUENZALIDA

SANTIAGO DE CHILE

2017

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA
OPTAR AL TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL
POR: FRANCISCO MELO LEÓN
FECHA: 18/05/2017
PROF. GUÍA: SR. LEONARDO MASSONE S.**

**VALIDACIÓN DE UN MODELO NO LINEAL CERRADO PARA LA ESTIMACIÓN
ANALÍTICA DE LA CAPACIDAD AL CORTE DE MUROS CORTOS, VIGAS ALTAS,
MÉNSULAS Y UNIONES VIGA – COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO**

Los muros cortos, vigas altas, ménsulas y uniones viga columnas son sistemas estructurales cuyo modo de falla es comúnmente determinado por su capacidad al corte. Por este motivo es relevante contar con una herramienta simple que permita determinar la capacidad máxima del elemento estructural al corte.

Para estimar la capacidad al corte se implementa una formulación simple basada en el modelo de ángulo fijo de Ulloa (2013). El ángulo puntal a compresión se mantiene fijo para todo nivel de desangulación del elemento estructural. Además, éste se modela como un elemento tipo panel, en el que los esfuerzos se consideran constantes a lo largo de los ejes principales. Como simplificación, asume que la dirección principal de tensiones es igual a la dirección principal de deformaciones. En cuanto a leyes constitutivas, el hormigón se modela mediante un comportamiento biaxial, en el que existe pérdida de rigidez y resistencia en el puntal a compresión debido a la deformación a tracción en la dirección ortogonal a este. El acero se representa mediante una ley uniaxial elasto-plástica perfecta.

En el presente trabajo se incorpora la armadura transversal del elemento estructural en la capacidad nominal a tracción del hormigón. Además, se captan los puntos máximos asociados a cada componente estructural (capacidad nominal a tracción y compresión del hormigón armado y fluencias de armadura longitudinal y de borde). Luego, con el objetivo de cerrar el modelo, se aplican calibraciones lineales y logarítmicas a una de las deformaciones del elemento estructural con respecto a sus parámetros relevantes. Para analizar el comportamiento del modelo cerrado de ángulo fijo generado se recopila una base de datos constituida por 252 ensayos de muros cortos, 182 de vigas altas, 109 de ménsulas y 92 de uniones viga – columna. Con la base de datos se abarca, para los 4 sistemas estructurales, un amplio rango de cada parámetro influyente en la capacidad al corte.

La comparación entre el modelo cerrado de ángulo fijo y las capacidades experimentales entregan valores promedio y coeficiente de variación (COV) de la razón capacidad del modelo sobre experimental de 1.006 y 0.238, respectivamente. Al comparar modelos cerrado e iterativo, se obtienen promedio y COV de 1.032 y 0.135, respectivamente, concluyendo que el modelo cerrado logra mantener el desempeño del modelo de ángulo fijo. Además, el modelo cerrado presenta una baja dependencia a cada uno de sus parámetros importantes. Por último, al comparar con la bibliografía, el modelo cerrado de ángulo fijo presenta uno de los mejores comportamientos para cada sistema estructural, lo que lo valida como una útil herramienta para estimar la capacidad al corte de elementos estructural sin recurrir a un proceso iterativo.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo está dedicado a mi familia, en especial a mis padres María Elena León Sanzana y Nelson Melo Sepúlveda, mis dos grandes pilares en mis 24 años de vida. A mi hermana Valeria Melo León, mi compañera y mejor amiga, cuyo apoyo diario fue imprescindible a lo largo de este trabajo y mi carrera universitaria.

A mi profesor guía, Leonardo Massone Sánchez, por confiar en mí el desarrollo de éste trabajo y quien, gracias a su completa disposición y profesionalismo, jugó un rol esencial en mi formación como ingeniero civil.

A los miembros de la comisión, Fabián Rojas Barrales y Augusto Holmberg Fuenzalida, por sus certeras sugerencias y recomendaciones.

Agradezco profundamente a mis amigos, en especial a Leandro Zúñiga, Natalia Pizarro y Natalia Urzúa, por los lindos momentos vividos, las risas compartidas y el apoyo constante. Por alegrarse conmigo en las buenas y estar presente en las malas. Sin su amistad, los años universitarios no serían el recuerdo dulce que son hoy.

A mi equipo de taekwondo y a Sabonim Alejandro Allende Arancibia, por ser mi segunda familia a lo largo de estos años y ayudar en mi crecimiento personal.

Espero que más que el fin de una etapa este sea el comienzo de otra tanto o más fructífera que la anterior, donde cada una de las personas aludidas en estas palabras sigan cumpliendo el relevante rol que han cumplido hasta ahora.

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	OBJETIVOS	2
1.1.1	OBJETIVO GENERAL	2
1.1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.2	METODOLOGÍA	2
1.3	ALCANCES POR CAPÍTULO	3
2	REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	5
2.1	RESUMEN DEL MODELO KASEEM ET AL. (2010)	5
2.1.1	MODELO GEOMÉTRICO	6
2.1.2	EQUILIBRIO Y COMPATIBILIDAD	7
2.1.3	LEYES CONSTITUTIVAS DE LOS MATERIALES	8
2.1.4	ALGORITMO DE SOLUCIÓN	11
2.2	MODIFICACIONES REALIZADAS POR ULLOA (2013)	12
2.2.1	ÁNGULO FIJO DE ULLOA (2013)	12
2.3	MODELO TIPO PANEL MODIFICADO PARA VIGAS ALTAS DE HORMIGÓN ARMADO (MEJÍAS, 2014)	13
2.3.1	DESCRIPCIÓN DE VIGAS ALTAS DE HORMIGÓN ARMADO Y ANALOGÍA CON MUROS CORTOS	13
2.4	MODELO TIPO PANEL MODIFICADO PARA MÉNSULAS DE HORMIGÓN ARMADO (ÁLVAREZ, 2015)	14
2.4.1	DESCRIPCIÓN DE MÉNSULAS DE HORMIGÓN ARMADO	14
2.4.2	MODIFICACIONES PROPUESTAS AL MODELO POR ÁLVAREZ (2015)	16
2.5	MODELO TIPO PANEL MODIFICADO PARA UNIONES VIGA-COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO (ORREGO, 2016)	16
2.5.1	DESCRIPCIÓN DE UNIONES VIGA-COLUMNA	16
2.5.2	CONFINAMIENTO DE VIGAS Y COLUMNAS ADYACENTES	18
2.5.3	RECALIBRACIÓN DEL ÁNGULO DEL PUNTAL DE FALLA PARA MÉNSULAS, VIGAS ALTAS Y MUROS CORTOS.	19
2.6	MODELOS DE EXPRESIONES CERRADAS	19
2.6.1	MODELO CERRADO PARA ESTIMACIÓN DE CORTE EN VIGAS ALTAS (KASSEM, 2015)	19
2.6.2	MODELO CERRADO PARA LA ESTIMACIÓN DE CORTE EN UNIONES VIGA - COLUMNA (WANG ET AL., 2012)	21
3	MODELO TIPO PANEL CERRADO PARA MUROS CORTOS, VIGAS ALTAS, MÉNSULAS Y UNIONES VIGA-COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO	23
3.1	DESCRIPCIÓN DE LA BASE DE DATOS	23
3.1.1	BASE DE DATOS MUROS CORTOS	23
3.1.2	BASE DE DATOS VIGAS ALTAS	24
3.1.3	BASE DE DATOS MÉNSULAS	24

3.1.4	BASE DE DATOS UNIONES VIGA – COLUMNA	25
3.2	MODELO DE FALLA POR FLEXIÓN O FLEJO-COMPRESIÓN PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES	25
3.3	CURVAS TENSIÓN DE CORTE VERSUS DEFORMACIÓN ANGULAR	26
3.3.1	CASO SIN ARMADURA DE ALMA	26
3.3.2	CASO FALLA POR FLUENCIA DE ACERO DEL ALMA Y DE BORDE	27
3.3.3	CASO FALLA DE COMPRESIÓN DEL CONCRETO	28
3.4	APLICACIÓN DE MÉTODO NEWTON – RAPHSON EN MODELO GENERAL DE ÁNGULO FIJO DE ORREGO (2016)	29
3.5	INCORPORACIÓN DE ARMADURA TRANSVERSAL EN MODELO GENERAL DE ÁNGULO FIJO DE ORREGO (2016)	33
3.6	OBTENCIÓN MÁXIMOS DE HORMIGÓN Y ACERO EN LA CURVA CORTE VERSUS DERIVA	39
3.7	MODELO CERRADO MEDIANTE REGRESIÓN MÚLTIPLE	45
3.7.1	FILTRO DE ENSAYOS	47
3.7.2	REGRESIÓN MÚLTIPLE SOBRE ϵ_r Y ϵ_d INDIVIDUALES	48
3.7.3	EXPRESIONES FINALES DE 4 VARIABLES	52
3.8	ANÁLISIS DE CAPACIDAD OBTENIDA MEDIANTE MODELO CERRADO	52
3.9	ANÁLISIS CAPACIDAD MODELO CERRADA CON EXPRESIONES DE MENOS PARÁMETROS	55
3.10	DIAGRAMA DE FLUJO DEL MODELO DE ÁNGULO FIJO	61
3.11	ANÁLISIS PREDICTIBILIDAD DEL MODELO CERRADO	64
3.12	TENDENCIAS GENERALES	68
3.12.1	SENSIBILIDAD A LA RELACIÓN DE ASPECTO (H_w/L_w)	69
3.12.2	SENSIBILIDAD AL NIVEL DE CARGA AXIAL ($N/fc'Ag$)	70
3.12.3	SENSIBILIDAD A LA CUANTÍA LONGITUDINAL DE ACERO ($\rho LfyL$)	71
3.12.4	SENSIBILIDAD A LA CUANTÍA TRANSVERSAL DE ACERO ($\rho tfyt$)	72
3.12.5	SENSIBILIDAD A LA CUANTÍA DE ACERO DE BORDE ($\rho bfyb$)	73
3.12.6	SENSIBILIDAD A LA CAPACIDAD DEL HORMIGÓN fc'	74
3.12.7	SENSIBILIDAD AL ÁNGULO PUNTAL DE COMPRESIÓN α	75
3.12.8	SENSIBILIDAD ASOCIADA AL EFECTO DE TAMAÑO DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL	76
3.12.9	RESUMEN TENDENCIAS GENERALES	77
4	COMPARACIÓN MODELOS SIMPLES DE LA LITERATURA	78
4.1	COMPARACIÓN MODELOS SIMPLES MUROS CORTOS	78
4.1.1	INSTITUTO AMERICANO DE HORMIGÓN (ACI 318-08 CAP.21)	78
4.1.2	CÓDIGO MEXICANO (MCBC-04)	79
4.2	COMPARACIÓN MODELOS SIMPLES VIGAS ALTAS	79
4.2.1	CÓDIGO INSTITUTO AMERICANO DEL HORMIGÓN ACI 318-89	80
4.2.2	CÓDIGO BRITÁNICO (BRITISH STANDARD BS 8110-1997)	81
4.3	COMPARACIÓN MODELO SIMPLE DE MÉNSULAS	81
4.3.1	INSTITUTO AMERICANO DEL HORMIGÓN (ACI 318-08 CAP. 11.8)	81
4.3.2	MÉTODO DE RUSSO ET AL. (2006)	82
4.4	COMPARACIÓN MODELO SIMPLE DE UNIONES VIGA – COLUMNA	84

4.4.1	INSTITUTO AMERICANO DEL HORMIGÓN (ACI 318-08 CAP. 21.7.4)	84
4.4.2	EXPRESIÓN CERRADA POR WANG ET AL. (2012)	85
4.5	COMPARACIÓN ESTADÍSTICA ENTRE MODELO CERRADO PROPUESTO Y LOS MODELOS DE LA LITERATURA	85
5	CONCLUSIONES	93
5.1	RESUMEN	93
5.2	RESULTADOS DE INCORPORACIÓN DE ARMADURA TRANSVERSAL	94
5.3	RESULTADOS INCORPORACIÓN DE CALIBRACIONES AL MODELO DE ÁNGULO FIJO	94
5.4	RESULTADOS TENDENCIAS GENERALES	94
5.5	RESULTADOS COMPARACIÓN CON LITERATURA	94
5.6	TRABAJOS FUTUROS	95
	BIBLIOGRAFÍA	96
	ANEXO A	102
	ANEXO B	130

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2.1. ÁNGULOS DE FIJACIÓN DEL PUNTAL DE COMPRESIÓN, ULLOA (2013).	13
TABLA 2.2. EXPRESIONES ÁNGULO DE INCLINACIÓN DEL PUNTAL A COMPRESIÓN PARA UNIONES VIGA – COLUMNA.	18
TABLA 2.3. ÁNGULO DE INCLINACIÓN DEL PUNTAL DE COMPRESIÓN PARA MÉNSULAS, MUROS CORTOS, Y VIGAS ALTAS.	19
TABLA 3.1. PROMEDIO Y COV INCORPORACIÓN ARMADURA TRANSVERSAL. MUROS CORTOS.....	37
TABLA 3.2. PROMEDIO Y COV INCORPORACIÓN ARMADURA TRANSVERSAL. VIGAS ALTAS.	37
TABLA 3.3. PROMEDIO Y COV INCORPORACIÓN ARMADURA TRANSVERSAL. MÉNSULAS.	38
TABLA 3.4. PROMEDIO Y COV INCORPORACIÓN ARMADURA TRANSVERSAL. UNIONES VIGA- COLUMNA.	38
TABLA 3.5. PROMEDIO Y COV INCORPORACIÓN.....	38
TABLA 3.6. MÁXIMOS DE COMPONENTES DEL ELEMENTO TIPO PANEL CON SUS CORRESPONDIENTES DEFORMACIONES Y ESFUERZOS.	39
TABLA 3.7. PARÁMETROS DE REGRESIÓN MÚLTIPLE.....	46
TABLA 3.8. COEFICIENTES ASOCIADOS A ε_d PARA MÁXIMO A TRACCIÓN.....	49
TABLA 3.9. COEFICIENTES ASOCIADOS A ε_r PARA MÁXIMO A COMPRESIÓN.....	50
TABLA 3.10. COEFICIENTES ASOCIADOS A ε_r PARA MÁXIMO A COMPRESIÓN.....	51
TABLA 3.11. RESUMEN DE EXPRESIONES OBTENIDAS MEDIANTE REGRESIÓN MÚLTIPLE.	52
TABLA 3.12. EXPRESIONES DE DEFORMACIÓN CALIBRADAS CON CUATRO PARÁMETROS RELEVANTES.....	55
TABLA 3.13. EXPRESIONES DE DEFORMACIÓN CALIBRADAS CON TRES PARÁMETROS RELEVANTES.....	55
TABLA 3.14. EXPRESIONES DE DEFORMACIÓN CALIBRADAS CON DOS PARÁMETROS RELEVANTES.	56
TABLA 3.15. EXPRESIONES DE DEFORMACIÓN CALIBRADAS CON UN PARÁMETRO RELEVANTE.....	56
TABLA 3.16. EXPRESIONES IMPONIENDO UNA DEFORMACIÓN CONSTANTE.	56
TABLA 3.17. EXPRESIONES PARA CADA MÁXIMO DE CAPACIDAD DEL CASO ÓPTIMO.....	57
TABLA 3.18. PROMEDIO Y COV DE MÁXIMO TRACCIÓN SEGÚN NÚMERO DE VARIABLES.	58
TABLA 3.19. PROMEDIO Y COV DE MÁXIMO COMPRESIÓN SEGÚN NÚMERO DE VARIABLES.....	58
TABLA 3.20. PROMEDIO Y COV DE MÁXIMO FLUENCIA LONGITUDINAL SEGÚN NÚMERO DE VARIABLES.....	59
TABLA 3.21. PROMEDIO Y COV DE MÁXIMO FLUENCIA DE BORDE SEGÚN NÚMERO DE VARIABLES.	59
TABLA 3.22. PROMEDIO Y COEFICIENTE DE VARIACIÓN MOSTRADOS EN LA FIGURA 3.27.....	60
TABLA 4.1. PROMEDIO Y COV DE MODELOS COMPARACIÓN LITERATURA. MUROS CORTOS.	89
TABLA 4.2. PROMEDIO Y COV DE MODELOS COMPARACIÓN LITERATURA. VIGAS ALTAS.....	90
TABLA 4.3. PROMEDIO Y COV DE MODELOS COMPARACIÓN LITERATURA. MÉNSULAS.	91
TABLA 4.4. PROMEDIO Y COV DE MODELOS COMPARACIÓN LITERATURA. UNIONES VIGA – COLUMNA.	92

TABLA 5.1. PROMEDIO Y COV DE RAZÓN V_{modelo}/V_{ensayo} PARA MODELOS DE MUROS CORTOS. ENSAYOS CORTE Y FLEXIÓN.....	95
TABLA 5.2. PROMEDIO Y COV DE RAZÓN V_{modelo}/V_{ensayo} PARA MODELOS DE VIGAS ALTAS. ENSAYOS CORTE Y FLEXIÓN.	95
TABLA 5.3. PROMEDIO Y COV DE RAZÓN V_{modelo}/V_{ensayo} PARA MODELOS DE MÉNSULAS. ENSAYOS CORTE Y FLEXIÓN.	95
TABLA 5.4. PROMEDIO Y COV DE RAZÓN V_{modelo}/V_{ensayo} PARA MODELOS DE UNIONES VIGA – COLUMNA. ENSAYOS CORTE Y FLEXIÓN.....	95
TABLA B.1. DISTRIBUCIÓN MODO DE FALLA MODELOS SIMPLES PARA MUROS CORTOS.....	130
TABLA B.2. DISTRIBUCIÓN MODO DE FALLA MODELOS SIMPLES PARA VIGAS ALTAS.	130
TABLA B.3. DISTRIBUCIÓN MODO DE FALLA MODELOS SIMPLES PARA MÉNSULAS.....	130
TABLA B.4. DISTRIBUCIÓN MODO DE FALLA MODELOS SIMPLES PARA UNIONES VIGA – COLUMNA.....	130

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1. MODELACIÓN GEOMÉTRICA DEL MURO CORTO: A) ESFUERZOS EN SISTEMA DE COORDENADAS “L – T” . B) ESFUERZOS EN SISTEMA DE COORDENADAS “D – R” (DESPUÉS DE KASEEM ET AL. (2010)). REFUERZO DE ACERO EXPLÍCITO. (ÁLVAREZ, 2015).	6
FIGURA 2.2. CURVA DE HORMIGÓN ARMADO EN COMPRESIÓN SEGÚN ZHANG Y HSU (1998). EN ROJO Y EN AZUL LAS CURVAS DE HORMIGÓN SIN Y CON FACTOR DE RELAJACIÓN, RESPECTIVAMENTE. (ULLOA, 2013).....	9
FIGURA 2.3. CURVA DE HORMIGÓN ARMADO EN TRACCIÓN PROPUESTA POR GUPTA Y RANGAN (1998). (ULLOA, 2013).....	10
FIGURA 2.4. LEY CONSTITUTIVA DEL ACERO DE REFUERZO. (ULLOA, 2013).....	11
FIGURA 2.5. ANALOGÍA ENTRE MUROS EN CANTILÉVER Y VIGAS EN ZONA DE CORTE. (MEJÍAS, 2014).	14
FIGURA 2.6. GEOMETRÍA TÍPICA DE UNA MÉNSULA DE HORMIGÓN ARMADO (RUSSO ET AL., 2006).	15
FIGURA 2.7. ANALOGÍA MÉNSULA-MURO EN VOLADIZO (ÁLVAREZ, 2015).	15
FIGURA 2.8. A) REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DE UNA UNIÓN VIGA-COLUMNA. B) REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DE UN MURO DE HORMIGÓN ARMADO. (ORREGO, 2016).....	17
FIGURA 2.9. TIPOS DE UNIONES. (IMAGEN ADAPTADA DE BECKINGSALE, 1980)	17
FIGURA 2.10. FUERZAS Y MECANISMO DE FALLA EN UNIÓN VIGA – COLUMNA. (WANG ET AL., 2012)	21
FIGURA 3.1. CURVAS TENSIÓN DE CORTE VERSUS DEFORMACIÓN ANGULAR, DEFORMACIÓN DEL PUNTAL VERSUS DEFORMACIÓN ANGULAR Y TENSIÓN DEL PUNTAL VERSUS DEFORMACIÓN. (VIGA ALTA ID=60)	26
FIGURA 3.2. CURVAS TENSIÓN DE CORTE VERSUS DEFORMACIÓN ANGULAR, DEFORMACIÓN DEL PUNTAL VERSUS DEFORMACIÓN ANGULAR Y TENSIÓN DEL PUNTAL VERSUS DEFORMACIÓN. (MURO CORTO ID=153)	27
FIGURA 3.3. CURVAS TENSIÓN DE CORTE VERSUS DEFORMACIÓN ANGULAR, DEFORMACIÓN DEL PUNTAL VERSUS DEFORMACIÓN ANGULAR Y TENSIÓN DEL PUNTAL VERSUS DEFORMACIÓN. (MURO CORTO ID=133)	28
FIGURA 3.4. DIAGRAMA DE FLUJO DEL MODELO DE ÁNGULO FIJO GENERAL DE ORREGO (2016).....	30
FIGURA 3.5. PROCESO ITERATIVO DEL MODELO DE ORREGO (2016) RESUELTO CON NEWTON – RAPHSON.....	31
FIGURA 3.6. COMPARACIÓN ESTADÍSTICA DE LA RAZÓN V_{modelo}/V_{ensayo} DEL MODELO DE ÁNGULO FIJO: MÉTODO DE NEWTON – RAPHSON VERSUS BISECCIÓN.	33
FIGURA 3.7. EFECTO DE LA MODIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD NOMINAL A TRACCIÓN DEL HORMIGÓN SEGÚN <i>ECUACIÓN (3.5)</i> PARA UN ELEMENTO QUE FALLA POR FLUENCIA DE ARMADURA LONGITUDINAL. (MURO CORTO ID=134)	34
FIGURA 3.8. EFECTO DE LA MODIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD NOMINAL A TRACCIÓN DEL HORMIGÓN SEGÚN <i>ECUACIÓN (3.5)</i> PARA UN ELEMENTO QUE FALLA POR TRACCIÓN DIAGONAL. (VIGA ALTA ID= 60).....	35
FIGURA 3.9. EFECTO DE LA MODIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD NOMINAL A TRACCIÓN DEL HORMIGÓN SEGÚN <i>ECUACIÓN (3.5)</i> PARA UN ELEMENTO QUE FALLA POR PUNTAL DIAGONAL A COMPRESIÓN. (MURO CORTO ID= 241).....	35

FIGURA 3.10. COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL MODELO DE ÁNGULO FIJO AL CONSIDERAR O NO LA ARMADURA TRANSVERSAL DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL.....	37
FIGURA 3.11. DISTRIBUCIÓN DE MODOS DE FALLAS AL CONSIDERAR O NO LA ARMADURA TRANSVERSAL DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL.....	39
FIGURA 3.12. CAPTACIÓN DE PUNTOS MÁXIMOS PARA EL CASO DE UN ELEMENTO QUE FALLA POR PUNTAL A COMPRESIÓN. (MURO CORTO ID= 133).....	40
FIGURA 3.13. CAPTACIÓN DE PUNTOS MÁXIMOS PARA EL CASO DE UN ELEMENTO QUE FALLA POR FLUENCIA DE ARMADURA LONGITUDINAL. (MURO CORTO ID= 152)	40
FIGURA 3.14. CAPTACIÓN DE PUNTOS MÁXIMOS PARA EL CASO DE UN ELEMENTO QUE FALLA POR TRACCIÓN DIAGONAL. (VIGA ALTA ID= 60).....	41
FIGURA 3.15. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA RAZÓN V_{modelo}/V_{ensayo} : ANÁLISIS INCREMENTAL VERSUS MÉTODO DE LOS 4 PUNTOS MÁXIMOS.	42
FIGURA 3.16. CURVA CORTE VERSUS DESANGULACIÓN DEL MURO CORTO ID=104 DE LA BASE DE DATOS. PUNTO MÁXIMO A COMPRESIÓN DESPLAZADO DEL PUNTO MÁXIMO DE LA CURVA.	43
FIGURA 3.17. CURVAS LEYES CONSTITUTIVAS DE HORMIGÓN A TRACCIÓN Y COMPRESIÓN ASOCIADAS A CAPACIDADES OBTENIDAS POR ANÁLISIS INCREMENTAL Y MÁXIMO A COMPRESIÓN.	44
FIGURA 3.18. COMPARACIÓN ESTADÍSTICA DE LA RAZÓN V_{modelo}/V_{ensayo} : ANÁLISIS INCREMENTAL VERSUS MÁXIMO COMPRESIÓN.	45
FIGURA 3.19. EJEMPLO DE MÁXIMO DE COMPRESIÓN ESTIMADO POR EL MODELO A UN ENSAYO DOMINADO POR FLUENCIA DE LAS ARMADURAS. (MURO CORTO ID=222).	48
FIGURA 3.20. DISTRIBUCIÓN DE DEFORMACIONES PARA EL CASO DE MÁXIMO A TRACCIÓN PARA LOS 4 SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	49
FIGURA 3.21. DISTRIBUCIÓN DE DEFORMACIÓN PARA EL CASO DE MÁXIMO A COMPRESIÓN PARA LOS 4 ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	50
FIGURA 3.22. DISTRIBUCIÓN DE DEFORMACIÓN PARA CASO DE FLUENCIAS DE ARMADURA LONGITUDINAL Y DE BORDE.	51
FIGURA 3.23. EJEMPLO DE CASO SIN FILTRO DE MÁXIMO A COMPRESIÓN. (MURO CORTO ID=88)	53
FIGURA 3.24. RAZÓN CAPACIDAD AL CORTE $V_{cerrado}/V_{iterativo}$ PARA LA BASE DE DATOS. EXPRESIONES 4 VARIABLES	54
FIGURA 3.25. RAZÓN V_{modelo}/V_{test} PARA EL TOTAL DE LA BASE DE DATOS. MODELO CERRADO E ITERATIVO. EXPRESIONES 4 VARIABLES.....	54
FIGURA 3.26. PROMEDIO Y COV DE RAZÓN $V_{cerrado}/V_{iterativo}$ PARA CADA MÁXIMO DE CAPACIDAD SEGÚN EL NÚMERO DE VARIABLES EN LAS EXPRESIONES QUE CIERRAN EL MODELO.	58
FIGURA 3.27. PROMEDIO Y COEFICIENTE DE VARIACIÓN DE RAZONES $V_{cerrado}/V_{iterativo}$ Y $V_{cerrado}/V_{test}$ SEGÚN NÚMERO DE PARÁMETROS DE EXPRESIONES CALIBRADAS.....	60

FIGURA 3.28. DIAGRAMA DE FLUJO COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES DE LOS CUATROS MÁXIMOS DE CAPACIDAD.	61
FIGURA 3.29. DIAGRAMA DE FLUJO COMPATIBILIDAD DE TENSIONES DE LOS CUATROS MÁXIMOS DE CAPACIDAD. ...	62
FIGURA 3.30. DIAGRAMA DE FLUJO DEL MODELO CERRADO DE ÁNGULO FIJO.	63
FIGURA 3.31. RAZÓN $V_{cerrado}/V_{iterativo}$ PARA CADA UNO DE LOS MÁXIMOS DE CAPACIDAD. MODELO CERRADO.....	65
FIGURA 3.32. RAZÓN $V_{cerrado}/V_{iterativo}$ PARA ESTIMACIÓN DEL CORTE. MODELO CERRADO.....	65
FIGURA 3.33. RAZÓN $V_{cerrado}/V_{test}$ PARA CADA UNO DE LOS MÁXIMOS DE CAPACIDAD. MODELO CERRADO.	66
FIGURA 3.34. RAZÓN $V_{cerrado}/V_{test}$ PARA ESTIMACIÓN DEL CORTE Y FLEXIÓN DEL MODELO CERRADO.	67
FIGURA 3.35. RAZÓN V_{modelo}/V_{test} PARA ESTIMACIÓN DEL CORTE Y FLEXIÓN. MODELOS CERRADO E ITERATIVO.	68
FIGURA 3.36. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD PARA RELACIÓN DE ASPECTO.	69
FIGURA 3.37. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DEL NIVEL DE CARGA AXIAL.	70
FIGURA 3.38. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD A LA CUANTÍA LONGITUDINAL DE ACERO.	71
FIGURA 3.39. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD A LA CUANTÍA TRANSVERSAL DE ACERO.....	72
FIGURA 3.40. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD A LA CUANTÍA DE ACERO DE BORDE.....	73
FIGURA 3.41. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD A LA CAPACIDAD A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN f_c'	74
FIGURA 3.42. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD AL ÁNGULO PUNTAL DE COMPRESIÓN α	75
FIGURA 3.43. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD ASOCIADO AL EFECTO DE TAMAÑO DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL.....	76
FIGURA 3.44. RESUMEN TENDENCIAS GENERALES MODELO GENERAL ITERATIVO DE ÁNGULO FIJO Y MODELO GENERAL CERRADO DESARROLLADO EN ESTE TRABAJO.	77
FIGURA 4.1. REFUERZO DE CORTANTE POR FRICCIÓN A UN ÁNGULO DE FISURA HIPOTÉTICO. ACI 318-08.....	82
FIGURA 4.2. ÁREA EFECTIVA (ACI 318-08).	85
FIGURA 4.3. DISPERSIÓN DE RAZÓN V_{modelo}/V_{ensayo} ASOCIADA A MODELOS DE MUROS CORTOS.	86
FIGURA 4.4. DISPERSIÓN DE RAZÓN V_{modelo}/V_{ensayo} ASOCIADA A MODELOS DE VIGAS ALTAS.	86
FIGURA 4.5. DISPERSIÓN DE RAZÓN V_{modelo}/V_{ensayo} ASOCIADA A MODELOS DE MÉNSULAS.	87
FIGURA 4.6. DISPERSIÓN DE RAZÓN V_{modelo}/V_{ensayo} ASOCIADA A MODELOS DE UNIONES VIGA - COLUMNA.	87
FIGURA 4.7. PARÁMETROS ESTADÍSTICOS DE MODELOS PARA MUROS CORTOS.	89
FIGURA 4.8. PARÁMETROS ESTADÍSTICOS DE MODELOS PARA VIGAS ALTAS.....	90
FIGURA 4.9. PARÁMETROS ESTADÍSTICOS DE MODELOS PARA MÉNSULAS.....	91
FIGURA 4.10. PARÁMETROS ESTADÍSTICOS DE MODELOS PARA UNIONES VIGA – COLUMNA.....	92

1 INTRODUCCIÓN

Los elementos estructurales están sometidos principalmente a tres tipos de cargas: axial, flexión y corte. La combinación de dichos esfuerzos produce distintos modos de falla. Los modos asociados a cargas axiales y flexión suelen estar bien estimados mediante modelación, no así los relacionados al corte ya que, debido principalmente a la sencillez de los modelos que se utilizan y la complejidad de los campos de esfuerzos y deformaciones que se desarrollan en los elementos sometidos a esta carga, la capacidad se subestima. Elementos que típicamente son diseñados al corte son los muros cortos (comunes en plantas nucleares, fachadas y a nivel de estacionamiento en edificios), las vigas altas (subconjunto de las vigas y cuya particularidad es poseer una altura considerable en relación a su largo), las ménsulas (elementos que sirven de apoyo de vigas y cumplen con transmitir cargas a columnas) y las uniones viga-columna (pertenecientes a sistemas estructurales tipo marco donde cumplen la función de dar continuidad a la estructura y de transferir cargas de un elemento estructural al otro).

El método mediante el cual se incluye el hormigón y armadura del elemento estructural al modelo marca la diferencia en cuanto predictivo es uno con respecto al otro. Una gran parte de los modelos presentes en la literatura pierden predictibilidad debido a que omiten o subestiman aspectos que resultan influyentes en la capacidad al corte, como la armadura de borde, el aporte del hormigón o el ángulo de dirección de máxima compresión en el elemento. Así, para mejorar el comportamiento de un modelo muchas veces resulta conveniente complejizar su formulación. Sin embargo, complejizar en extremo resulta poco amigable y poco factible para el diseño estructural, lo que tampoco es deseable. Así, se debe llegar a un punto óptimo entre complejidad y sencillez que equilibre predictibilidad y simpleza.

La modelación que mejor predice el problema suele ser aquella cuya forma de abordarlo es considerando la no linealidad a través de un método iterativo. No obstante, aplicar un método de este tipo implica una mayor complejidad, lo que deriva en lo expuesto en el párrafo anterior. Así, en esta memoria se busca establecer un método no lineal cerrado (no iterativo) para estimar la capacidad al corte, basado en la bibliografía que hoy en día existe sobre el tema. Se espera que éste sea aplicable al diseño tanto de muros cortos como de vigas altas, ménsulas y uniones viga-columna.

Los modelos presentes hoy en día en la bibliografía son variados y de todo tipo. Existen cerrados e iterativos; basados totalmente en la descripción física del fenómeno, semi-empíricos y empíricos. Entre todos estos existe el modelo tipo panel de Kaseem et al. (2010) para muros cortos, el que se basa en la hipótesis de esfuerzos y deformaciones constantes en el elemento estructural. Ulloa (2013), Mejías (2014), Álvarez (2015) y Orrego (2016) modificaron y ajustaron el modelo de Kaseem et al. (2010) para muros cortos, vigas altas, ménsulas y uniones viga columna respectivamente, de forma tal de expandirlo para otros sistemas estructurales. Así, mediante los cuatro trabajos señalados, y bajo el antecedente del modelo general desarrollado por Orrego (2016) para los cuatro sistemas estructurales, es que se orienta el presente a cerrar el modelo y verificar su validez como estimador de la capacidad al corte.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo general

El objetivo general de esta memoria es validar un modelo no lineal cerrado basado en aquel de tipo panel desarrollado por Kaseem et al. (2010) para muros cortos, modificado por Ulloa (2013) y ampliado por Mejías (2014), Álvarez (2015) y Orrego (2016) a vigas altas, ménsulas y uniones viga-columna.

1.1.2 Objetivos específicos

- Generar un método o expresión que permita reducir el modelo tipo panel iterativo a uno cerrado, de forma tal de simplificarlo y hacerlo más factible para el diseño estructural.
- Determinar la capacidad al corte de muros cortos, vigas altas, ménsulas y uniones viga-columna usando un modelo panel cerrado modificado que considere la degradación de la resistencia del hormigón y la estimación del ángulo puntal de compresión.
- Comparar las predicciones de capacidad al corte obtenidas según el modelo desarrollado en este trabajo con una base de datos generada a través de la literatura, a modo de validar el modelo.
- Comparar los resultados del modelo desarrollado en este trabajo con ecuaciones y modelos simples de la literatura.
- Elaborar un análisis de sensibilidad a modo de verificar el comportamiento del modelo en relación a cada una de sus variables importantes, como la razón luz de corte sobre altura, resistencia a hormigón, características de armadura, entre otros.

1.2 Metodología

El trabajo que se realizará en esta memoria se puede separar en los siguientes seis puntos:

- Realizar una revisión bibliográfica de los modelos presentes hoy en día para estimar la capacidad al corte en muros cortos, vigas altas, ménsulas y uniones viga-columna.

Se recopila información sobre trabajos ya realizados con respecto a la materia, que sirvan de base teórica para desarrollar el presente. Así, se indaga trabajos y papers publicados en distintas revistas cuya temática sea modelar la capacidad al corte de elementos estructurales.

- Establecer un modelo no lineal no iterativo basado en la bibliografía, aplicando las modificaciones necesarias.

Mediante la información adquirida en la revisión bibliográfica se obtienen las ideas y conocimientos necesarios para desarrollar el modelo. Para esto, se busca seguir la línea de los trabajos realizados por Ulloa (2013), Mejías (2014), Álvarez (2015) y Orrego (2016), cuyos

modelos son basados en la formulación tipo panel, que considera los esfuerzos sobre el elemento estructural como un promedio de los reales a modo de simplificar el análisis (Kaseem et al. 2010).

- Generar una base de datos de muros cortos, vigas altas, ménsulas y uniones viga-columna útil para verificar el modelo.

Investigar en la bibliografía sobre datos de ensayos experimentales de muros cortos, vigas altas, ménsulas y uniones viga-columna. Para esto, se busca recopilaciones de ensayos como las hechas por Ulloa (2013), Mejías (2014), Álvarez (2015) y Orrego (2016).

- Comparar los resultados experimentales con los predichos por el modelo.

Se comparan las predicciones del modelo con la capacidad de los ensayos de la base de datos. Así, se verifica si éste es capaz de predecir de forma correcta la capacidad al corte de los elementos en estudio.

- Análisis de sensibilidad del modelo en base a sus parámetros relevantes.

En este punto se revisa que, en relación a cada uno de sus parámetros importantes, el modelo sea capaz de predecir correctamente la capacidad al corte del elemento estructural. Así, es posible demostrar que éste describe eficazmente el fenómeno en estudio y que los procesos significativos de los modos de falla asociados son captados.

- Comparar con otros modelos/ecuaciones simples de la literatura que estimen la capacidad a corte de los elementos estudiados.

Por último, se hace una comparación del modelo de este trabajo con los presentes en la literatura, mediante un análisis estadístico de sus resultados con respecto a la base de datos, a modo de estudiar el rendimiento del primero en relación a los otros.

1.3 Alcances por capítulo

Capítulo 1: Introducción

Se presenta la motivación que impulsa la elaboración del presente trabajo, los objetivos asociados y la metodología utilizada para su desarrollo.

Capítulo 2: Revisión bibliográfica

Se describe el modelo tipo panel de Kaseem et al. (2010), desarrollado para estimar la capacidad al corte de muros cortos. Luego, se presentan las modificaciones aplicadas por Ulloa (2013), Mejías (2014), Álvarez (2015) y Orrego (2016) para ajustar el comportamiento del modelo al caso de muros cortos, vigas altas, ménsulas y uniones viga – columna, respectivamente. Por último, se presentan dos modelos cerrados, Wang et al. (2012) y Kasseem (2015), los que se utilizan como inspiración para la elaboración del modelo cerrado del presente trabajo.

Capítulo 3: Modelo tipo panel cerrado para muros cortos, vigas altas, ménsulas y uniones viga – columna de hormigón armado

Se presentan y desarrollan las modificaciones efectuadas en el modelo de ángulo fijo, a modo de mejorar su desempeño y facilitar el cálculo. Además, se explica la metodología y los resultados de la calibración realizada para cerrar el bucle iterativo del modelo. Por último, se analizan las tendencias generales que muestra el modelo cerrado en relación a sus parámetros importantes.

Capítulo 4: Comparación modelos simples de la literatura

Se detallan los modelos de la literatura que se comparan con el modelo desarrollado en el presente trabajo, para luego mostrar el desempeño exhibido por estos al estimar la capacidad al corte de la base de datos.

Capítulo 5: Conclusiones

Se exponen las conclusiones obtenidas a lo largo del presente trabajo. Se concluye a partir de las modificaciones implementadas y del método generado para cerrar el modelo iterativo de ángulo fijo.

2 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

En la siguiente sección se describe el modelo en el que se basa la estimación de la capacidad al corte de elementos muro cortos, vigas altas, ménsulas y uniones viga-columna de hormigón armado. La formulación proviene del trabajo realizado por Kaseem et al. (2010), la cual estima la capacidad de muros cortos. Posteriormente, Ulloa (2013) modifica el modelo tipo panel de Kaseem et al. (2010) al desarrollar una nueva expresión para fijar el ángulo de compresión. Luego, Mejías (2015) aplica el modelo de Ulloa (2013) a vigas altas de hormigón armado. Álvarez (2015) utiliza el modelo para el caso de ménsulas de hormigón armado. Después, Orrego (2016) realiza lo mismo para uniones viga-columna y además desarrolla un modelo general para los cuatro sistemas estructurales mencionados. Por otro lado, existen trabajos como el de Kaseem (2015) y Wang et al. (2012) que elaboran modelos cerrados para el caso de vigas altas y uniones viga-columna, respectivamente. Profundización en estos y otros modelos o expresiones se presentan en la sección de comparación con la literatura (Capítulo 4).

Dos de los modelos más aceptados para predecir la capacidad al corte de elementos estructurales son el de enrejado suavizado (*softened truss model*), desarrollado por Hsu y Mo (1985) y modificado luego por Gupta (1996), y el modelo puntal-tensor suavizado (*softened strut-and-tie model*), propuesto por Hwang et al. (2001). Si bien el modelo puntal – tensor suavizado entrega buenas estimaciones de capacidad, tipo de falla de corte y mecanismo de transmisión de esfuerzos (Yu y Hwang, 2005), éste no es capaz de predecir la deformación del elemento. El modelo de enrejado suavizado sí determina deformaciones, con lo que puede concluir que éste permite evaluar de forma más completa la capacidad y el comportamiento del muro (Mansour et al., 2004). A pesar de esto, como presenta en su trabajo Yu y Hwang (2005) para el caso de muros, debido a que los esfuerzos se distribuyen de manera uniforme en el alma del elemento, lo que experimentalmente no es cierto, se generan ciertos inconvenientes en cuanto a la física del problema.

El modelo que aquí se desarrolla toma como base la formulación de enrejado suavizado, debido principalmente a su relativa simplicidad en implementación y a su buen desempeño. A éste se le aplican las modificaciones pertinentes y se deriva un modelo cerrado útil para el diseño.

2.1 Resumen del modelo Kaseem et al. (2010)

El modelo de Kaseem et al. (2010) está basado en la teoría de campo de compresión modificada desarrollada por Vecchio y Collins (1986) (*The Modified Compression Field Theory*), donde un muro se presenta como una malla de pequeños elementos de hormigón armado. En éste, se considera un comportamiento biaxial del hormigón, donde la degradación de este, debido a los esfuerzos axiales tensionales en la dirección perpendicular a la compresión, limita la capacidad del muro a soportar cargas de corte.

Para estudiar el comportamiento de un muro corto de hormigón armado mediante el modelo de Kaseem et al. (2010) se considera el estado de tensiones y deformaciones promedio del elemento estructural, el principio de transformación de tensiones y deformaciones en la dirección principal, las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad de deformaciones y las leyes constitutivas que gobiernan al hormigón y el acero de refuerzo. El ángulo del puntal de compresión, concordante con la dirección principal de compresión máxima en el muro, se asume idéntico tanto para

esfuerzos como para deformaciones, y fue determinado por Kaseem et al. (2010) como aquel que mejor predice la capacidad al corte de 100 muros que utiliza para validar el modelo. Esto quiere decir que no necesariamente el ángulo obtenido por Kaseem et al. (2010) resulta ser necesariamente el óptimo para otros ensayos de muros o para otro elemento estructural.

Luego, aplicando las consideraciones previamente señaladas y realizando un análisis incremental, se obtiene la capacidad máxima del elemento como el máximo de la curva carga desplazamiento. Como condiciones adicionales se tiene que la armadura horizontal y vertical deben estar distribuidas de forma uniforme y que ambas coincidan con los bordes horizontal y vertical del muro de hormigón armado.

2.1.1 Modelo Geométrico

Cuando se produce el agrietamiento diagonal, el elemento estructural adquiere un comportamiento donde el hormigón actúa como un puntal a compresión y la armadura de refuerzo como tensor a tracción. Así, se generan dos sistemas de coordenadas, uno caracterizado por la armadura longitudinal, nombrado sistema “L-t”, y otro por el puntal y el tensor, denominado “d – r”. Lo explicado en este párrafo se puede visualizar en la *Figura 2.1*, donde se tienen las disposiciones geométricas que gobiernan el modelo de enrejado suavizado.

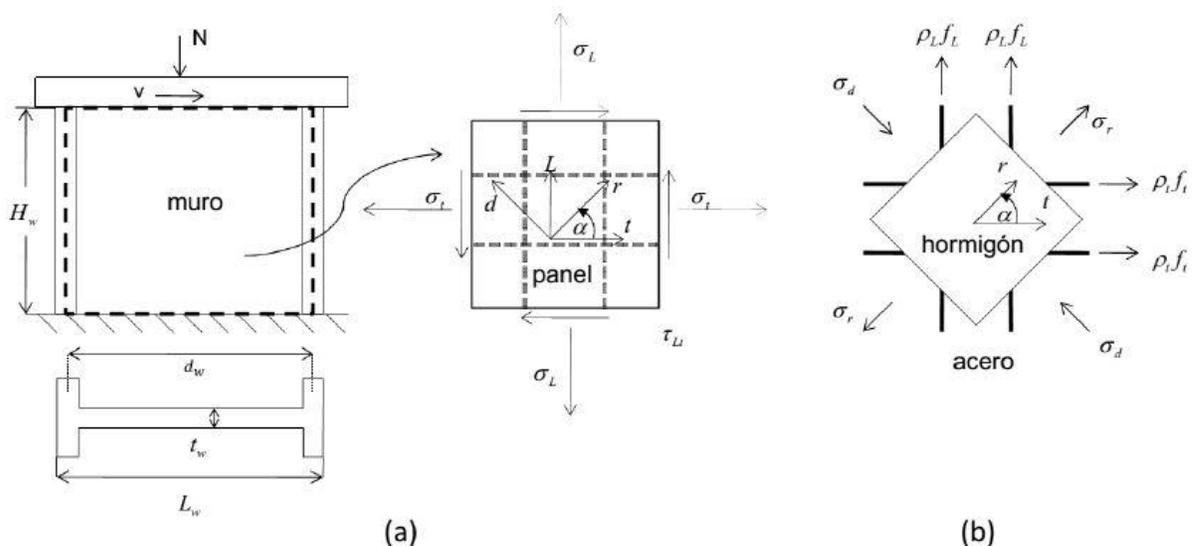


Figura 2.1. Modelación geométrica del muro corto: a) Esfuerzos en sistema de coordenadas “L – t”. b) Esfuerzos en sistema de coordenadas “d – r” (después de Kaseem et al. (2010)). Refuerzo de acero explícito. (Álvarez, 2015).

2.1.2 Equilibrio y Compatibilidad

El equilibrio es considerado en el sistema de coordenadas L – t, por lo que se hace uso del círculo de Mohr para trasladar los esfuerzos a tracción y compresión del hormigón a dichos ejes. Así, realizando la transformación de coordenadas, a través del ángulo de inclinación α , se tienen las *Ecuaciones (2.1) a la (2.3)* que gobiernan el equilibrio del elemento estructural. En dichas ecuaciones σ_L , σ_t representan las tensiones normales en las direcciones L y t [MPa]; τ_{Lt} es la tensión de corte promedio en el plano L – t [MPa]; σ_d , σ_r son las tensiones principales en las direcciones d y r [MPa]; f_L , f_t son las tensiones promedios del refuerzo de acero en las direcciones L y t [MPa]; ρ_L , ρ_t son las cuantías de acero en las direcciones L y t.

$$\sigma_L = \sigma_d \cos^2 \alpha + \sigma_r \sin^2 \alpha + \rho_L f_L \quad (2.1)$$

$$\sigma_t = \sigma_d \sin^2 \alpha + \sigma_r \cos^2 \alpha + \rho_t f_t \quad (2.2)$$

$$\tau_{Lt} = (-\sigma_d + \sigma_r) \cos \alpha \sin \alpha \quad (2.3)$$

Luego, asumiendo que la distribución de esfuerzo en el alma es uniforme, se puede expresar el corte como muestra la *Ecuación (2.4)*. En dicha expresión, V es el corte en el alma de la sección [N], t_w es el espesor del alma del elemento [mm]; d_w es el largo horizontal del muro entre los centroides de los elementos de borde ($0.8L_w$ en caso de no existir elemento de borde, con L_w el largo del muro).

$$V = \tau_{Lt} t_w d_w \quad (2.4)$$

Hecho esto, se lleva a cabo una transformación equivalente para el caso de deformaciones, con lo que se obtienen las *Ecuaciones (2.5) a la (2.7)*, que definen la compatibilidad entre sistemas de coordenadas. En dichas ecuaciones ε_L , ε_t representan las deformaciones promedio en las direcciones L y t; γ_{Lt} es la deformación promedio de corte en el plano L-t; ε_d , ε_r son las deformaciones principales promedio en las direcciones d y r.

$$\varepsilon_L = \varepsilon_d \cos^2 \alpha + \varepsilon_r \sin^2 \alpha \quad (2.5)$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_d \sin^2 \alpha + \varepsilon_r \cos^2 \alpha \quad (2.6)$$

$$\gamma_{Lt} = 2(\varepsilon_r - \varepsilon_d) \cos \alpha \sin \alpha \quad (2.7)$$

Dadas estas ecuaciones, se calcula el desplazamiento en el borde superior del muro mediante la igualdad propuesta por Gupta (1996), que lo asume proporcional a la deformación promedio de corte (*Ecuación (2.8)*). En dicha ecuación, Δ es el desplazamiento de techo del muro debido a la aplicación de la carga [mm]; H_w es la altura del muro [mm]; γ_{Lt} es la deriva o deformación promedio de corte en el plano L – t.

$$\Delta = \gamma_{Lt} H_w \quad (2.8)$$

2.1.3 Leyes Constitutivas de los Materiales

2.1.3.1 Hormigón Armado

La ley constitutiva utilizada para modelar el comportamiento del hormigón en el modelo de Kaseem et al. (2010) es la propuesta por Zhang y Hsu (1998), que considera la degradación de la capacidad del puntal a compresión debido a la deformación de tracción en la dirección perpendicular (*Figura 2.2*).

Como ya se mencionó, el modelo de Kaseem et al. (2010) toma como hipótesis la consideración de que la dirección principal de tensiones es equivalente a la dirección principal de deformaciones, lo que generalmente no es cierto. Sin embargo, suele ser una buena aproximación a modo de simplificar el cálculo, debido a que la diferencia entre estas direcciones suele ser baja.

Al observar las *Ecuaciones (2.9) a la (2.11)*, que representan el modelo de hormigón suavizado de Zhang y Hsu (1998), se tiene que los esfuerzos en el puntal del hormigón no solo dependen de la deformación principal a compresión ε_d , sino que también a las deformaciones en la dirección ortogonal ε_r , lo que se ajusta a lo señalado en los párrafos anteriores. En las *Ecuaciones (2.9) a la (2.11)* σ_d es la tensión principal promedio en la dirección d (negativa para compresión) [MPa]; ξ es el coeficiente de reducción por relajación; f'_c es la tensión máxima de compresión en un cilindro estándar de hormigón [MPa]; ε_o es la deformación de un cilindro estándar de concreto asociada a la tensión f'_c , igual a 0.002; ε_d , ε_r son las deformaciones promedio en las direcciones d y r.

$$\sigma_d = -\xi f'_c \left[2 \left(\frac{-\varepsilon_d}{\xi \varepsilon_o} \right) - \left(\frac{-\varepsilon_d}{\xi \varepsilon_o} \right)^2 \right] \quad \text{Si } -\varepsilon_d \leq \xi \varepsilon_o \quad (2.9)$$

$$\sigma_d = -\xi f'_c \left[1 - \left(\frac{-\frac{\varepsilon_d}{\xi \varepsilon_o} - 1}{\frac{2}{\xi} - 1} \right)^2 \right] \quad \text{Si } -\varepsilon_d > \xi \varepsilon_o \quad (2.10)$$

$$\xi = \frac{5.8}{\sqrt{f'_c}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \quad (2.11)$$

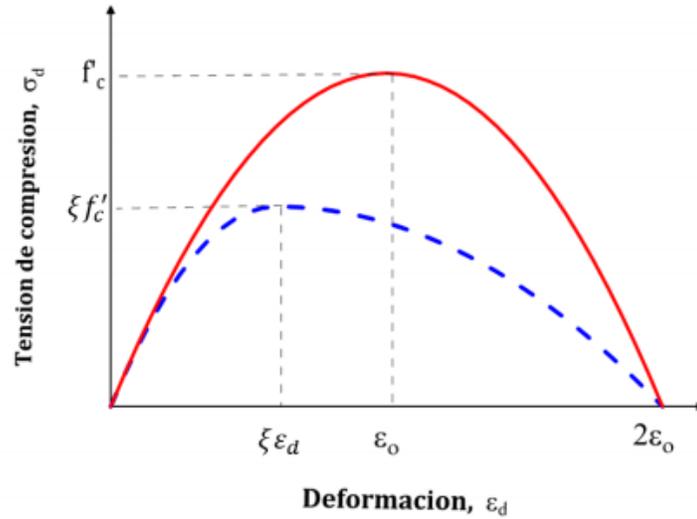


Figura 2.2. Curva de hormigón armado en compresión según Zhang y Hsu (1998). En rojo y en azul las curvas de hormigón sin y con factor de relajación, respectivamente. (Ulloa, 2013).

Para el caso a tracción, la ley constitutiva utilizada es la propuesta por Gupta y Rangan (1998) (Figura 2.3), cuya formulación matemática se presenta en las Ecuaciones (2.12) a la (2.16). En dichas expresiones, σ_r es la tensión promedio en la dirección r (positiva para tracción) [MPa]; f'_{ct} es la tensión máxima de tracción directa del hormigón [MPa]; E_c es el módulo de elasticidad del hormigón [MPa]; ε_r es la deformación principal promedio en la dirección r; ε_{ct} es la deformación para el inicio de la fisuración del hormigón, igual a f'_{ct}/E_c ; ε_{ut} es la deformación última a tracción, igual a 0.002.

$$\sigma_r = E_c \cdot \varepsilon_r \quad \text{Si } 0 \leq \varepsilon_r \leq \varepsilon_{ct} \quad (2.12)$$

$$\sigma_r = f'_{ct} \frac{\varepsilon_{ut} - \varepsilon_r}{\varepsilon_{ut} - \varepsilon_{ct}} \quad \text{Si } \varepsilon_{ct} < \varepsilon_r \leq \varepsilon_{ut} \quad (2.13)$$

$$\sigma_r = 0 \quad \text{Si } \varepsilon_{ut} < \varepsilon_r \quad (2.14)$$

$$f'_{ct} = 0.4 \sqrt{f'_c [\text{MPa}]} \quad (2.15)$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c [\text{MPa}]} \quad (2.16)$$

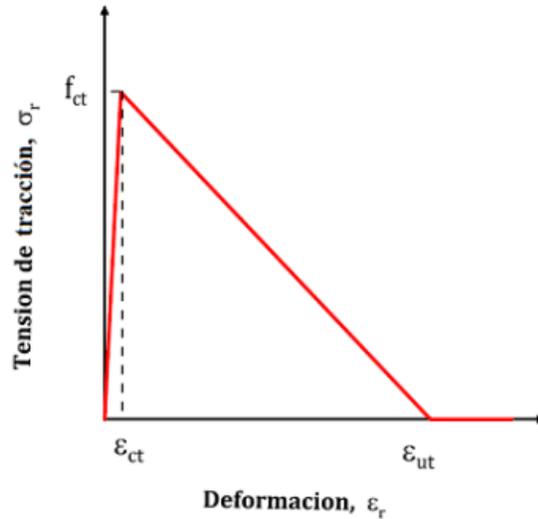


Figura 2.3. Curva de hormigón armado en tracción propuesta por Gupta y Rangan (1998). (Ulloa, 2013).

2.1.3.2 Acero de Refuerzo

Se utiliza una ley uniaxial elasto – plástica perfecta para describir el comportamiento del acero de refuerzo tanto a tracción como a compresión (*Figura 2.4*). Dicha ley constitutiva queda definida por las *Ecuaciones (2.17)* y *(2.18)*, donde f_s es la tensión del acero [MPa]; E_s es el módulo de elasticidad, equivalente a 200000 [MPa]; ϵ_s es la deformación asociada; f_y es la tensión de fluencia [MPa].

$$f_s = E_s \epsilon_s \quad \text{Si } \epsilon_s < \epsilon_y \quad (2.17)$$

$$f_s = f_y \quad \text{Si } \epsilon_s \geq \epsilon_y \quad (2.18)$$

Ya que se asume adherencia perfecta entre el acero y el hormigón, la deformación del primero, con respecto a los ejes L-t, se considera igual a la del elemento panel en los mismos ejes. Esto se expresa matemáticamente como muestran las *Ecuaciones (2.19)* y *(2.20)*.

$$\epsilon_{st} = \epsilon_t \quad \text{y} \quad f_{st} = f_t \quad \text{Para el refuerzo horizontal} \quad (2.19)$$

$$\epsilon_{sL} = \epsilon_L \quad \text{y} \quad f_{sL} = f_L \quad \text{Para el refuerzo longitudinal} \quad (2.20)$$

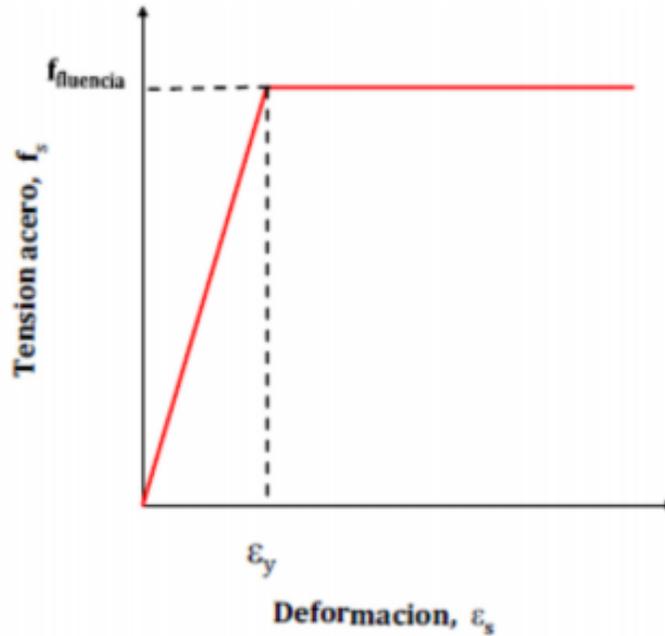


Figura 2.4. Ley constitutiva del acero de refuerzo. (Ulloa, 2013).

2.1.4 Algoritmo de Solución

Bajo las condiciones de equilibrio, compatibilidad, leyes constitutivas y transformación de coordenadas, se tiene que el modelo presenta en total 16 variables:

$$V, \sigma_L, \sigma_t, \tau_{Lr}, \sigma_d, \sigma_r, f_L, f_t, \alpha, \xi, \Delta, \varepsilon_L, \varepsilon_t, \varepsilon_d, \varepsilon_r, \gamma_{Lt}$$

Sin embargo, se cuenta solo con 13 ecuaciones: 8 asociadas al equilibrio y compatibilidad y 5 asociadas a las leyes constitutivas del acero y hormigón. Así, existen tres grados de indeterminación, los que se reducen especificando el valor de ε_d para cada nivel de carga y calculando el esfuerzo longitudinal como muestra la *Ecuación (2.21)*, donde N [MPa] es la carga axial aplicada y A [m²] es el área transversal del muro.

$$\sigma_L = \frac{N}{A} \quad (2.21)$$

Aún queda una indeterminación por cubrir, para lo que Kaseem et al. (2010) calibra el ángulo del puntal a compresión α . Esto se realiza mediante la interpolación que mejor prediga el comportamiento de una base de datos de 100 ensayos sometidos a corte. Luego, el ángulo α queda expresado en función de las dimensiones geométricas del muro, sus cuantías de armadura, la capacidad del hormigón a compresión y la carga axial aplicada, como muestran las *Ecuaciones (2.22)* y *(2.23)*. En dichas expresiones, H_w representa la altura del muro [mm]; d_w el largo horizontal del muro ente los centroides de los elementos de borde [mm]; N la fuerza axial [kN]; A el área transversal del muro [mm²]; f'_c la tensión máxima de compresión en un cilindro estándar de hormigón [MPa]; f_{yL} la tensión de fluencia del acero longitudinal [MPa]; f_{yt} la tensión de fluencia del acero transversal [MPa]; ρ_L, ρ_t las cuantías de acero en las direcciones L y t.

- Muros con carga axial y lateral:

$$\alpha = 77.16x_1^2 - 117.6x_1 + 87.1 \quad (2.22)$$

Donde $x_1 = \left(\frac{H_w}{d_w}\right) \left(\frac{N}{A\sqrt{f'_c}}\right)^{0.1}$

- Muros sólo con carga lateral:

$$\alpha = -7.339x_2^2 + 65.74x_2 - 87.67 \quad (2.23)$$

Donde $x_2 = \sqrt{f'_c} + (\rho_L f_{yL})(\rho f_{yt})^{0.1}$

El modelo permite obtener la curva carga – desplazamiento completa, ya que para cada estado de deformación se conoce el estado de tensiones del elemento tipo panel. Además, fijado el ángulo de inclinación del sistema de coordenadas d-r, el problema se encuentra completamente determinado. Como se puede deducir de las *Ecuaciones (2.22) y (2.23)*, el ángulo de inclinación se mantiene fijo durante la aplicación de la carga, lo que no es del todo cierto, pero es una buena aproximación para el caso de hormigón ya fisurado.

2.2 Modificaciones realizadas por Ulloa (2013)

El mayor aporte entregado por el trabajo de Ulloa (2013) es la incorporación de una nueva expresión para determinar el ángulo de falla de compresión diagonal. El modelo de Kaseem et al. (2010) tiene problemas en los casos donde no existe armadura en el alma ni carga axial, debido a que dicho ángulo se indetermina. Ulloa (2013) valida su nuevo método al comparar sus resultados con una base de datos de 252 ensayos de muros cortos de hormigón armado.

Para desarrollar el nuevo ángulo de falla de compresión diagonal, Ulloa (2013) hace uso de las deformaciones unitarias promedio horizontal (Massone, 2010) y verticales (Villar, 2010), basadas en el nivel de desplazamiento lateral del muro. Ambos trabajos utilizan un modelo interacción flexión – corte.

2.2.1 Ángulo Fijo De Ulloa (2013)

Los modelos de ángulo fijo consideran la fuerte hipótesis que el puntal en compresión mantiene fija su inclinación a medida que aumenta la deformación en el elemento estructural. Esta hipótesis se hace válida sólo cuando se generan fisuras en el hormigón a tracción diagonal, ya que antes de que estas se produzcan el ángulo aún no está definido.

Para el modelo de ángulo fijo de Kaseem et al. (2010), Ulloa (2013) ajusta expresiones del tipo $\alpha = cte(\text{parámetro}_1)^{k_1} \dots (\text{parámetro}_n)^{k_n}$ mediante el método de mínimos cuadrados, de forma tal que las variables desconocidas que minimizan el error asociado sean únicas. Así, Ulloa (2013) obtiene las expresiones de la *Tabla 2.1*, que fijan el ángulo de falla del puntal a compresión en el momento en el que se produce la fisura en el concreto.

Tabla 2.1. Ángulos de fijación del puntal de compresión, Ulloa (2013).

Nivel de tracción en el concreto	Ángulo de inclinación del puntal [°] (curvatura simple)	Ángulo de inclinación del puntal [°] (curvatura doble)
$\varepsilon_r = \varepsilon_{ct}$ $\sigma_r = f_{ct}$	$175.2 \left(\frac{H_w}{L_w} + 5 \right)^{-0.605} \left(\frac{N}{f'_c t_w L_w} + 1 \right)^{-4.6}$	$90.6 \left(\frac{H_w}{L_w} + 5 \right)^{-0.25} \left(\frac{N}{f'_c t_w L_w} + 1 \right)^{-6.65}$

2.3 Modelo tipo panel modificado para vigas altas de hormigón armado (Mejías, 2014)

Mejías (2014) aplica el modelo de ángulo fijo desarrollado por Ulloa (2013) para el caso de vigas altas. Para esto, realiza una analogía entre vigas altas y muros cortos, lo que hace posible aplicar el modelo de ángulo fijo a este sistema estructural.

2.3.1 Descripción de Vigas Altas de Hormigón Armado y Analogía con Muros Cortos

Los elementos estructurales denominados vigas altas son aquellos cuya razón altura sobre “vano libre” entre apoyos es considerable. La norma ACI 318-08, en su capítulo 11, define las vigas altas como aquellas cuyo “vano libre” entre apoyos l_n no excede en cuatro veces la altura total del elemento o, si existe una carga concentrada, la distancia entre la cara de la carga y la del apoyo no excede en dos veces la altura de la viga. Estas dimensiones especiales producen en el alma una concentración de deformaciones que favorece a la falla al corte de forma similar a lo que ocurre en muros cortos, por lo que aplicar el modelo tipo panel modificado por Ulloa (2013) para predecir la capacidad de vigas altas resulta factible.

Así, la analogía entre viga alta y muro en cantiléver queda representada como muestra la *Figura 2.5*. En ésta se observa que la zona de corte de la viga (entre el apoyo y el punto de aplicación de la carga) es similar a la altura del muro corto desde el punto de vista de los esfuerzos internos. A diferencia de los muros, las vigas altas no están sometidos a cargas axiales, por lo que se puede reducir la condición $\sigma_L = N/A$ a cero.

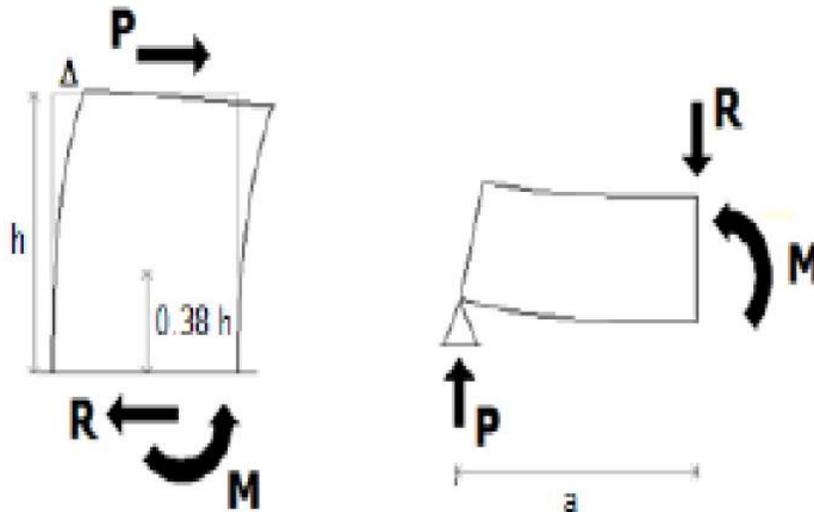


Figura 2.5. Analogía entre muros en cantiléver y vigas en zona de corte. (Mejías, 2014).

Para cumplir con la mencionada analogía, todas las vigas altas que forman parte de la base de datos de Mejías (2014), y que son usadas para este trabajo, tienen dos apoyos y dos puntos de cargas, los que son simétricos desde el eje central de la viga. Así, gracias a esta simetría, solo la mitad de la viga se utiliza en el modelo.

2.4 Modelo tipo panel modificado para ménsulas de hormigón armado (Álvarez, 2015)

Álvarez (2015), utiliza el modelo tipo panel modificado de Ulloa (2013) para estimar la capacidad al corte de ménsulas de hormigón armado. Para ello, adapta y modifica el modelo desarrollado por Ulloa (2013) con el objetivo de obtener mejores resultados, en términos de una buena predicción de capacidad y una baja dispersión. Para lograr su objetivo, Álvarez (2015) realiza una modificación importante al modelo al incorporar la armadura de borde del elemento estructural.

2.4.1 Descripción de Ménsulas de Hormigón Armado

Las ménsulas de hormigón armado corresponden a voladizos sobresalientes de muros o columnas cuya razón de luz cortante sobre altura es menor a la unidad. Estos elementos estructurales están solicitados principalmente por fuerzas de corte V_u que proceden de las cargas que soporta la viga apoyada y del peso propio de ésta. Además, en algunos casos, están cargadas por una fuerza de tracción N_u , que deriva de cambios de temperatura, retracción por fraguado y flujo plástico de la viga.

En la *Figura 2.6* se esquematiza la estructura típica de una ménsula de hormigón armado. En ésta se observa la armadura principal de borde que tiene por objetivo resistir esfuerzos de tracción, y una armadura distribuida en el alma A_h que corresponde a estribos encargados de soportar corte. Como ya se mencionó, la ménsula está solicitada por un corte V_u , aplicado a una distancia a de la columna o muro. Además, presenta una placa de apoyo de longitud w , una profundidad de cara interna y externa h y h' respectivamente, y una profundidad efectiva de largo d .

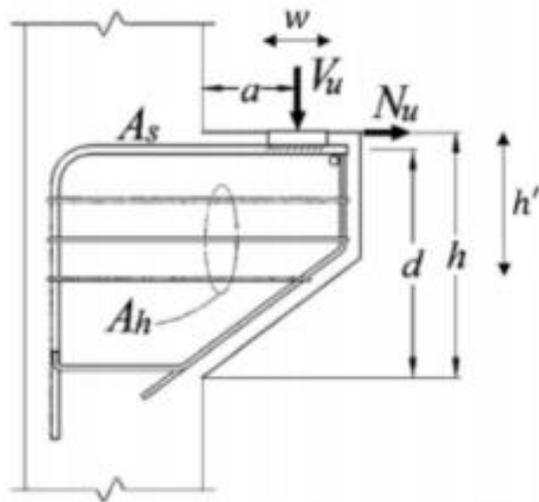


Figura 2.6. Geometría típica de una ménsula de hormigón armado (Russo et al., 2006).

Para aplicar el modelo tipo panel modificado por Ulloa (2013) a las ménsulas es necesario realizar un símil con el muro de hormigón armado. Para esto, la ménsula se rota en 90° de forma tal que, como se observa en la *Figura 2.7*, el elemento tipo panel queda definido por la luz de cortante a y el largo d . Así, la ménsula se representa como un pequeño muro en voladizo de baja razón de aspecto.

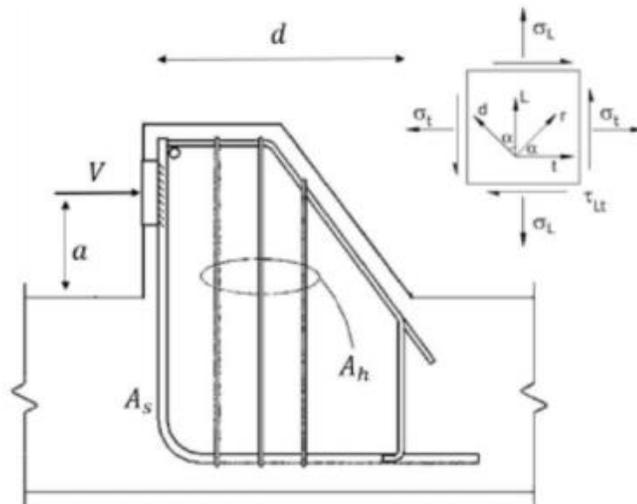


Figura 2.7. Analogía ménsula-muro en voladizo (Álvarez, 2015).

2.4.2 Modificaciones Propuestas al Modelo por Álvarez (2015)

2.4.2.1 Consideración del Acero de Borde

El modelo tipo panel modificado por Ulloa (2013) no incorpora en su formulación la armadura de borde del muro, ya que sólo considera la armadura del alma de este. Para incorporar el efecto de armadura de borde, Álvarez (2015) propone calibrar un factor β que representa la eficiencia de esta al resistir esfuerzos de corte. Así, el equilibrio en la dirección L queda determinado por la Ecuación (2.24). En dicha ecuación σ_L es la tensión normal en la dirección L [MPa]; σ_d es la tensión normal en la dirección d [MPa]; f_L corresponde a la tensión promedio del refuerzo de acero longitudinal en la dirección L [MPa]; ρ_L es la cuantía de acero longitudinal en la dirección L; f_b es la tensión promedio del refuerzo de borde en la dirección L [MPa]; ρ_b es la cuantía de refuerzo de borde; β es el parámetro de eficiencia de armadura de borde, igual a 0.3 según la calibración realizada por Orrego (2015).

$$\sigma_L = \sigma_d \cos^2 \alpha + \sigma_r \sin^2 \alpha + \rho_L f_L + \beta \rho_B f_B \quad (2.24)$$

2.5 Modelo tipo panel modificado para uniones viga-columna de hormigón armado (Orrego, 2016)

Orrego (2016) utiliza el modelo de ángulo fijo de Ulloa (2013) para el caso de uniones viga-columna de hormigón armado. Para ajustarlo, considera el confinamiento que producen vigas y columnas, cuyo efecto mejora la capacidad al corte de los elementos estructurales debido a la restricción que este impone a las deformaciones. Con esto, el ángulo de inclinación del puntal a compresión varía en relación a muros cortos, vigas altas y ménsulas, por lo que desarrolla una nueva calibración de este parámetro.

Además, Orrego (2016) desarrolla un modelo de ángulo fijo general para muros cortos, vigas altas, ménsulas y uniones viga-columna. Con este objetivo, modifica la altura de vigas altas y ménsulas para incorporar el efecto de la placa de apoyo y de carga, como estipula el perfil de deformaciones de Gotschlich (2011). Además, calibra una nueva expresión de ángulo de puntal a compresión general para muros cortos, vigas altas y ménsulas (el efecto de confinamiento no permite agregar las uniones en dicha calibración).

2.5.1 Descripción de Uniones Viga-Columna

Las uniones viga-columna se utilizan en estructuras tipo marco y cumplen la función de entregar continuidad a la estructura, además de transferir esfuerzos de corte y momento de un elemento estructural a otro. Estas se pueden dividir entre uniones interiores y exteriores, donde la diferencia radica en el número de vigas que convergen al elemento (*Figura 2.9*), lo que produce diferentes confinamientos y deformaciones laterales. Una imagen esquemática de una unión viga-columna se presenta en *Figura 2.8a*. En esta, se observan los tres tipos de armaduras presentes en estos elementos estructurales: la armadura transversal A_{st} , la armadura longitudinal A_{sL} y la armadura de borde A_{sB} .

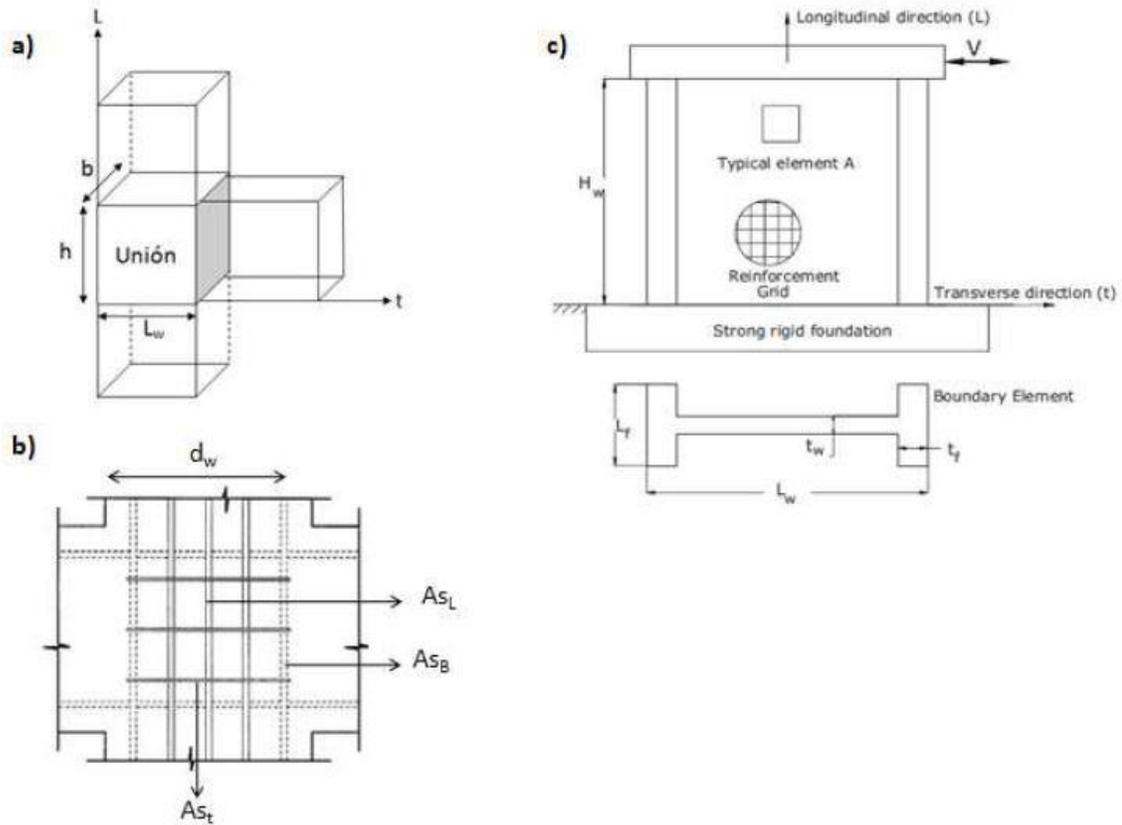


Figura 2.8. a) Representación esquemática de una unión viga-columna. b) Representación esquemática de un muro de hormigón armado. (Orrego, 2016)

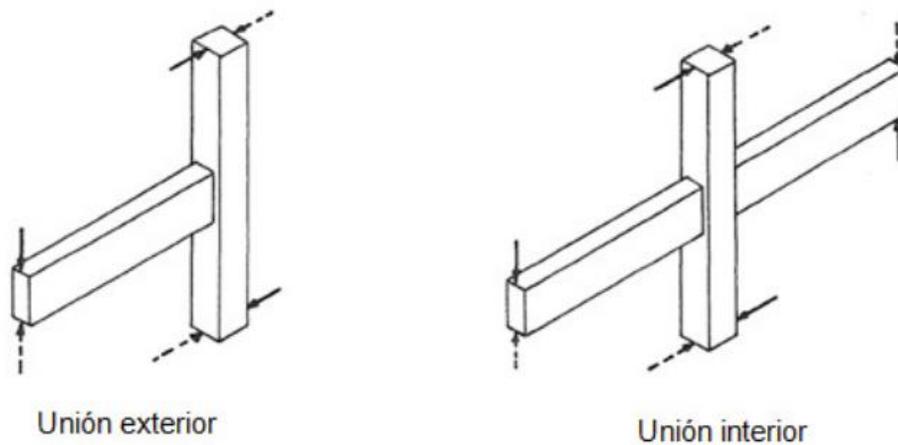


Figura 2.9. Tipos de uniones. (Imagen adaptada de Beckingsale, 1980)

Para utilizar el modelo tipo panel modificado de Ulloa (2013) en uniones es necesario realizar una analogía entre estas y los muros de hormigón armado (*Figura 2.8b*). La relación resulta directa y queda definida mediante las *Ecuaciones (2.25) a la (2.27)*. En dichas expresiones h , L_w y b son las dimensiones de alto, ancho y espesor de la unión viga – columna, respectivamente, mientras que H_w , L_w y t_w son las relacionadas a muros cortos.

$$h = H_w \quad (2.25)$$

$$L_w = L_w \quad (2.26)$$

$$b = t_w \quad (2.27)$$

2.5.2 Confinamiento de vigas y columnas adyacentes

Orrego (2016), para considerar el confinamiento producido por vigas y columnas, modifica la deformación unitaria tanto en el eje transversal como longitudinal. Para esto, aplica un coeficiente λ que toma cuenta de la reducción de la deformación debido al confinamiento. Este factor λ se aplica a la deformación máxima transversal y longitudinal como se muestra en las Ecuaciones (2.28) y (2.29).

$$\varepsilon_{t,máx}^{mod} = \varepsilon_{t,máx} - \lambda_t \varepsilon_{t,máx} = \varepsilon_{t,máx}(1 - \lambda_t) \quad (2.28)$$

$$\varepsilon_{L,centro}^{mod} = \varepsilon_{L,centro} - \lambda_L \varepsilon_{L,centro} = \varepsilon_{L,centro}(1 - \lambda_L) \quad (2.29)$$

Los óptimos de las variables λ_t y λ_L resultan de comparar la capacidad promedio obtenida según el modelo, dadas las nuevas expresiones de deformación unitaria, con los ensayos de la base de datos, mediante la razón de capacidad teórica sobre experimental V_{modelo}/V_{ensayo} .

La modificación de las deformación lateral y vertical de la unión viga – columna, mediante los factores señalados, conduce un nuevo ángulo de inclinación del puntal a compresión para un determinado nivel de tracción en el hormigón. Así, Orrego (2016), al fijar el ángulo puntal a compresión para el instante en el que se produce la fisura en el concreto, obtiene las expresiones de la *Tabla 2.2*.

Tabla 2.2. Expresiones ángulo de inclinación del puntal a compresión para uniones viga – columna.

Nivel de tracción en el concreto	Ángulo de inclinación del puntal [°] (Unión exterior)	Ángulo de inclinación del puntal [°] (Unión interior)
$\varepsilon_r = \varepsilon_{ct}$ $\sigma_r = f_{ct}$	$21.56 \left(\frac{H_w}{L_w} + 0.5 \right)^{-0.02} \left(\frac{N}{f'_c t_w L_w} + 0.1 \right)^{-0.36}$	$23.82 \left(\frac{H_w}{L_w} + 0.5 \right)^{0.04} \left(\frac{N}{f'_c t_w L_w} + 0.1 \right)^{-0.34}$

2.5.3 Recalibración del ángulo del puntal de falla para ménsulas, vigas altas y muros cortos.

Orrego (2016) desarrolla una expresión de ángulo del puntal a compresión para ménsulas, vigas altas y muros cortos, con lo que logra generalizar el método para más de un elemento estructural. Además, define la altura efectiva H'_w de cada sistema estructural como se observa en las Ecuaciones (2.30) a la (2.32). Así, Orrego (2016) obtiene las expresiones mostradas en la Tabla 2.3. Éstas no son válidas para el caso de uniones viga-columna debido al efecto de confinamiento mencionado y tratado en la sección anterior.

- Para muros cortos y uniones viga-columna:

$$H'_w = H_w \quad (2.30)$$

- Para vigas altas:

$$H'_w = H_w - 100[mm] \quad (2.31)$$

- Para ménsulas:

$$H'_w = H_w - 50[mm] \quad (2.32)$$

Tabla 2.3. Ángulo de inclinación del puntal de compresión para ménsulas, muros cortos, y vigas altas.

Nivel de tracción en el concreto	Ángulo puntal [°] (curvatura simple)	Ángulo puntal [°] (curvatura doble)
$\epsilon_r = \epsilon_{ct}$ $\sigma_r = f_{ct}$	$13.87 \left(\frac{H'_w}{L_w} + 0.5 \right)^{-0.13} \left(\frac{N}{f'_c t_w L_w} + 0.1 \right)^{-0.67}$	$9.81 \left(\frac{H'_w}{L_w} + 0.5 \right)^{-0.08} \left(\frac{N}{f'_c t_w L_w} + 0.1 \right)^{-0.78}$

2.6 Modelos de expresiones cerradas

El diseño de elementos estructurales requiere de expresiones cerradas que permitan un cálculo rápido de capacidades. Los métodos iterativos conllevan una implementación en programas computacionales que dificultan el diseño. Así, con el fin de simplificar el diseño, se han desarrollado trabajos como el de Kassem (2015) y Wang et al. (2012), los cuales se describen en las secciones siguientes y sirven de referencia para el presente trabajo.

2.6.1 Modelo cerrado para estimación de corte en vigas altas (Kassem, 2015)

Kassem (2015) genera una expresión basada en el modelo de enrejado suavizado de ángulo fijo. Para esto, inicialmente desarrolla un modelo iterativo que hace uso de las condiciones de equilibrio de tensiones, compatibilidad de deformaciones y leyes constitutivas de materiales. Luego, con el objetivo de reducir las tres indeterminaciones resultantes de dichas condiciones, especifica la deformación a máxima compresión ϵ_2 para cada estado de carga, impone el equilibrio de fuerzas $\sigma_L = N/A$, y considera el fuerte campo de compresión que se produce en el eje transversal debido a la carga vertical aplicada, que se formula como muestra la Ecuación (2.33). En dicha expresión, K representa el factor de intensificación del esfuerzo transversal, que Kassem

(2015) calibra mediante una regresión múltiple lineal paso a paso (*stepwise multiple linear regression*), con lo que obtiene la calibración mostrada en las Ecuaciones (2.34) a la (2.36).

$$\sigma_t = -K\tau_{Lt} \quad (2.33)$$

$$K = \begin{cases} K_3 & 0 < \frac{a}{h} \leq 0.5 \\ K_4 & 0.5 < \frac{a}{h} \leq 2 \\ 0 & \frac{a}{h} > 2 \end{cases} \quad (2.34)$$

$$K_3 = -98.02 - 0.18\rho_l f_{yl} - 580.2\rho_t + 130.30 \frac{d_v}{h} - 224.445\rho_h - 0.006a \geq 0 \quad (2.35)$$

$$K_4 = 1.29 - 0.62 \frac{a}{d} - 0.045\rho_t f_{yt} - 0.012\rho_l f_{yl} + 0.003f'_c - 0.001h \geq 0 \quad (2.36)$$

Kassem (2015), para desarrollar su expresión cerrada, utiliza las tres expresiones relacionadas con las condiciones de equilibrio del elemento estructural. Mediante desarrollo algebraico obtiene la Ecuación (2.37), donde f'_c es la tensión máxima de compresión en un cilindro estándar de hormigón [MPa]; f_{yL} la tensión de fluencia del acero longitudinal [MPa]; f_{yt} la tensión de fluencia del acero transversal [MPa]; ρ_L, ρ_t las cuantías de acero en las direcciones L y t.

En la Ecuación (2.37), β_1 y β_2 son constantes que Kassem (2015) calibra mediante un procedimiento de minimización de error. Para dicho procedimiento, Kassem (2015) minimiza el coeficiente de variación (COV) de la razón $\tau_{ensayo}/\tau_{modelo}$, sujeto a que el promedio de dicha razón sea igual a 1. Además, Kassem (2015) impone la condición presentada como la Ecuación (2.38), debido a que, basándose en estudios previos, la capacidad al corte tiende a aumentar solo marginalmente más allá de cierto valor. Así, con dicha expresión, se controla la fisuración ante cargas de servicio y se resguarda una posible falla diagonal de compresión en vigas altas.

$$\tau_{lt} = 0.5f'_c \left[K(\beta_1 + \Delta_l) + \sqrt{K^2(\beta_1 + \Delta_l)^2 + 4(\beta_1 + \Delta_l)(\beta_2 + \Delta_t)} \right] \quad (2.37)$$

$$\text{Con : } \Delta_l = \frac{\rho_l f_{yl}}{f'_c}; \quad \Delta_t = \frac{\rho_t f_{yt}}{f'_c}; \quad \beta_1 = \frac{C_1}{f'_c}; \quad \beta_2 = \frac{C_2}{f'_c}$$

$$\tau_{modelo} \leq \lambda f'_c \quad (2.38)$$

Al resolver el problema, Kassem (2015) obtiene que los valores que minimizan la dispersión son $\beta_1 = 0.024$, $\beta_2 = 0.049$, $C_l = 0.296$, $C_t = 0.307$ y $\lambda = 0.43$. Reemplazando en la Ecuación (2.37) estos coeficientes, se obtiene la Ecuación (2.39).

$$\tau_{modelo} = 0.5f'_c \left[K(0.024 + \Delta_l) + \sqrt{K^2(0.024 + \Delta_l)^2 + 4(0.024 + \Delta_l)(0.049 + \Delta_t)} \right] \leq 0.43f'_c \quad (2.39)$$

$$\text{Con los límites: } \Delta_l \leq 0.296 \text{ y } \Delta_t \leq 0.307$$

2.6.2 Modelo cerrado para la estimación de corte en uniones viga - columna (Wang et al., 2012)

Wang et al. (2012) asume que la capacidad al corte de la unión se alcanza cuando los esfuerzos en ésta cumplen con una envolvente de falla. En su modelo, Wang et al. (2012) idealiza el hormigón armado como un material equivalente, en un estado biaxial de esfuerzos, donde la contribución de acero de refuerzo se utiliza para aumentar la resistencia nominal a tracción de éste.

En su trabajo, Wang et al. (2012) considera los esfuerzos máximos en la unión en el punto C (Figura 2.10). Dicho punto se encuentra sólo sometido a un esfuerzo axial σ_y y a un esfuerzo de corte τ_{xy} . Además, asume que las tensiones principales al momento de la falla coinciden con los dos esfuerzos normales actuando a lo largo y perpendicular del puntal diagonal AB.

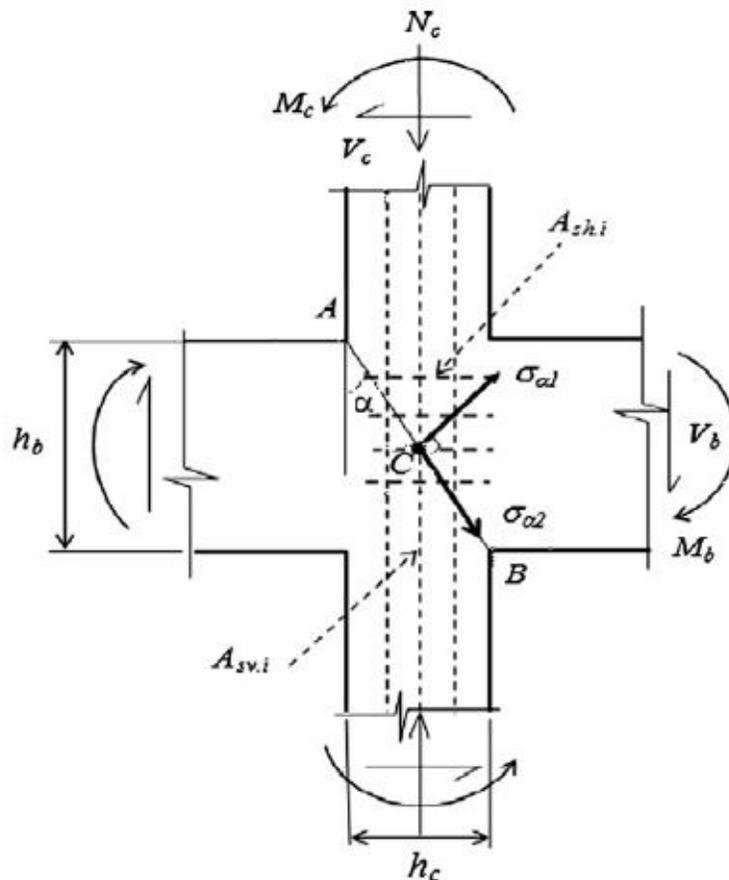


Figura 2.10. Fuerzas y mecanismo de falla en unión viga – columna. (Wang et al., 2012)

Para su estudio, Wang et al. (2012) define el ángulo entre el puntal diagonal AB y el eje vertical de la columna como α , el esfuerzo principal a tracción y compresión como $\sigma_{\alpha 1}$ y $\sigma_{\alpha 2}$, respectivamente. Estos esfuerzos se obtienen mediante el círculo de Mohr como se muestra en las Ecuaciones (2.40) a la (2.42), mientras que el ángulo α se define como señala la Ecuación (2.42). En dichas expresiones h_c y h_b son la profundidad de la columna y viga respectivamente; $\sigma_y = N_c/b_c h_c$, con N_c la carga axial sobre la columna y b_c el ancho de la columna; $\tau_{xy} = V_{jh}/b_j h_c$, donde V_{jh} es la fuerza de corte de la unión en la dirección horizontal, b_j es el ancho de la unión,

cuyo valor es el menor entre b_c y $b_b + 0.5h_c$ si $b_c \geq b_b$ o entre b_b y $b_c + 0.5h_c$ si $b_c < b_b$, con b_b el ancho de la viga.

$$\sigma_{\alpha 1} = \frac{1}{2} \sigma_y (1 - \cos 2\alpha) + \tau_{xy} \sin 2\alpha \quad (2.40)$$

$$\sigma_{\alpha 2} = \frac{1}{2} \sigma_y (1 + \cos 2\alpha) - \tau_{xy} \sin 2\alpha \quad (2.41)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{h_c}{h_b} \right) \quad (2.42)$$

Para interpretar el comportamiento biaxial del hormigón se ocupa una envolvente de falla similar a la aplicada por Kupfer y Gerstle (1973). Se utiliza el segmento BC de aquella formulación, la que se expresa matemáticamente con la *Ecuación (2.43)*, con $f_{t,n}$ el esfuerzo a tracción nominal del hormigón en la dirección de $\sigma_{\alpha 1}$, que incorpora la contribución de la armadura de refuerzo horizontal y vertical. La formulación de $f_{t,n}$ se muestra en la *Ecuación (2.44)*, donde ρ_{sh} es la cuantía de armadura horizontal; ρ_{sv} es la cuantía de armadura vertical; f_{yh} y f_{yv} son las tensiones de fluencia de la armadura horizontal y vertical respectivamente; $f_{t,c} = 0.556\sqrt{f'_c}$ corresponde al aporte del hormigón a la resistencia nominal a la tracción. Es importante recalcar que es hipótesis del modelo que la resistencia a tracción del hormigón es alcanzada, y que tanto la armadura de refuerzo horizontal como vertical llegan a sus respectivas tensiones de fluencia.

$$\frac{\sigma_{\alpha 1}}{f_{t,n}} - 0.8 \frac{\sigma_{\alpha 2}}{f'_c} = 1 \quad (2.43)$$

$$f_{t,n} = f_{t,c} + \rho_{sh} f_{yh} \cos^2 2\alpha + \rho_{sv} f_{yv} \sin^2 2\alpha \quad (2.44)$$

La expresión de resistencia máxima al corte desarrollada por Wang et al. (2012), que se presenta como la *Ecuación (2.45)*, resulta de la combinación de las *Ecuaciones (2.40) a la (2.44)*. Luego, con el fin de incorporar el efecto de confinamiento en uniones interiores, es necesario modificar la expresión obtenida, ya que la capacidad al corte de estas es mayor a la de uniones exteriores. Esto se soluciona al agregar un factor de reducción β , como se muestra en la *Ecuación (2.46)*, que toma el valor de 1.0 para uniones interiores y 0.8 para exteriores.

$$V_{jh} = \frac{1.0 - \left(\frac{\sin^2 \alpha}{f_{t,n}} - \frac{0.8 \cos^2 \alpha}{f'_c} \right) \sigma_y}{\left(\frac{1}{f_{t,n}} + \frac{0.8}{f'_c} \right) \sin 2\alpha} b_j h_c \quad (2.45)$$

$$V_{jh} = \beta \frac{1.0 - \left(\frac{\sin^2 \alpha}{f_{t,n}} - \frac{0.8 \cos^2 \alpha}{f'_c} \right) \sigma_y}{\left(\frac{1}{f_{t,n}} + \frac{0.8}{f'_c} \right) \sin 2\alpha} b_j h_c \quad (2.46)$$

3 MODELO TIPO PANEL CERRADO PARA MUROS CORTOS, VIGAS ALTAS, MÉNSULAS Y UNIONES VIGA-COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO

En el presente Capítulo se muestra el método desarrollado para cerrar el proceso iterativo del modelo de ángulo fijo general de Orrego (2016), sustentado en el trabajo realizado por Ulloa (2013), Mejías (2014) y Álvarez (2015) y en la base de datos de dichos autores.

Primero, se resuelve el modelo general de Orrego (2016) con un nuevo método numérico basado en Netwon – Raphson (Orrego (2016) utiliza bifurcación). Posteriormente, se incorpora la armadura transversal del elemento estructural en la capacidad nominal a tracción del hormigón, para mejorar el desempeño del modelo al estimar la capacidad de elementos estructurales con alta cuantía de acero transversal. Luego, se obtienen los puntos que caracterizan el máximo a tracción y compresión del hormigón y la fluencia de las armaduras longitudinal y de borde, con el fin captar el máximo global de la curva corte versus deriva en función de sólo dichos puntos. Posteriormente, para cada punto máximo de capacidad, se aplica una calibración con el objetivo de relacionar una de las deformaciones con los parámetros importantes del modelo, y así reducir el comportamiento iterativo de éste. Se cierra el Capítulo con un análisis de tendencias generales, que permite evaluar si el modelo es capaz de incorporar sus parámetros relevantes dentro de su formulación.

3.1 Descripción de la base de datos

La base de datos utilizada consiste en la ocupada por Ulloa (2013), Mejías (2014), Álvarez (2015) y Orrego (2016) en sus respectivos trabajos de memoria. Los ensayos abarcan las características relevantes y comunes a cada sistema estructural. Así, se puede dar confiabilidad en que el modelo desarrollado en el presente trabajo es útil para un amplio espectro de elementos estructurales.

3.1.1 Base de datos muros cortos

La base de datos incorpora 252 ensayos de muros cortos. Estos ensayos resumen el trabajo de Hirose (1975) y Mohammadi – Doostdar & Saatcioglu (2002), y las publicaciones de Massone et al. (2009), Hidalgo et al. (2002), Yamada et al. (1974), Antebi et al. (1960), Barda et al. (1977), Benjamin & Williams (1957), Cardenas et al. (1980), y Galletly (1952). La base de datos incluye tanto muros con elementos de borde (68%) como muros de sección rectangular (32%).

La base de datos contiene muros en voladizo, los cuales admiten rotación en su extremo superior, y muros doblemente empotrados, los que poseen sus extremos superior e inferior restringidos al giro. Los ensayos en voladizo corresponden a un 85%, mientras que los doblemente empotrados a un 15% del total de la base de datos.

El porcentaje de armadura de refuerzo de borde en la base de datos va desde 0.7% hasta 11%. Las armaduras verticales y horizontales varían en porcentajes entre 0% y 3.7%, mientras que la tensión de fluencia de todas las barras de refuerzo se encuentra entre 209 [MPa] y 624 [MPa]. La resistencia a la compresión del hormigón varía entre 12.4 [MPa] y 63.4 [MPa]. La carga axial,

aplicada solo en algunos casos (carga axial mayor a $0.01f'_cL_w t_w$), alcanza un valor máximo de $0.27f'_cL_w t_w$, donde L_w y t_w son la longitud y el espesor del muro, respectivamente.

3.1.2 Base de datos vigas altas

La base de datos de vigas altas está constituida por 182 ensayos, de los que 150 poseen armadura transversal y 32 no poseen. Los trabajos utilizados para constituir la base de datos son de H. A. de Paiva y C. P. Siess (1965), K. N. Smith y A. S. Vantsiotis (1982), Fung – Kew Kong, Peter J. Robins, David F. Cole (1970), K. H. Tan., F. K. Kong, S. Teng y L. W. Weng, Guan L. (1995, 97), Jung – Keun Oh y Sung – Woo Shin (2001), K – H Yang, H – S Chung, E – T Lee, H – C Eun (2003). Algunos de los ensayos ya habían sido recopilados por Mau S. T. y Hsu T. T. C. (1987), cuya investigación permitió complementar los datos recopilados de los trabajos originales.

Todas las vigas que conforman la base de datos no son cargadas de manera axial y son sometidas a pares de cargas equivalentes en la dirección transversal, las cuales se aplican a igual distancia desde los apoyos, a modo de producir una simetría con respecto al eje transversal de la mitad de la viga. De este modo, dicha simetría permite desarrollar una analogía entre muros cortos en voladizo (curvatura simple) y la mitad de las vigas altas.

Las vigas altas elegidas para la base de datos cubren un amplio rango de los parámetros importantes de dichos elementos estructurales. El rango de la armadura de refuerzo vertical (transversal) va desde 0% a un 2.68%, la armadura de alma horizontal (longitudinal) va desde 0% a 3.17% y la armadura de borde para la flexión positiva va desde 0.52% a 2.58%, mientras que la armadura para flexión negativa va desde 0% a 0.92%. La fluencia en las barras va desde 287 [MPa] a 804 [MPa]. La resistencia a compresión del hormigón va desde 16 [MPa] a 86 [MPa], de los cuales un 50% se cataloga de alta resistencia (mayor a 25 [MPa]) mientras un 40% es mayor a 40 [MPa]. En cuanto a la relación de aspecto a/d , se tiene un rango que va desde 0.27 a 2.7.

3.1.3 Base de datos ménsulas

La base de datos está conformada por 109 ensayos pertenecientes a la literatura, donde las ménsulas consideradas fueron construidas simétricamente con respecto a la columna de la cual se desprenden. Todos los ensayos carecen de armadura transversal y un 50.5% de los ensayos no poseen armadura secundaria en el alma. Todas las ménsulas de la base de datos fueron ensayadas en ausencia de carga axial.

Los trabajos utilizados para confeccionar la base de datos corresponden a Kriz y Rath (1965), Hermansen y Cowan (1974), Mattock et al. (1976), Fattuhi y Hughes (1989), Her (1990), Yong y Balaguru (1994), Fattuhi (1994), Selim et al. (1996). Algunos de los datos ya habían sido recopilados por Hwang et al. (2000), Torres (1998), Fernandes et al. (2014), investigaciones que permiten complementar los datos recopilados de los trabajos originales.

Las ménsulas de la base de datos tienen distintas configuraciones en cuanto a la disposición de armaduras, razón de aspecto y propiedades de los materiales. La armadura longitudinal en el alma va desde 0% a 1.61%, la armadura principal a tracción va desde 0.29% a 4.93%. La razón de luz de corte efectiva a/d va desde 0.15 a 1.01. La fluencia en las barras de acero varía entre 303 [MPa] a 558 [MPa]. La resistencia a la compresión del hormigón va desde 15 [MPa] a 105 [MPa], con 48 ensayos que superan los 40 [MPa], catalogados como hormigón de alta resistencia. La carga

de corte máxima de ensayo V varía desde 83.4 [kN] a 1500 [kN]. Además, todas las ménsulas corresponden a ensayos sin carga axial aplicada, ya que la fuerza axial para el caso de este elemento estructural corresponde a tracción y las expresiones de expansión de muros, de las que se derivan las calibraciones del ángulo puntal a compresión, están basadas sólo en cargas axiales de compresión.

3.1.4 Base de datos uniones viga – columna

La base de datos de uniones viga – columna corresponde a 92 ensayos, de los cuales 54 son uniones exteriores y 38 son interiores. Algunos de los ensayos ya habían sido recopilados en los trabajos de Hwang et al. (1999 y 2000), los que se complementaron mediante sus fuentes: Megget (1974), Blakeley (1975), Lee et al. (1977), Pauley et al. (1981), Park et al. (1983), Kanada et al. (1984), Ehsani et al. (1985), Zerbe et al. (1985), Ehsani et al. (1987), Alameddine et al. (1990), Fujii et al. (1991), Kaku et al. (1991), Meinheit et al. (1977), Fenwick et al. (1977), Birss (1978), Beckingsale (1980), Park et al. (1981), Durrani et al. (1985), Otani et al. (1985), Abrams (1987), Leon (1990) y Kitayama et al. (1991).

El rango de la resistencia a compresión del hormigón f'_c varía desde 22.1 [MPa] a 92.4 [MPa], la cuantía de acero de refuerzo longitudinal va desde 0% a 4%, la cuantía de acero de refuerzo de borde varía entre 0.51% a 3.5% y la de acero de refuerzo transversal entre 0% a 3%. La tensión de fluencia de los aceros de refuerzo longitudinal y de borde varía entre 280 [MPa] y 644 [MPa], y la del acero de refuerzo transversal entre 235 [MPa] y 1320 [MPa]. En cuanto al nivel de carga axial, este recorre un rango de 0 a $0.75L_w t_w f'_c$, en que L_w y t_w corresponden al largo y grosor de la unión.

3.2 Modelo de falla por flexión o flexo-compresión para elementos estructurales

Debido a que los efectos de flexión y corte se consideran de forma separada, es necesario aplicar un modelo que determine la capacidad a flexión o flexo-compresión del elemento estructural analizado o de los adyacentes a éste. Luego, ya estimada dicha capacidad, ésta se compara con el corte máximo para obtener la menor de ambas, que resulta en la resistencia final del elemento estructural a la carga aplicada.

Tanto para el caso de muros como de columnas adyacentes a uniones viga-columna, donde la carga axial no es despreciable, se aplica un modelo de flexo-compresión para analizar la resistencia del elemento estructural. El modelo utilizado para éste caso es uno del tipo seccional, el cual, para una carga axial determinada, es capaz de estimar la capacidad del elemento ante esfuerzos de flexo-compresión. El modelo asume que la hipótesis de Bernoulli se cumple (caras planas permanecen planas luego de la aplicación de la carga) y que la armadura de los elementos estructurales se concentra en los extremos de éste, por lo que a cada armadura de borde se le suma la mitad de la armadura distribuida verticalmente.

Para vigas altas, ménsulas y vigas adyacentes a uniones viga-columna se utiliza un modelo de flexión simple que asume la hipótesis de Bernoulli antes mencionada, la deformación última del hormigón en compresión de 0.003 y el modelo de comportamiento del hormigón en su estado último a compresión representado por el bloque de Whitney (ACI-318).

3.3 Curvas tensión de corte versus deformación angular

Se distinguen tres tipos de comportamiento tensión de corte versus deformación angular. Cada uno de éstos queda caracterizado por parámetros como la cuantía de armadura de acero de alma y borde, y la resistencia a compresión del concreto.

3.3.1 Caso sin armadura de alma

Al no contener armadura que distribuya los esfuerzos luego de alcanzar el máximo a tracción en el hormigón (f_{ct}), la capacidad del elemento estructural decae rápidamente y desarrolla una grieta diagonal, lo que produce una falla repentina. Luego de esto, la armadura de borde fluye, lo que permite deformaciones a una capacidad mucho menor a la máxima. Un ejemplo de este caso corresponda a la viga alta de Kong et al. (1970), identificada como ID=60, y cuyo comportamiento se muestra en la *Figura 3.1*.

Además, si se observa la curva tensión del puntal versus la deformación de este, se aprecia la carga y descarga del puntal a compresión por la misma recta. Esto se explica por la ley constitutiva monótonica utilizada para el hormigón a tracción que, si bien no es correcta según la física del problema, conlleva un error despreciable para el rango de deformaciones que alcanzan los elementos que fallan de este modo.

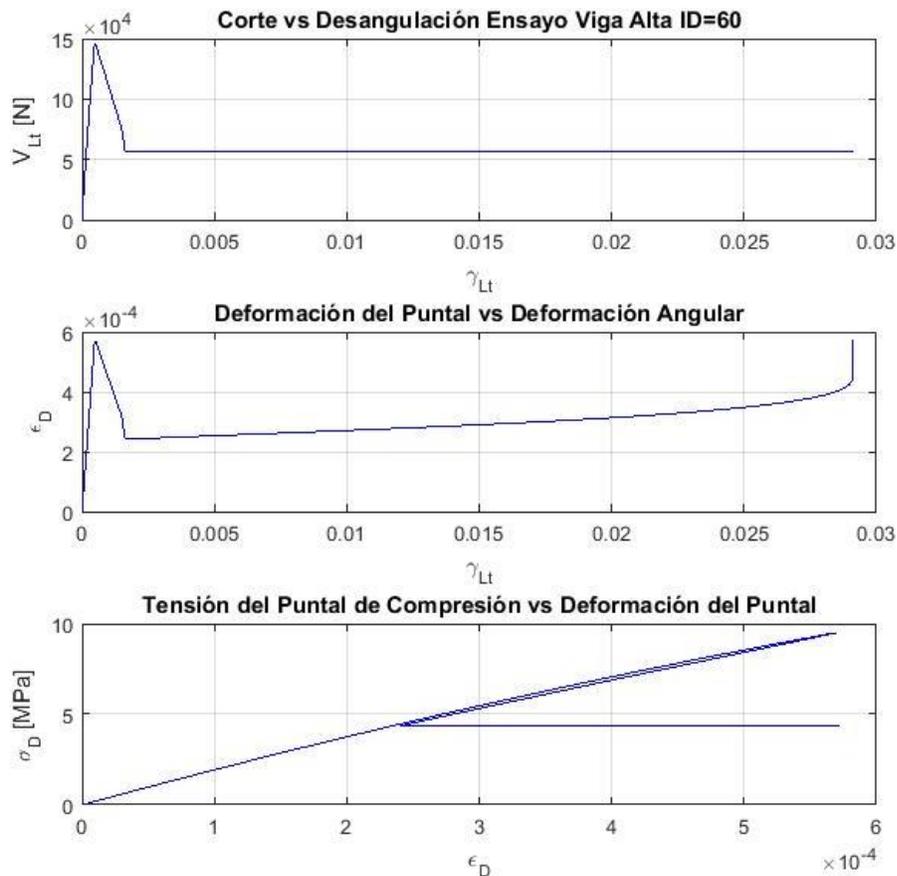


Figura 3.1. Curvas tensión de corte versus deformación angular, deformación del puntal versus deformación angular y tensión del puntal versus deformación. (Viga Alta ID=60)

3.3.2 Caso falla por fluencia de acero del alma y de borde

Si el acero del alma y de borde fluyen antes de que el puntal a compresión llegue a su resistencia última, el elemento falla de un modo caracterizado por admitir un amplio rango de deformaciones a una capacidad constante. En la *Figura 3.2* se aprecia un ejemplo del modo de falla indicado, correspondiente al comportamiento del muro corto de Hidalgo et al. (2002), código ID=153. En ésta, se presenta una capacidad constante luego de la fluencia de la armadura, como se señaló previamente. Para mantener el equilibrio, el puntal a compresión debe igualar la tensión de la armadura, lo que el modelo cumple a través del coeficiente de relajación ξ , que se encarga de hacer constante el aporte del puntal a la capacidad del elemento.

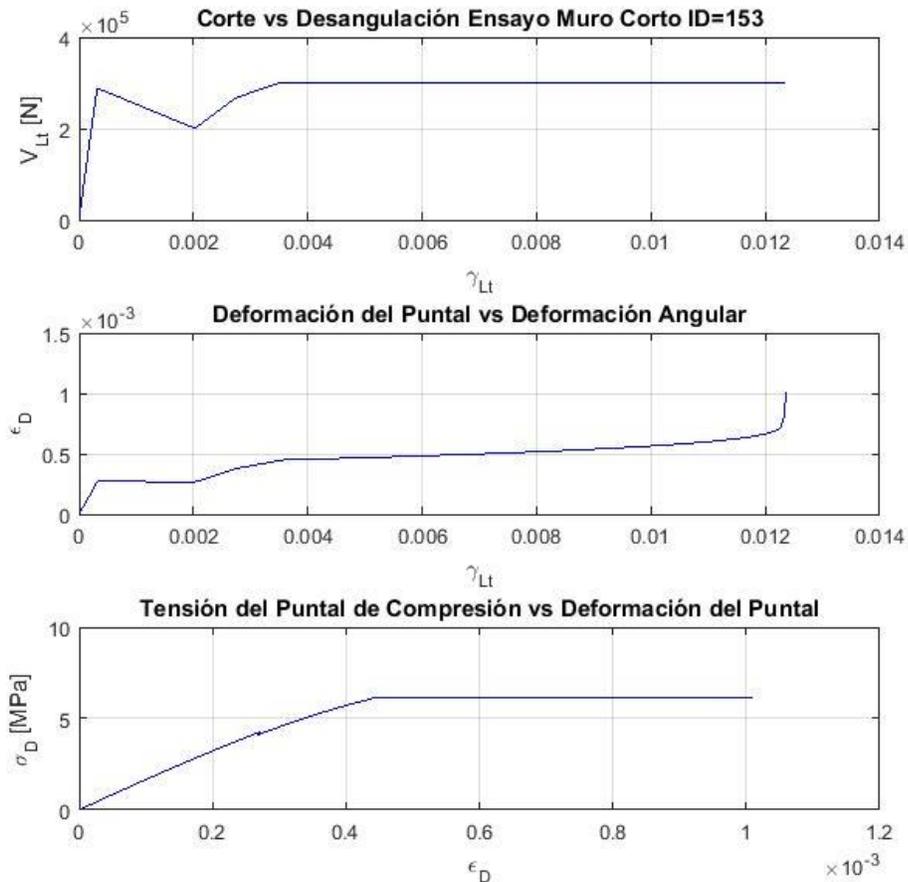


Figura 3.2. Curvas tensión de corte versus deformación angular, deformación del puntal versus deformación angular y tensión del puntal versus deformación. (Muro Corto ID=153)

3.3.3 Caso falla de compresión del concreto

Si la armadura en el elemento es lo suficientemente alta tal que ésta no fluye antes de la falla, el puntal a compresión alcanza su capacidad máxima y la falla se debe a la compresión en el hormigón. En la *Figura 3.3* se presenta el comportamiento de este modo de falla, para el muro corto de Hirosawa (1975), código ID= 133. Se puede apreciar claramente la capacidad del elemento caracterizada por la ley constitutiva del hormigón a compresión. Este caso es difícil que se desarrolle, debido a que se requieren altas cuantías de refuerzo para que ocurra.

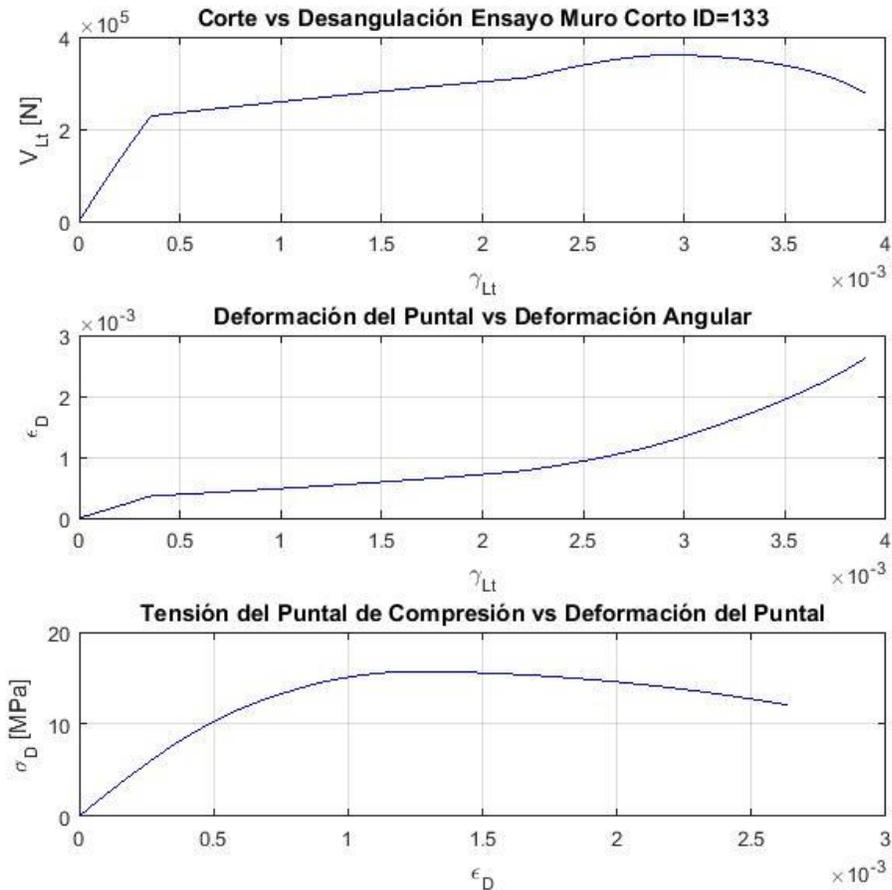


Figura 3.3. Curvas tensión de corte versus deformación angular, deformación del puntal versus deformación angular y tensión del puntal versus deformación. (Muro Corto ID=133)

3.4 Aplicación de método Newton – Raphson en modelo general de ángulo fijo de Orrego (2016)

En la *Figura 3.4* se muestra el diagrama de flujo del modelo de ángulo fijo general de Orrego (2016), el cual recorre los n ensayos de una base de datos y un vector Δ de desplazamientos de techo. El método de Newton – Raphson aplicado al modelo se presenta en la *Figura 3.5*. Se observa, en la última figura, el gradiente y el residuo del método aplicado al modelo, definido como muestran las *Ecuaciones (3.1)* y *(3.2)*. El incremento de la deformación del puntal de compresión ε_d en cada paso iterativo queda definido por la razón entre residuo y gradiente (*Ecuación (3.3)*). La convergencia del método se alcanza al cumplir con la condición expuesta en la *Ecuación (3.4)*, donde Δ_{tol} es una tolerancia que representa el error admitido entre la carga axial aplicada y el esfuerzo longitudinal σ_L . En el caso de esta memoria se trabaja con $\Delta_{tol} = 0.001$.

En las *Ecuaciones (3.1) a la (3.4)* σ_d [MPa] es la tensión a compresión del hormigón (Zhang & Hsu, 1998), σ_r [MPa] es la tensión a tracción del hormigón (Gupta y Rangan, 1998), f_L [MPa] es la tensión del acero de refuerzo longitudinal (ley elasto-plástica) y f_b [MPa] corresponde a la tensión del acero de refuerzo de borde.

$$\nabla f_n = -\frac{df}{d\varepsilon_r}(\varepsilon_r) = 0 - \frac{d\sigma_L}{d\varepsilon_r} = -\frac{d\sigma_d}{d\varepsilon_r} \cos^2 \alpha - \frac{d\sigma_r}{d\varepsilon_r} \sin^2 \alpha - \rho_L \frac{df_L}{d\varepsilon_r} - \beta \rho_b \frac{df_b}{d\varepsilon_r} \quad (3.1)$$

$$r_n = -\frac{N}{A} + \sigma_L(\varepsilon_{d_n}) \quad (3.2)$$

$$\Delta_n = r_n / \nabla f_n \quad (3.3)$$

$$|r_n| \leq \Delta_{tol} \quad (3.4)$$

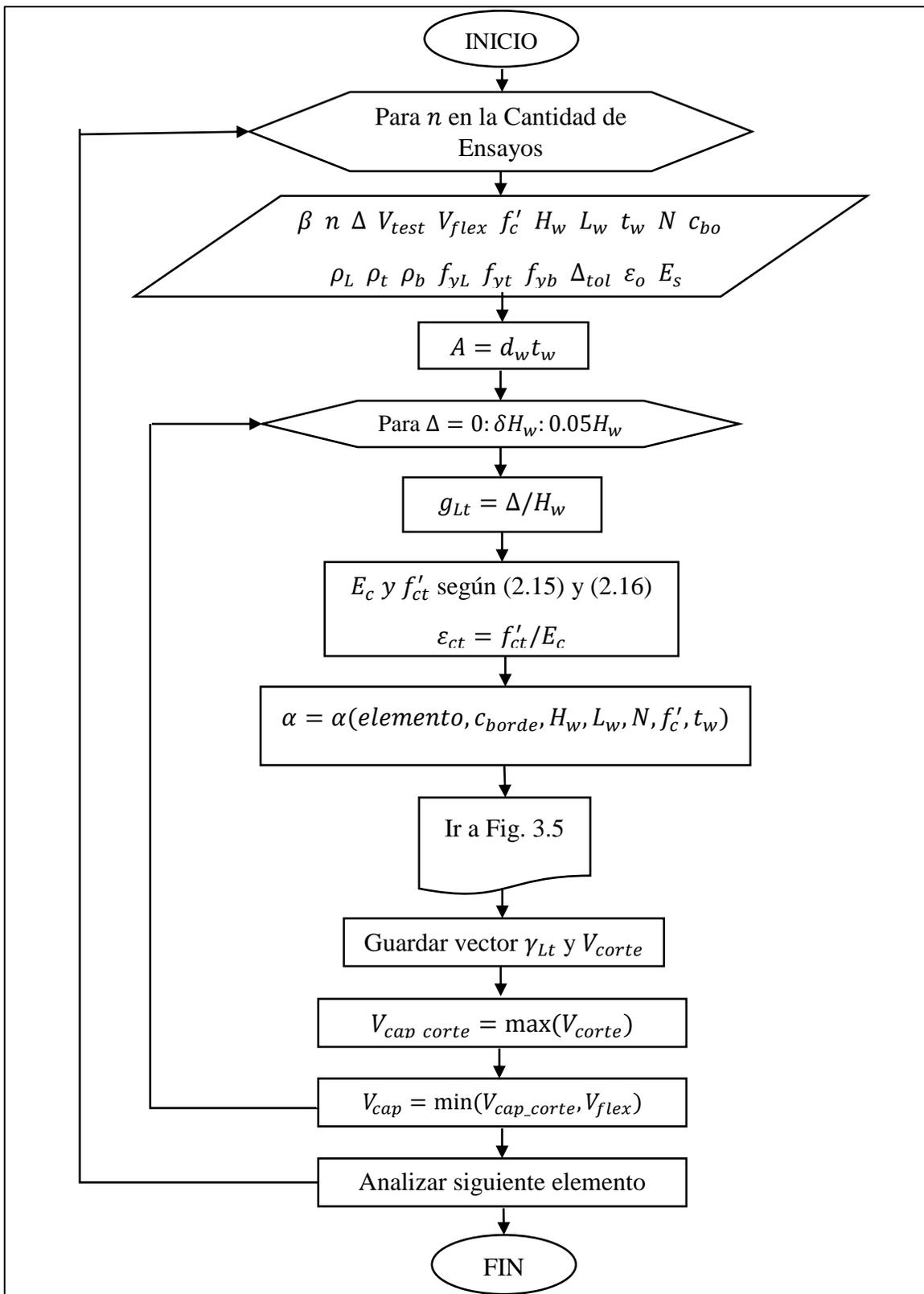


Figura 3.4. Diagrama de Flujo del modelo de ángulo fijo general de Orrego (2016).

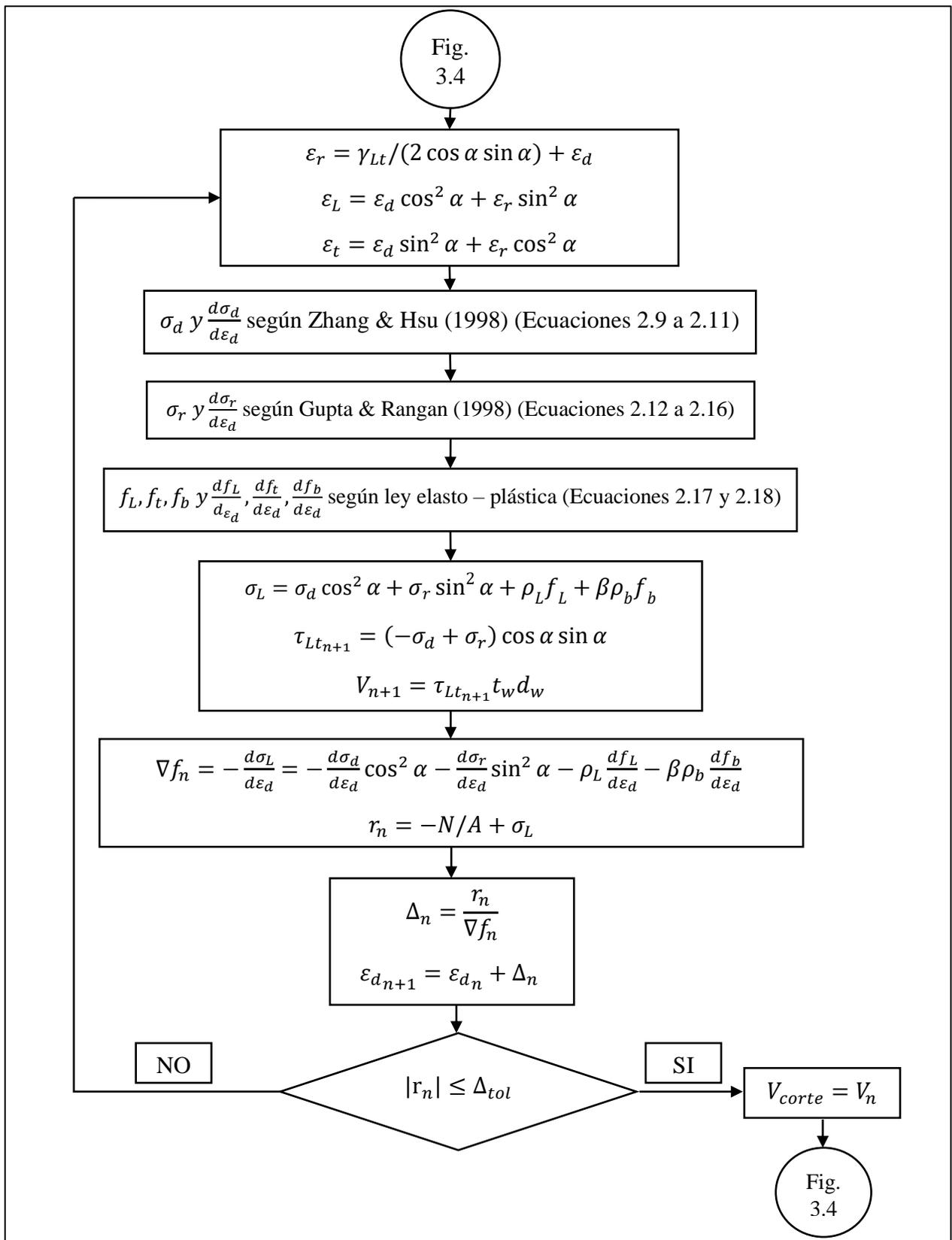


Figura 3.5. Proceso iterativo del modelo de Orrego (2016) resuelto con Newton – Raphson.

Una vez implementado el método de Newton – Raphson al modelo general de ángulo fijo, se analiza si existe algún cambio entre éste y el desarrollado por Orrego (2016) mediante bisección. Para esto, se aplican ambos modelos a la base de datos antes mencionada y se comparan resultados. Dicha comparación se realiza mediante el valor promedio y el coeficiente de variación (razón entre desviación estandar y promedio $\sigma/|\bar{x}|$) de la razón V_{modelo}/V_{ensayo} .

La *Figura 3.6* muestra una gráfica de los parámetros estadísticos antes señalados, separados entre muros cortos, vigas altas, ménsulas y uniones viga – columna. Se puede apreciar que tanto el promedio como el coeficiente de variación se mantienen relativamente constantes, y que aquel caso que presenta mayores diferencias, aunque muy leves, es el de ménsulas. Esto se debe a que las ménsulas son los elementos que poseen menos armadura distribuida, lo que genera curvas tensión versus desangulación con peaks de capacidad máxima a tracción abruptos, como se mostró en la *Figura 3.1*. Así, resulta razonable que ambos métodos tengan diferencias en la estimación de la capacidad en dicho punto.

Sin embargo, la diferencia entre los parámetros estadísticos, en el peor de los casos, ronda la milésima. Así, se concluye que el método Newton – Raphson es aplicable al modelo de ángulo fijo de Orrego (2016) y obtiene resultados virtualmente idénticos a los obtenidos mediante el método de bisección.

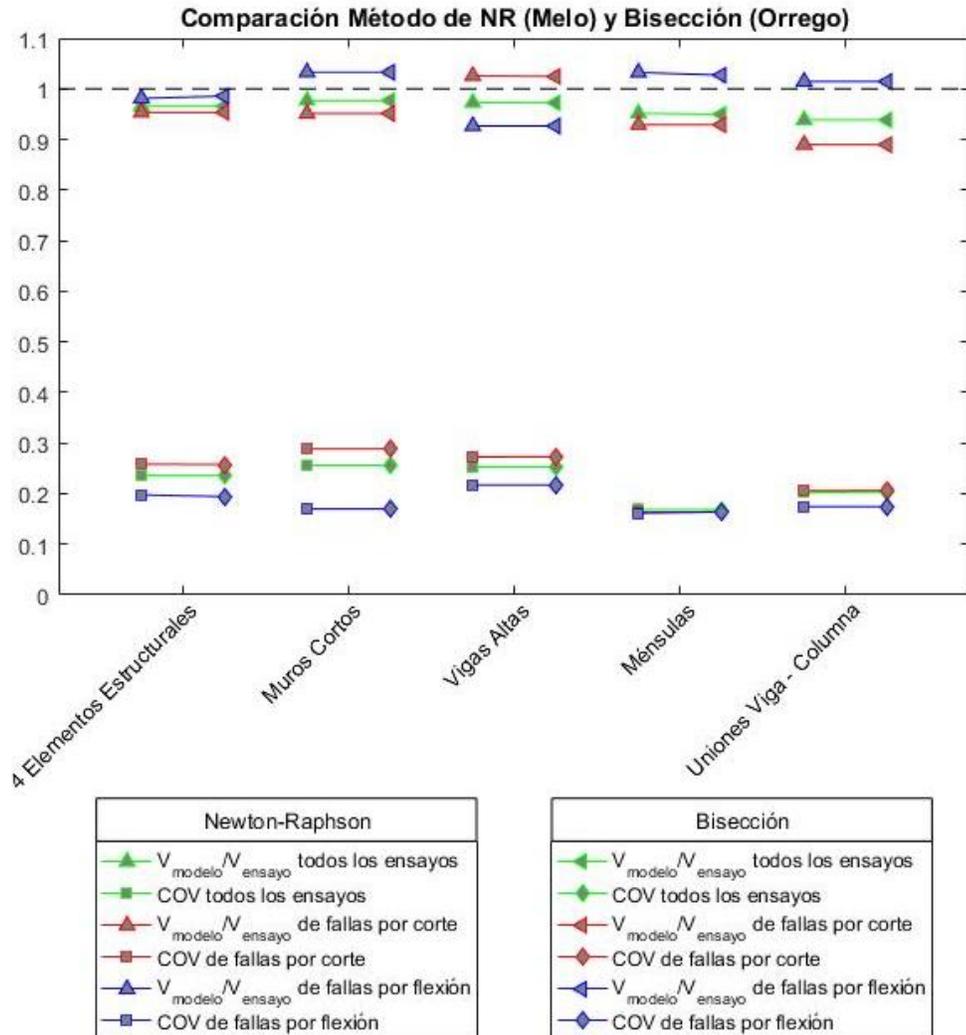


Figura 3.6. Comparación estadística de la razón $V_{\text{modelo}}/V_{\text{ensayo}}$ del modelo de ángulo fijo: método de Newton – Raphson versus Bisección.

3.5 Incorporación de armadura transversal en modelo general de ángulo fijo de Orrego (2016)

Con el objetivo de mejorar los resultados obtenidos por Orrego (2016), en el presente trabajo se incorpora la armadura transversal del elemento estructural al modelo de ángulo fijo. Wang et al. (2012), cuyo modelo obtuvo los mejores resultados estadísticos para el caso de uniones viga-columna en el trabajo de Orrego (2016), expresa la capacidad nominal a tracción del hormigón como muestra la *Ecuación (2.44)*. Dicha expresión incorpora factores asociados a la armadura transversal y longitudinal distribuida del elemento, y asume que ambas armaduras fluyen al momento de la falla. Así, basado en Wang et al. (2012), se modifica la capacidad a tracción del hormigón de Gupta y Rangan (1998) (*Ecuación (2.15)*) como muestra la *Ecuación (3.5)*. No se agrega el factor asociado a la armadura vertical (o longitudinal para el modelo de Kaseem et al. (2010)) debido a que su efecto ya se encuentra incorporado en el equilibrio longitudinal del elemento tipo panel (*Ecuación (2.24)*).

$$f'_{ct} = 0.4\sqrt{f'c[MPa]} + \rho_{st}f_{yt} \cos^2 2\alpha \quad (3.5)$$

En la *Figura 3.7* a la *Figura 3.9* se aprecia el efecto que produce en la curva corte versus desangulación considerar la armadura transversal a través de la *Ecuación (3.5)*. En los dos primeros casos el peak caracterizado por el máximo a tracción aumenta, manteniéndose relativamente invariante el resto de la curva. En cambio, para el caso de falla del puntal a compresión, en el que el peak a tracción se presenta inmediatamente después del de compresión, se observa que la curva completa se desplaza hacia una mayor capacidad. Considerando este efecto, es necesario analizar el impacto que tiene en el rendimiento del modelo esta modificación.

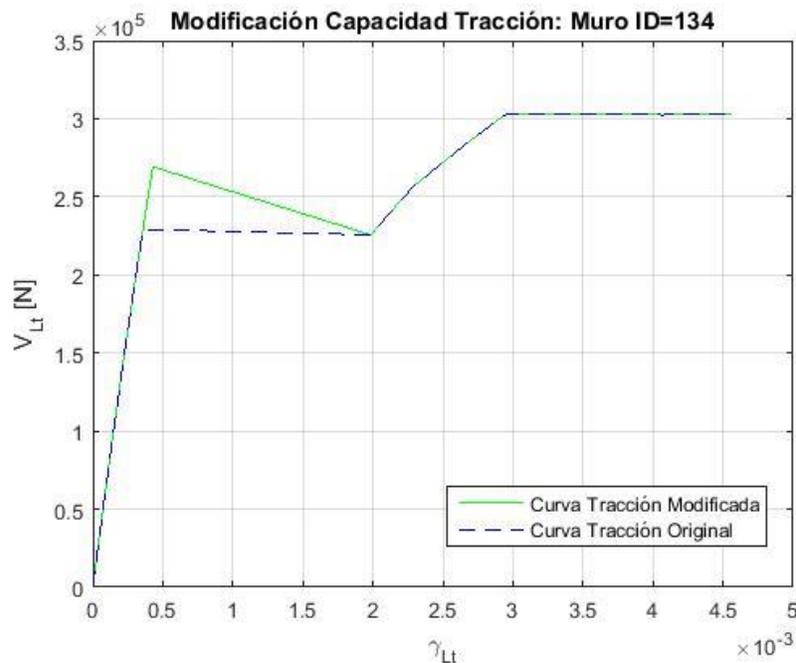


Figura 3.7. Efecto de la modificación de la capacidad nominal a tracción del hormigón según *Ecuación (3.5)* para un elemento que falla por fluencia de armadura longitudinal. (Muro Corto ID=134)

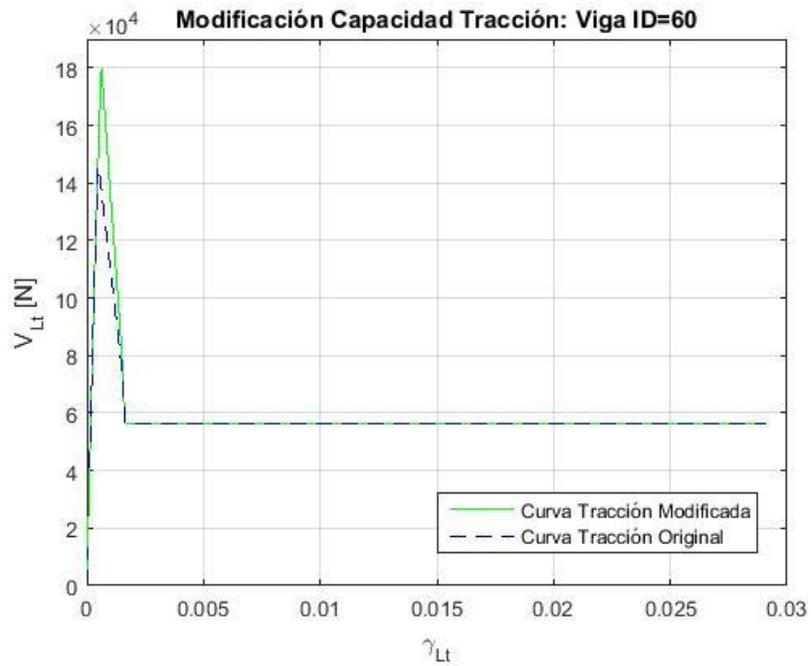


Figura 3.8. Efecto de la modificación de la capacidad nominal a tracción del hormigón según Ecuación (3.5) para un elemento que falla por tracción diagonal. (Viga Alta ID= 60)

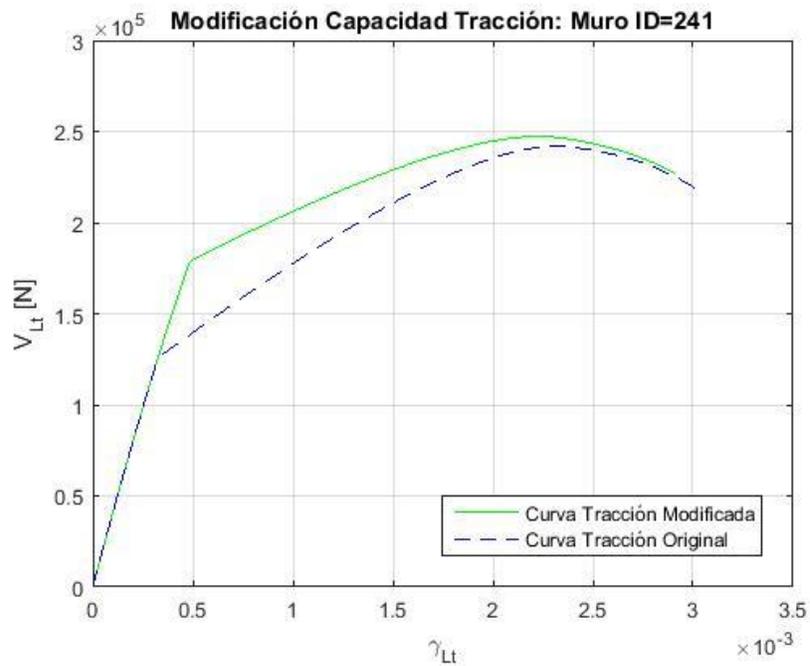


Figura 3.9. Efecto de la modificación de la capacidad nominal a tracción del hormigón según Ecuación (3.5) para un elemento que falla por puntal diagonal a compresión. (Muro Corto ID= 241)

En la *Figura 3.10* se presenta una gráfica que muestra la diferencia de capacidad que predice el modelo de ángulo fijo al incluir o no la armadura transversal del elemento estructural. Para esto, se aplican los parámetros estadísticos promedio y coeficiente de variación, que resumen la capacidad predicha para la muestra de ensayos en dos valores sencillos de interpretar. Luego, se aprecia que, en la mayoría de los casos, la razón V_{modelo}/V_{ensayo} presenta un promedio que se acerca al valor de 1. Para el caso de flexión en muros cortos y corte en vigas altas, la razón V_{modelo}/V_{ensayo} se aleja de 1, pero para todo el resto se observa una mejora. En cuanto a la dispersión, medida en base al coeficiente de variación COV, esta baja, para el caso de corte, en todos los sistemas estructurales (lo que mejora el comportamiento del modelo), pero empeora para la flexión de muros cortos, lo que afecta el rendimiento del modelo a predecir la falla por flexión. El promedio y el coeficiente de variación para los 4 sistemas estructurales se muestran, en detalle, en la *Tabla 3.1 a la Tabla 3.5*.

En la *Figura 3.11* se puede apreciar el número de ensayos que fallan por corte y flexión antes y después de incorporar la armadura trasversal. Se tiene que, para muros cortos, vigas altas y uniones viga – columna, la cantidad de ensayos que fallan por flexión aumenta. Esto se debe a que, al incorporar la armadura transversal a la capacidad a tracción del hormigón, el peak de máximo a tracción aumenta, lo que conlleva un aumento en la capacidad al corte. Así, esto hace más probable que el modelo prediga una falla por flexión, lo que se refleja en los resultados. Además, se tiene que las ménsulas no presentan variación en su comportamiento ya que no incorporan armadura transversal.

Por consiguiente, se concluye que, para la mayoría de los casos, el incorporar la armadura transversal resulta en una mejora. Además, con dicha modificación, el modelo tiende a predecir más fallas a flexión que antes, por los que algunos ensayos cambian de modo de falla.

En vista de las conclusiones del párrafo anterior, el resto del trabajo de memoria se desarrolla con la armadura transversal asociada al modelo.

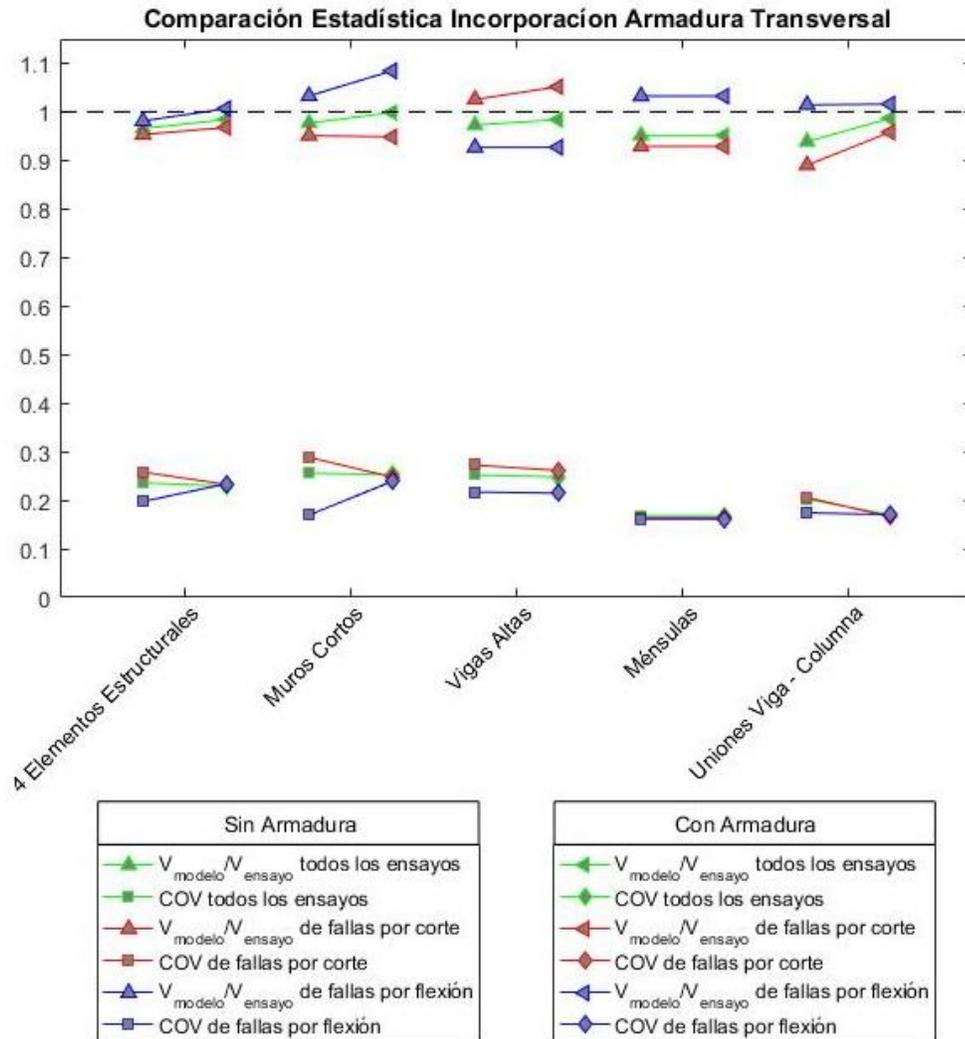


Figura 3.10. Comparación del comportamiento del modelo de ángulo fijo al considerar o no la armadura transversal del elemento estructural.

Tabla 3.1. Promedio y COV incorporación armadura transversal. Muros cortos.

Muros Cortos		Sin Armadura	Con Armadura
Corte	Promedio	0.951	0.949
	COV	0.288	0.248
Flexión	Promedio	1.033	1.085
	COV	0.170	0.239
Corte + Flexión	Promedio	0.977	0.999
	COV	0.256	0.253

Tabla 3.2. Promedio y COV incorporación armadura transversal. Vigas altas.

Vigas Altas		Sin Armadura	Con Armadura
Corte	Promedio	1.026	1.052
	COV	0.273	0.261
Flexión	Promedio	0.927	0.927
	COV	0.217	0.215
Corte + Flexión	Promedio	0.973	0.985
	COV	0.252	0.248

Tabla 3.3. Promedio y COV incorporación armadura transversal. Ménsulas.

Ménsulas		Sin Armadura	Con Armadura
Corte	Promedio	0.929	0.929
	COV	0.163	0.163
Flexión	Promedio	1.032	1.032
	COV	0.161	0.161
Corte + Flexión	Promedio	0.952	0.952
	COV	0.168	0.168

Tabla 3.4. Promedio y COV incorporación armadura transversal. Uniones Viga-Columna.

Uniones Viga - Columna		Sin Armadura	Con Armadura
Corte	Promedio	0.890	0.958
	COV	0.206	0.166
Flexión	Promedio	1.014	1.016
	COV	0.174	0.171
Corte + Flexión	Promedio	0.939	0.987
	COV	0.202	0.170

Tabla 3.5. Promedio y COV incorporación armadura transversal. 4 Sistemas Estructurales.

4 Sistemas Estructurales		Sin Armadura	Con Armadura
Corte	Promedio	0.953	0.968
	COV	0.258	0.233
Flexión	Promedio	0.981	1.007
	COV	0.198	0.234
Corte + Flexión	Promedio	0.966	0.984
	COV	0.236	0.230

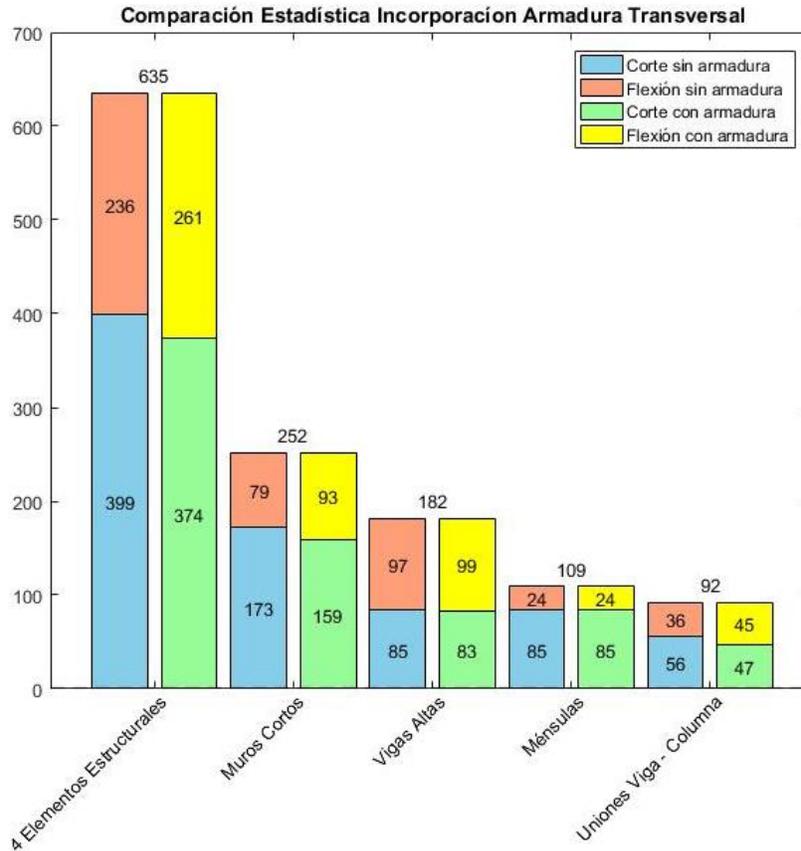


Figura 3.11. Distribución de modos de fallas al considerar o no la armadura transversal del elemento estructural.

3.6 Obtención máximos de hormigón y acero en la curva corte versus deriva

Para simplificar el cálculo de la capacidad al corte se obtienen los máximos individuales de cada componente estructural. Para esto, en vez de hacer un análisis incremental, se fijan, cada una por separado, las deformaciones correspondientes a los máximos esfuerzos. En la *Tabla 3.6* se muestran los máximos mencionados, cada uno con su deformación y esfuerzo asociado.

Tabla 3.6. Máximos de componentes del elemento tipo panel con sus correspondientes deformaciones y esfuerzos.

Máximos	Deformación Asociada	Esfuerzo
Compresión de Hormigón	$\varepsilon_d^* = -\xi \varepsilon_o$	$\sigma_d^* = -\varepsilon f'_c$
Tracción de Hormigón	$\varepsilon_r^* = f'_{ct}/E_c$	$\sigma_r^* = f'_{ct}$
Fluencia Longitudinal	$\varepsilon_L^* = f_{yL}/E_s$	$\sigma_L^* = f_{yL}$
Fluencia de Borde	$\varepsilon_L^* = f_{yb}/E_s$	$\sigma_L^* = f_{yb}$

En la *Figura 3.12 a la Figura 3.14* se grafican tres casos de obtención de puntos máximos. El primero para una falla de puntal a compresión, el segundo para fluencia de la armadura y el tercero para tracción diagonal. Como se aprecia, la capacidad máxima del elemento estructural es obtenida al analizar sólo estos puntos, lo que simplifica el modelo.

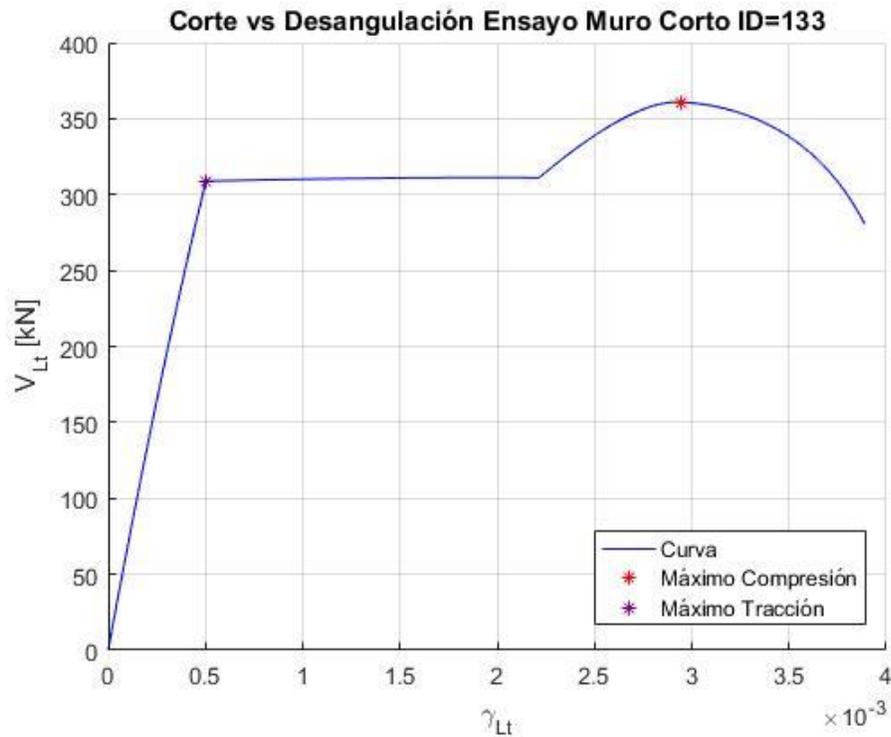


Figura 3.12. Captación de puntos máximos para el caso de un elemento que falla por puntal a compresión. (Muro Corto ID= 133)

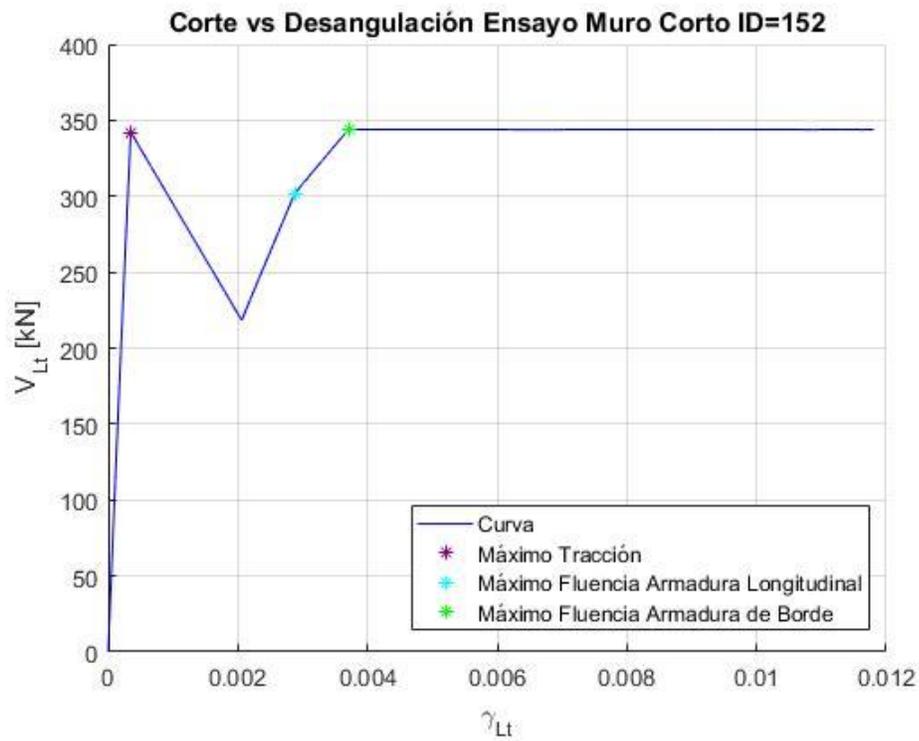


Figura 3.13. Captación de puntos máximos para el caso de un elemento que falla por fluencia de armadura longitudinal. (Muro Corto ID= 152)

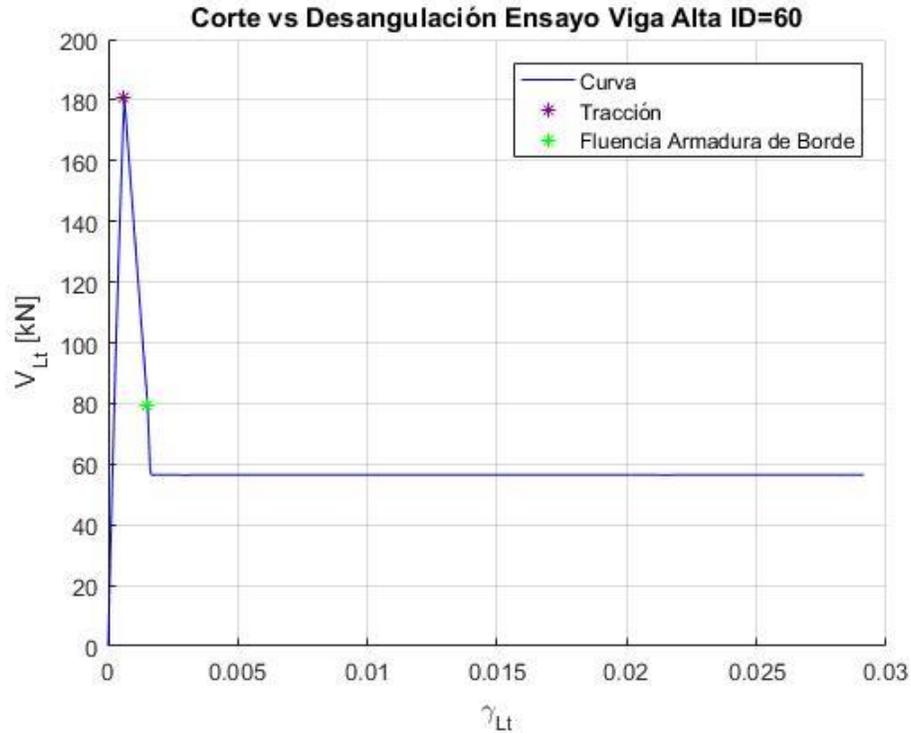


Figura 3.14. Captación de puntos máximos para el caso de un elemento que falla por tracción diagonal. (Viga Alta ID= 60)

Formulado este procedimiento, se requiere verificar, mediante la base de datos, si existen cambios en la capacidad predicha por el modelo al hacer el análisis incremental versus utilizar los cuatro puntos máximos. En la *Figura 3.15* se presentan el promedio y el coeficiente de variación de ambos métodos, para cada sistema estructural por separado. Se tiene que los resultados son virtualmente idénticos para ambos casos, apreciándose pequeñas diferencias causadas por la discretización del vector Δ que se utiliza para el análisis incremental, o la variación observada en el máximo de resistencia a compresión del hormigón, de la que se habla en el párrafo siguiente.

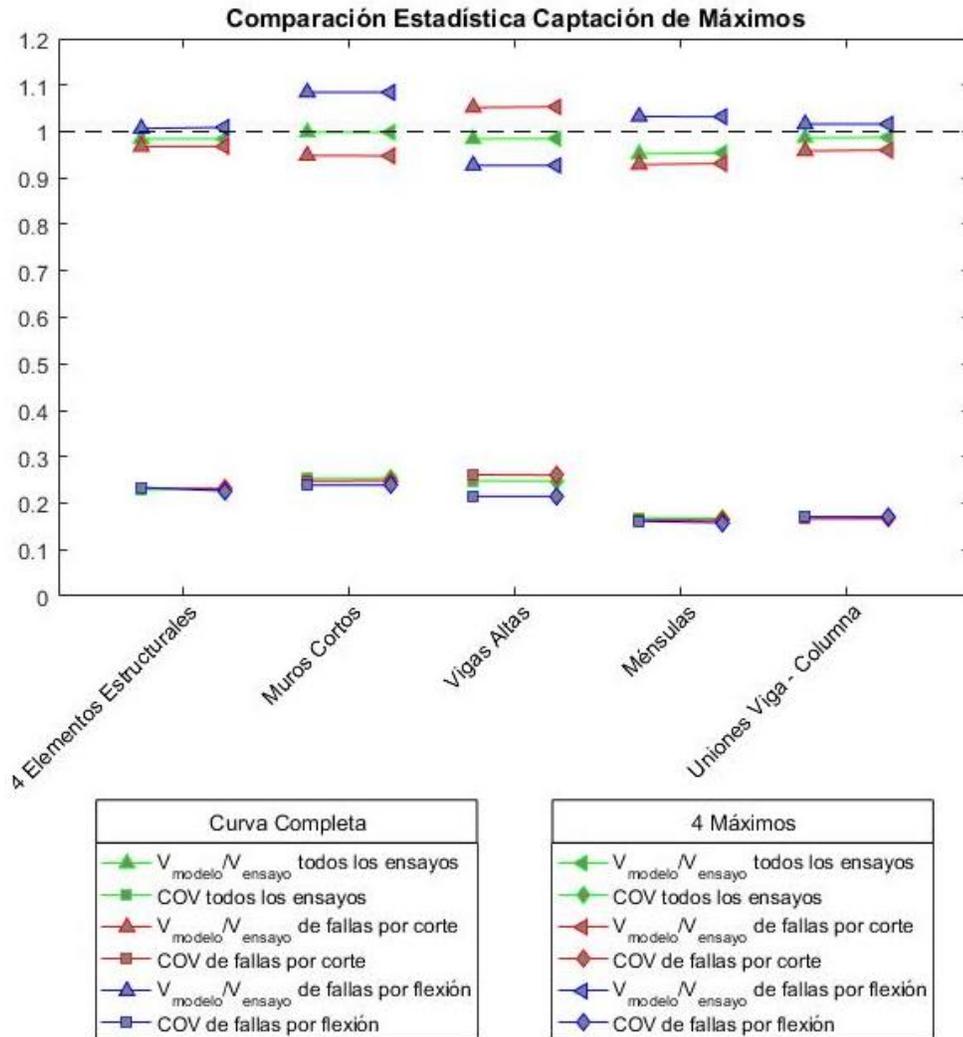


Figura 3.15. Análisis estadístico de la razón V_{modelo}/V_{ensayo} : Análisis incremental versus método de los 4 puntos máximos.

Al comparar ambos métodos de obtención de la capacidad al corte, se observan pequeñas diferencias entre el máximo a compresión captado a través del análisis incremental y aquel calculado directamente al fijar $\varepsilon_d = -\xi \varepsilon_o$. Esto se muestra en la *Figura 3.16*, que presenta la curva corte versus deriva del ensayo ID=104 de la base de datos de muros cortos. Este fenómeno no es un caso aislado y se presenta en un amplio porcentaje de elementos estructurales cuya capacidad al corte es descrita por el máximo a compresión.

El fenómeno presentado en el párrafo anterior se explica en función de lo descrito en la *Figura 3.17*, donde se aprecian esquemáticamente las leyes constitutivas del hormigón a compresión y tracción, que definen la respuesta del elemento estructural al corte según la *Ecuación (2.3)*. Se presenta el aporte del hormigón a tracción y compresión a la capacidad al corte según análisis incremental y máximo de compresión (punto azul y rojo, respectivamente). Debido a que la ley constitutiva del hormigón a compresión no es constante, sino que degrada en función a la tracción perpendicular, se observan dos curvas distintas, asociadas a dos desangulaciones diferentes. Se aprecia que, si bien al fijar la deformación a compresión se alcanza el máximo de la curva que define la ley constitutiva, la curva degrada más que aquella asociada a la capacidad del

análisis incremental, ya que ocurre a una desangulación mayor. Esto provoca que el aporte del hormigón a compresión sea mayor que el obtenido al fijar la deformación asociada al máximo de dicha ley. Por otro lado, el aporte del hormigón a tracción para el máximo a compresión disminuye, debido a que aumenta la desangulación y, por consiguiente, la deformación a tracción asociada. Ambos efectos en conjunto producen el fenómeno presentado en este párrafo, el que se debe verificar no resulte relevante, a modo de validar el método de captación de puntos máximos.

Cuán relevante resulta el fenómeno del máximo a compresión analizado se interpreta mediante la *Figura 3.18*. Se observa que, en aquellos ensayos donde la capacidad se define por el máximo a compresión del hormigón, la diferencia resulta irrelevante. Tanto los promedios como los coeficientes de variación se mantienen virtualmente constantes. Así, se concluye que, si bien se incurre en un error al fijar la deformación máxima a compresión para calcular la capacidad al corte, esta diferencia es despreciable.

Así, el método de los 4 puntos se aplica en este trabajo de memoria para simplificar cálculos.

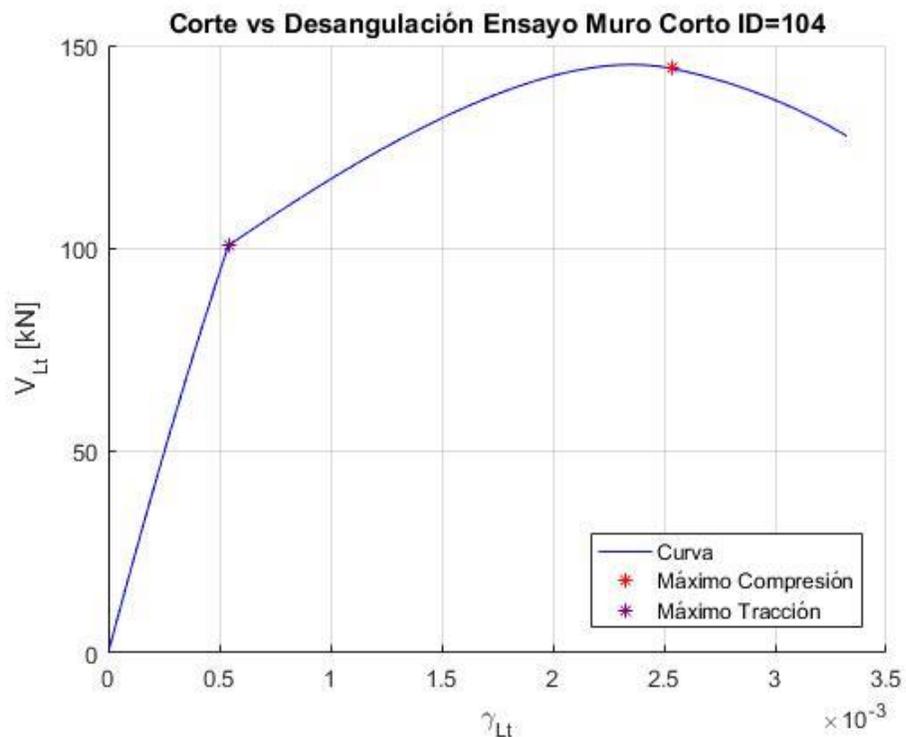


Figura 3.16. Curva corte versus desangulación del Muro Corto ID=104 de la base de datos. Punto máximo a compresión desplazado del punto máximo de la curva.

Leyes Constitutivas Hormigón para Análisis Incremental (AI) y Máximo Compresión (MC)

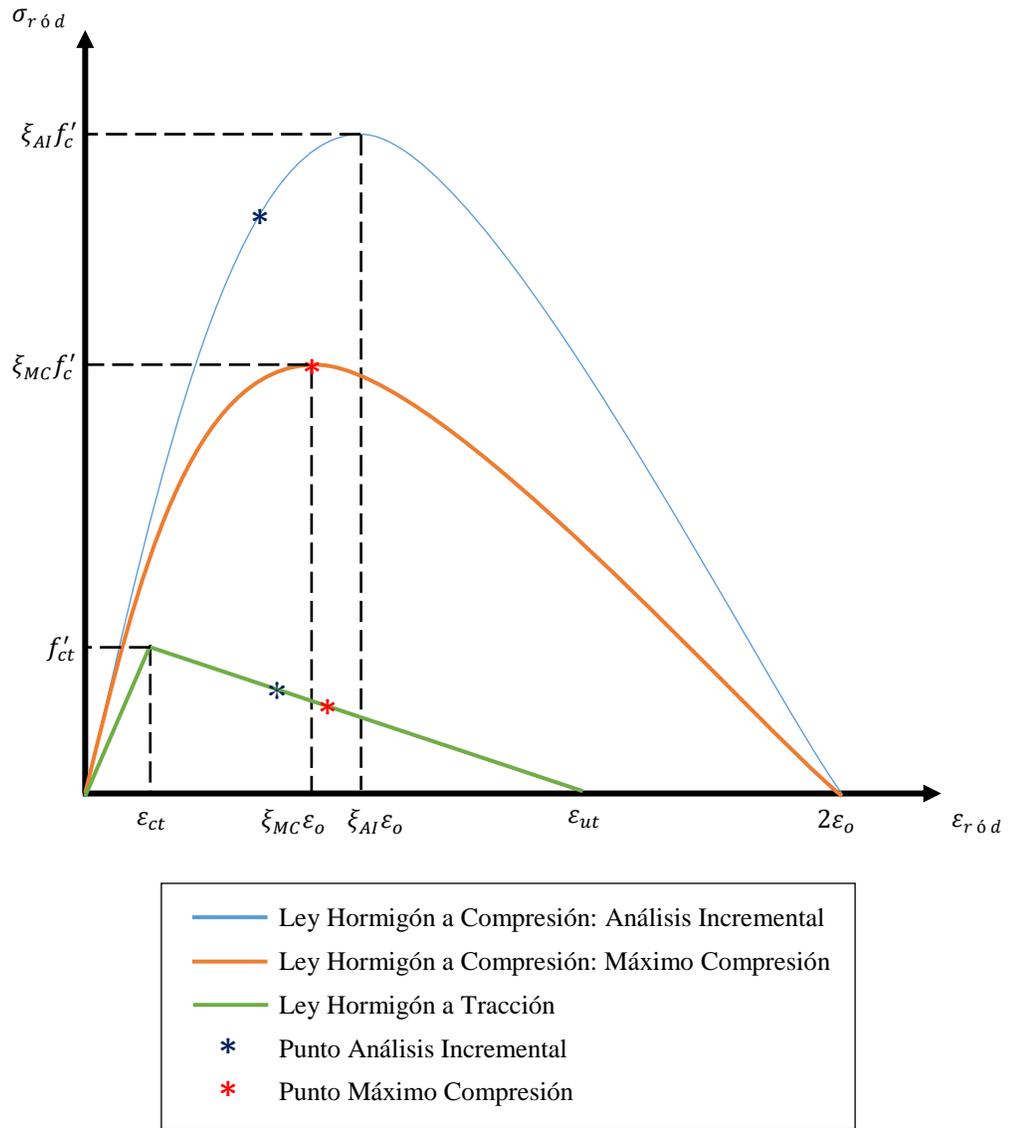


Figura 3.17. Curvas leyes constitutivas de hormigón a tracción y compresión asociadas a capacidades obtenidas por análisis incremental y máximo a compresión.

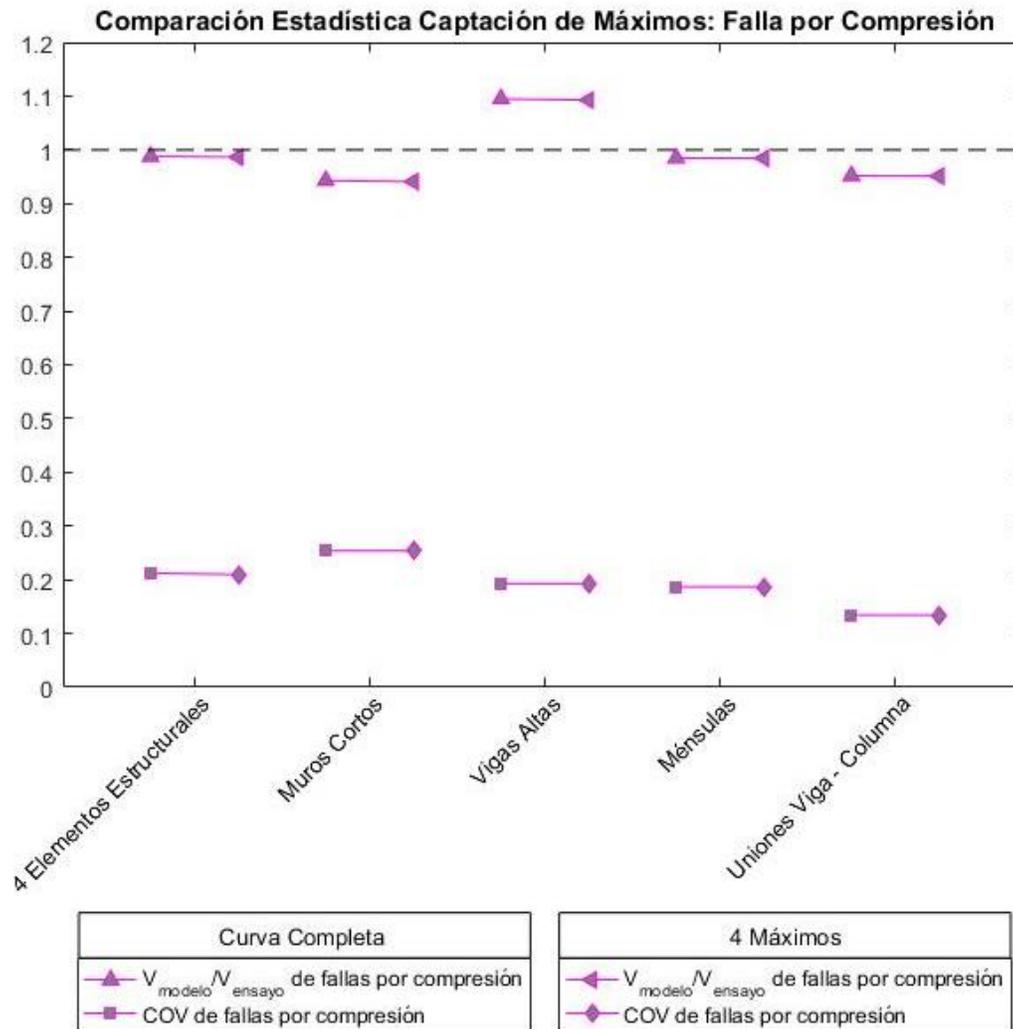


Figura 3.18. Comparación estadística de la razón V_{modelo}/V_{ensayo} : análisis incremental versus máximo compresión.

3.7 Modelo cerrado mediante regresión múltiple

Ya captados los puntos máximos de la curva tensión versus desangulación, es necesario un método que evite el ciclo iterativo que muestra la *Figura 3.5*. Para esto, se hace una regresión múltiple de una deformación del modelo (deformación del puntal a compresión o tracción perpendicular), con respecto a los parámetros importantes que definen dicha deformación. Esto se realiza para cada uno de los máximos de capacidad por separado, por lo que se obtienen, a priori, cuatro expresiones distintas. La calibración se realiza mediante la función *regress* de MATLAB.

Con el fin de simplificar el uso de las expresiones resultantes, se utilizan parámetros adimensionales para representar la deformación respectiva. Esto permite evitar problemas de dimensiones en la expresión final, lo que hace al modelo más fácil de generalizar a otros sistemas métricos. Las variables utilizadas y su nombre se presentan en la *Tabla 3.7*. De las 13 variables presentes en dicha tabla se considera un máximo de 4 para cada calibración, por lo que se eligen las que mejor representen la deformación.

Tabla 3.7. Parámetros de regresión múltiple.

Número Variable	Variable	Expresión
1	Resistencia a compresión del hormigón	f'_c
2	Cuantía de armadura longitudinal	$\rho_L f_{yL} / f'_c$
3	Cuantía de armadura transversal	$\rho_t f_{yt} / f'_c$
4	Cuantía de armadura de borde	$\beta \rho_b f_{yb} / f'_c$
5	Carga axial	$N / f'_c A_g$
6	Ángulo puntal a compresión	α
7	Razón de esfuerzo de fluencia	f_{yL} / f_{yb}
8	Coseno del ángulo puntal a compresión	$\cos \alpha$
9	Senos del ángulo puntal a compresión	$\sin \alpha$
10	Razón cuantía longitudinal sobre de borde	$\rho_L f_{yL} / \beta \rho_b f_{yb}$
11	Razón cuantía longitudinal sobre transversal	$\rho_L f_{yL} / \rho_t f_{yt}$
12	Razón cuantía transversal sobre de borde	$\rho_t f_{yt} / \beta \rho_b f_{yb}$
13	Razón de aspecto	H_w / L_w

Se ocupan dos posibles expresiones para la calibración, una lineal y otra logarítmica, como muestran las *Ecuaciones (3.6)* y *(3.7)*. De esta forma, se elige cuál de las anteriores resulta más precisa para estimar la deformación del modelo iterativo.

$$\varepsilon_{r,d}(var_1, \dots, var_n) = c_1 \cdot var_1 + c_2 \cdot var_2 + \dots + c_n \cdot var_n + C \quad (3.6)$$

$$\varepsilon_{r,d}(var_1, \dots, var_n) = C \cdot (var_1 + c_1)^{k_1} \cdot (var_2 + c_2)^{k_2} \cdot \dots \cdot (var_n + c_n)^{k_n} \quad (3.7)$$

El parámetro estadístico que se utiliza para evaluar que tan confiables son las regresiones es el coeficiente de determinación R^2 . La expresión general para su cálculo se presenta como la *Ecuación (3.8)*, donde σ_r^2 representa la varianza de los residuos, que corresponden a la diferencia entre el valor observado de una variable y el valor predicho de esta. Además, σ^2 es la varianza de la variable dependiente (la deformación del modelo iterativo en este caso). Así, mientras más cercana sea σ_r^2 a σ^2 , R^2 es más cercano a cero, y los valores predichos se acercan a la media de la muestra, que resulta ser el límite inferior de una correlación entre dos variables. En el otro caso, si σ_r^2 es cercano a 0, R^2 es cercano 1, y los errores en los que se incurre por la estimación son pequeños, con lo que la correlación es correcta.

$$R^2 = 1 - \frac{\sigma_r^2}{\sigma^2} \quad (3.8)$$

3.7.1 Filtro de ensayos

Para evitar ingresar datos incorrectos en la regresión es necesario filtrar aquellos casos donde el máximo analizado no se presenta. Así, se imponen condiciones que limitan la base de datos para cada máximo de capacidad.

3.7.1.1 Filtro máximo a tracción

El máximo a tracción se presenta en cada uno de los ensayos de la base de datos, debido a que para bajas deformaciones (menores a 1.5×10^{-3}) el comportamiento del elemento estructural, tanto experimentalmente como mediante el modelo, se ve gobernado por dicha componente. Así, no se requiere aplicar ningún filtro.

3.7.1.2 Filtro máximo a compresión

El máximo a compresión posee un comportamiento bastante más complejo. Además de filtrar los casos donde este máximo no se presenta, es necesario remover aquellos como los que muestra la *Figura 3.19*, donde el modelo estima un máximo a compresión a una deformación donde domina la fluencia de la armadura. Esto ocurre ya que la deformación a tracción en este punto es alta, lo que genera que el factor de degradación ξ sea pequeño, con lo que la deformación $\varepsilon_d^* = -\xi \varepsilon_o$ requerida por el máximo también es menor. Esto, junto a que se debe mantener el equilibrio con la tensión de la armadura distribuida y de borde, determina un punto donde dicho equilibrio se cumple exclusivamente por el máximo a compresión. Luego de esto, debido a que la compresión no logra equilibrar la tensión de fluencia de las armaduras, el análisis incremental no converge a un resultado.

Considerando que el punto anteriormente señalado se desarrolla luego de la fluencia de la armadura de borde y distribuida longitudinal, se eliminan aquellos máximos a compresión cuya desangulación asociada es mayor a la de las fluencias.

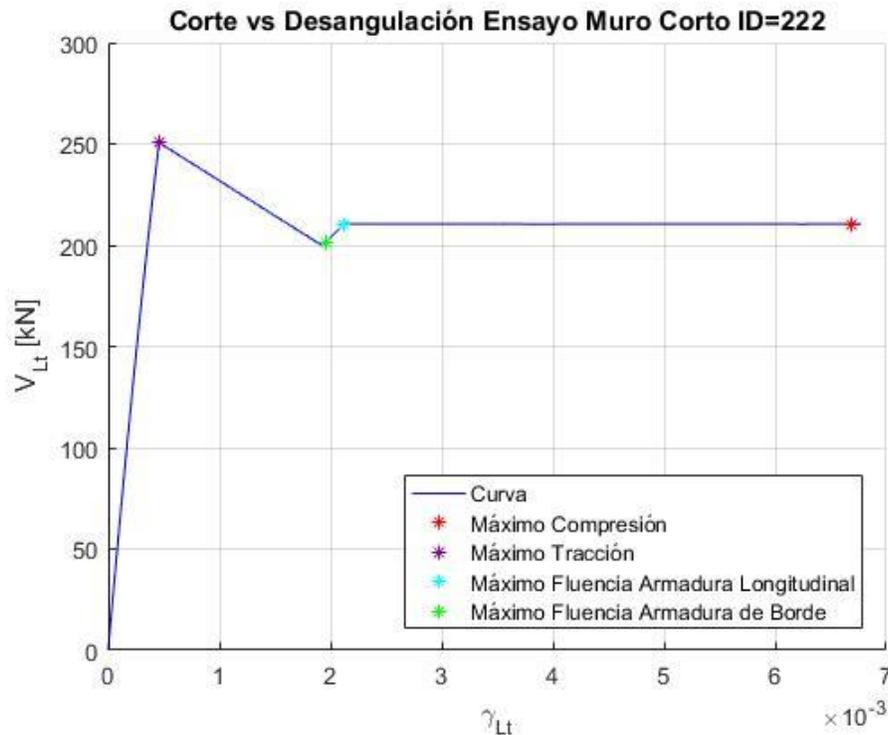


Figura 3.19. Ejemplo de máximo de compresión estimado por el modelo a un ensayo dominado por fluencia de las armaduras. (Muro Corto ID=222).

3.7.1.3 Filtro de máximos asociados a fluencia de armadura longitudinal y de borde

Para los máximos de fluencia de armadura longitudinal y de borde se eliminan aquellos ensayos donde el modelo iterativo no converge, como en los dos casos anteriores. Además, es necesario retirar aquellos ensayos donde no existe armadura longitudinal en el elemento estructural, ya que constituyen datos irrelevantes para la regresión.

3.7.2 Regresión múltiple sobre ϵ_r y ϵ_d individuales

La regresión sobre ϵ_r y ϵ_d se realiza considerando las 13 variables mostradas en la *Tabla 3.7*, de las que sólo se eligen las 4 que mejor se correlacionan con la deformación. Así, se realiza una calibración para los máximos de tracción, compresión, fluencia de armadura longitudinal y fluencia de armadura de borde.

Las regresiones se realizar sobre el total de los ensayos, es decir, abarcando la base de datos de los cuatro sistemas estructurales. Esto se realiza para continuar con el carácter general del modelo de ángulo fijo desarrollado.

3.7.2.1 Regresión para máximo a tracción: deformación ϵ_d

La distribución de los puntos, asociados a la regresión realizada sobre ϵ_d para el máximo a tracción, se muestra en la *Figura 3.20*. En dicha Figura se grafica la deformación a compresión entregada por la calibración versus la obtenida mediante el modelo iterativo. Así, se observa que la calibración logarítmica es la que mejor se ajusta a la tendencia de los puntos, ya que estos siguen la recta de correlación perfecta (recta roja) y presentan un R^2 mayor en comparación con la calibración lineal. Para ambos casos se utilizan los mismos cuatro parámetros para describir la deformación. Los parámetros utilizados y los coeficientes asociados se muestran en la *Tabla 3.8*.

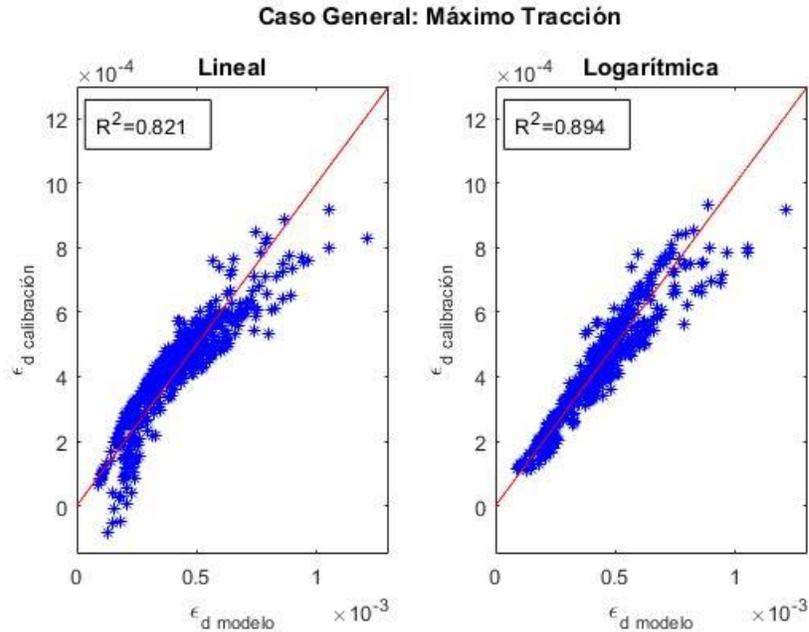


Figura 3.20. Distribución de deformaciones para el caso de máximo a tracción para los 4 sistemas estructurales.

Tabla 3.8. Coeficientes asociados a ϵ_d para máximo a tracción.

Lineal		Logarítmico	
Variables	Coficiente	Variables	Coficiente
Constante	-3.33×10^{-4}	Constante	-7.43×10^{-3}
$\rho_t f_{yt} / f'_c$	-1.03×10^{-3}	$\rho_t f_{yt} / f'_c$	0.266
f'_c	3.49×10^{-6}	f'_c	-0.378
$\cos \alpha$	1.49×10^{-3}	$\cos \alpha$	-2.74
$N / f'_c A_g$	-2.13×10^{-3}	$N / f'_c A_g$	1.38

3.7.2.2 Regresión para máximo a compresión: deformación ϵ_r

La distribución de los puntos, asociados a la regresión realizada sobre ϵ_r para el máximo a compresión, se presenta en la *Figura 3.21*. En dicha imagen se observa que la calibración lineal posee una mejor correlación, principalmente debido a que los puntos asociados a una mayor deformación, relacionados con cargas axiales más altas, se ajustan mejor a la recta de pendiente 1. Esto induce que el R^2 de la calibración lineal sea mejor que el de la logarítmica. Sin embargo, se tiene que la regresión lineal tiende a subestimar la deformación para valores grandes, lo que no ocurre para el caso logarítmico.

Se utilizan 4 parámetros para correlacionar las deformaciones ϵ_r , los que resultaron ser los mismos para el caso lineal y logarítmico. Los parámetros y coeficientes asociados se muestran en la *Tabla 3.9*.

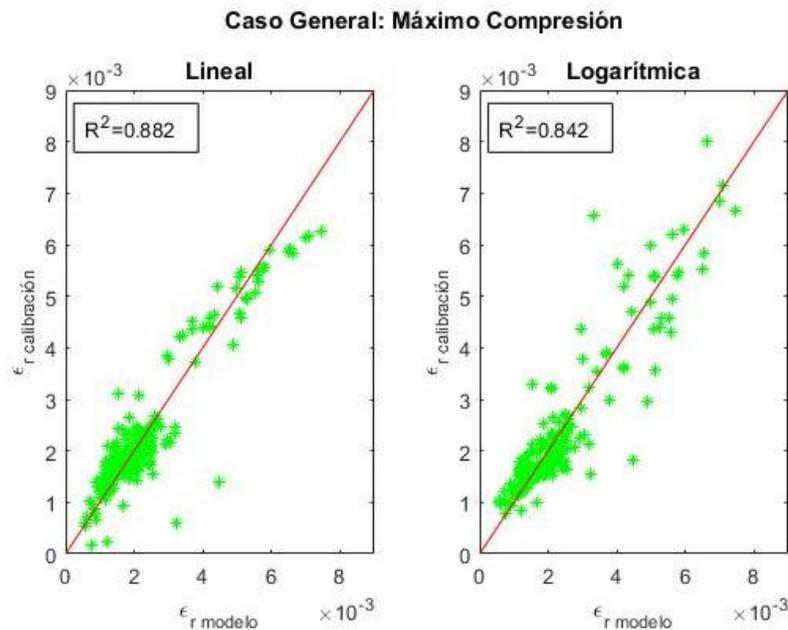


Figura 3.21. Distribución de deformación para el caso de máximo a compresión para los 4 elementos estructurales.

Tabla 3.9. Coeficientes asociados a ϵ_r para máximo a compresión.

Lineal		Logarítmico	
Variables	Coefficiente	Variables	Coefficiente
Constante	-7.54×10^{-4}	Constante	3.61×10^{-4}
$\rho_L f_{yL} / f'_c$	-5.44×10^{-3}	$\rho_L f_{yL} / f'_c$	-0.592
$\beta \rho_b f_{yb} / f'_c$	-8.30×10^{-3}	$\beta \rho_b f_{yb} / f'_c$	-0.599
$\cos \alpha$	1.55×10^{-2}	$\cos \alpha$	3.46
$N / f'_c A_g$	-1.04×10^{-2}	$N / f'_c A_g$	-0.862

3.7.2.3 Regresión para máximos a fluencias: deformación ϵ_d

Ambos máximos de fluencia se encuentran cercanamente relacionados. Su deformación se describe por la misma variable ϵ_L , la misma ley constitutiva y se incorporan ambas al equilibrio de la misma forma (mediante suma directa). Por esto, resulta razonable hacer una sola calibración que fije la deformación ϵ_d para ambos casos.

Luego, utilizando el total de la base de datos y la deformación ϵ_d calculada por el modelo iterativo para máximos de fluencia longitudinal y de borde, es que se obtiene la distribución presentada en la *Figura 3.22*. Como se muestra en dicha Figura, la calibración logarítmica es la que presenta mejores resultados, ya que los puntos se ajustan mejor a la recta de pendiente 1 y su R^2 es mayor.

En la *Tabla 3.10* se presentan las variables utilizadas para calibrar las deformaciones del modelo iterativo para el caso lineal y logarítmico. Los parámetros que mejor se correlacionan con la deformación resultan ser nuevamente las mismas para ambos casos.

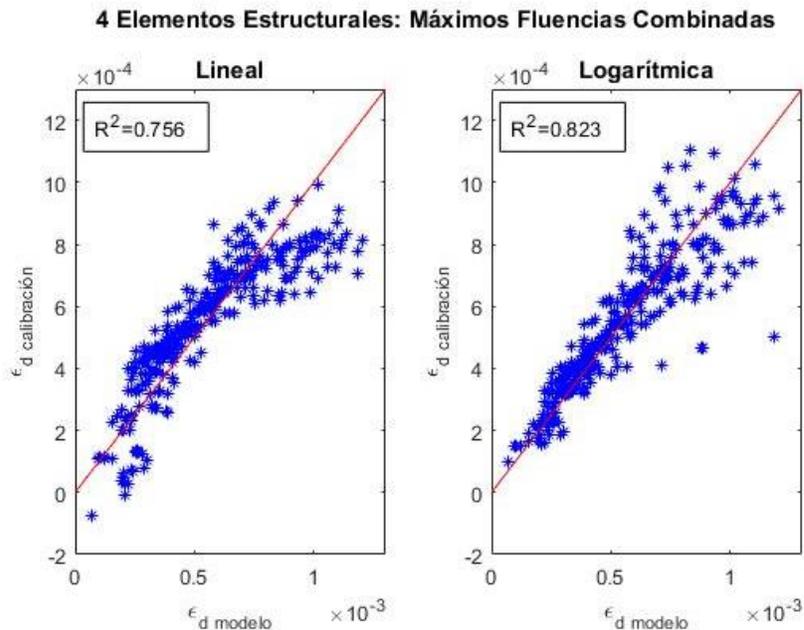


Figura 3.22. Distribución de deformación para caso de fluencias de armadura longitudinal y de borde.

Tabla 3.10. Coeficientes asociados a ϵ_r para máximo a compresión.

Lineal		Logarítmico	
Variables	Coficiente	Variables	Coficiente
Constante	-3.61×10^{-5}	Constante	-0.635
$\rho_L f_{yL} / f'_c$	-5.56×10^{-3}	$\rho_L f_{yL} / f'_c$	1.24
$\beta \rho_b f_{yb} / f'_c$	-5.25×10^{-3}	$\beta \rho_b f_{yb} / f'_c$	1.22
$\cos \alpha$	2.00×10^{-3}	$\cos \alpha$	-2.45
$N / f'_c A_g$	-3.90×10^{-3}	$N / f'_c A_g$	1.36

3.7.3 Expresiones finales de 4 variables

Se eligen las expresiones logarítmicas para describir las tres deformaciones de la sección anterior ya que presentan, en general, mejores resultados que las lineales. Dichas expresiones se muestran en la *Tabla 3.11*. El máximo a compresión y las fluencias utilizan los mismo parámetros para describir las deformaciones ε_r y ε_d , respectivamente. Sin embargo, se observa que el signo de los exponentes cambia de una expresión a otra. Por otro lado, en la expresión relativa al máximo a tracción, se utiliza la resistencia nominal a compresión del hormigón y la cuantía de armadura transversal para describir ε_d , lo que es esperable ya que dichos parámetros están incorporados en la capacidad nominal a tracción del hormigón.

Tabla 3.11. Resumen de expresiones obtenidas mediante regresión múltiple.

Máximo	Expresión
Tracción	$\varepsilon_d = -7.43 \times 10^{-3} \left(\frac{\rho_t f_{yt}}{f'_c} + 0.05 \right)^{0.27} (f'_c [MPa])^{-0.38} (\cos \alpha)^{-2.74} \left(\frac{N}{f'_c A_g} + 0.1 \right)^{1.38}$
Compresión	$\varepsilon_r = 3.61 \times 10^{-4} \left(\frac{\rho_L f_{yL}}{f'_c} + 0.05 \right)^{-0.59} \left(\frac{\beta \rho_b f_{yb}}{f'_c} + 0.05 \right)^{-0.60} (\cos \alpha)^{3.46} \left(\frac{N}{f'_c A_g} + 0.1 \right)^{-0.86}$
Fluencias combinadas	$\varepsilon_d = -0.635 \left(\frac{\rho_L f_{yL}}{f'_c} + 0.05 \right)^{1.24} \left(\frac{\beta \rho_b f_{yb}}{f'_c} + 0.05 \right)^{1.22} (\cos \alpha)^{-2.45} \left(\frac{N}{f'_c A_g} + 0.1 \right)^{1.36}$

3.8 Análisis de capacidad obtenida mediante modelo cerrado

Una vez determinadas las expresiones que cierran el modelo iterativo, es necesario evaluar si este es capaz de mantener el desempeño del modelo de ángulo fijo y si estima convincentemente la capacidad de los 635 elementos estructurales presentes en la base de datos. Con este fin, se obtiene la capacidad de cada elemento estructural usando las expresiones de la *Tabla 3.11*, para luego comparar resultados de modelo cerrado e iterativo.

Para evitar sobrestimar la capacidad de los ensayos, es necesario filtrar los máximos que no se desarrollan en la curva corte versus desangulación. Un ejemplo de esto es el ensayo de muro corto de código ID=88, cuyo comportamiento, según el modelo, se observa en la *Figura 3.23*. En dicha *Figura* se muestra la curva del análisis incremental y los puntos generados por el modelo cerrado (los puntos no se ajustan completamente a la curva debido a la calibración). Luego, se observa que, si en dicho caso no se filtra el máximo de compresión, que no se presenta según el modelo iterativo, la capacidad se sobrestima considerablemente. Así, se aplica una condición similar a la de la sección 3.7.1.2, donde si la desangulación del máximo a compresión es mayor a las de las fluencias, el primero es filtrado (*Ecuación (3.9)*). Esto es lógico ya que, según el modelo, no puede ocurrir un máximo a compresión luego de la fluencia de ambas armaduras, ya que el primero es restringido a igualar la tensión que producen las armaduras.

Además, se aplica la negación de la condición anterior, esto es, si la desangulación del máximo a compresión es menor a las de las fluencias, los dos últimos máximos son filtrados (Ecuación (3.10)). Esta última condición también es lógica con respecto al modelo ya que, luego de un máximo a compresión, no es posible que se desarrolle una fluencia, al no existir una componente que sea capaz de igualar los esfuerzos generados por la armadura.

$$\text{Si } \gamma_{Lt_c} \leq \gamma_{Lt_{fyL}} \text{ ó } \gamma_{Lt_c} \leq \gamma_{Lt_{fyL}} \Rightarrow V_{Lt_c} \text{ se filtra} \quad (3.9)$$

$$\text{Si } \gamma_{Lt_c} \geq \gamma_{Lt_{fyL}} \text{ y } \gamma_{Lt_c} \geq \gamma_{Lt_{fyL}} \Rightarrow V_{Lt_{fyL}} \text{ y } V_{Lt_{fyb}} \text{ se filtran} \quad (3.10)$$

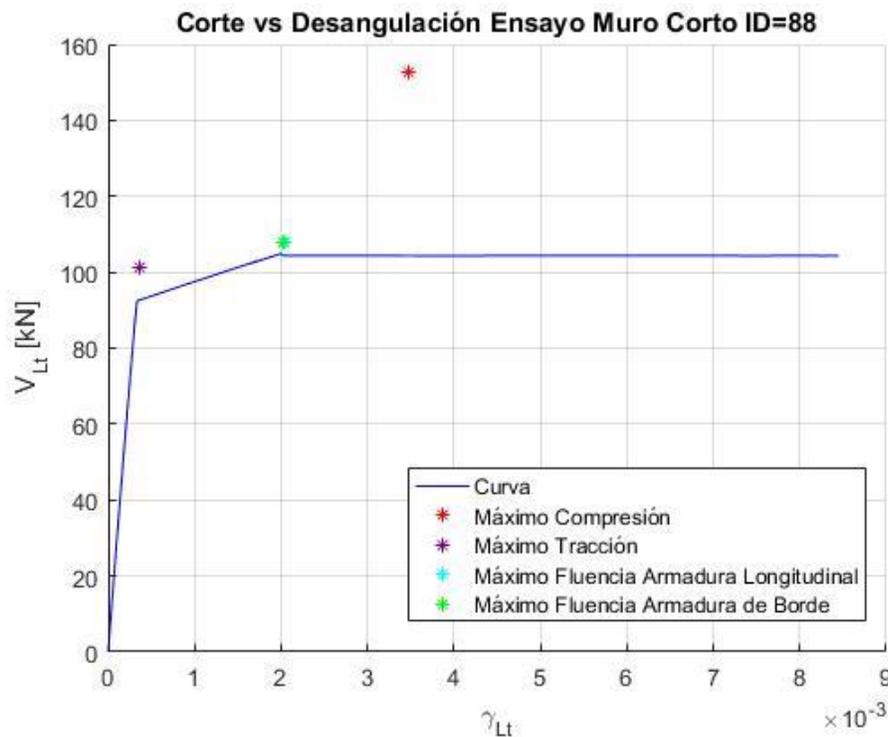


Figura 3.23. Ejemplo de caso sin filtro de máximo a compresión. (Muro Corto ID=88)

Hecho esto, se procede a comparar el desempeño del modelo cerrado versus el iterativo. Para esto, se calcula la capacidad de los elementos estructurales de la base de datos mediante ambos modelos. Así, se obtiene la *Figura 3.24.*, que muestra la dispersión de la razón $V_{cerrado}/V_{iterativo}$. Como se puede ver en la Figura, la dispersión de la razón es muy baja, lo que se traduce en un promedio cercano a 1 y un coeficiente de variación (COV) cercano a 0. Así, se tiene que la incorporación de las expresiones de la *Tabla 3.11* afectan mínimamente al modelo de ángulo fijo.

Luego, se compara el desempeño del modelo cerrado e iterativo a través de la razón V_{modelo}/V_{ensayo} , es decir, incorporando la capacidad experimental de los ensayos. Esto se muestra en la *Figura 3.25* donde nuevamente se puede observar que los resultados del modelo iterativo y del cerrado son muy cercanos. Así, se procede a disminuir el número de variables utilizadas para las expresiones de la *Tabla 3.11*, con el objetivo de hacer el modelo más sencillo al cálculo.

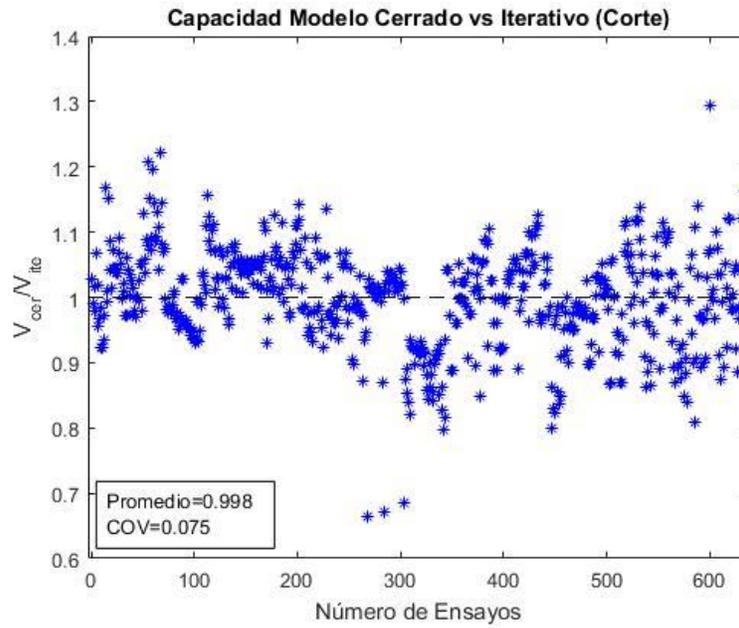


Figura 3.24. Razón capacidad al corte $V_{cerrado}/V_{iterativo}$ para la base de datos. Expresiones 4 variables

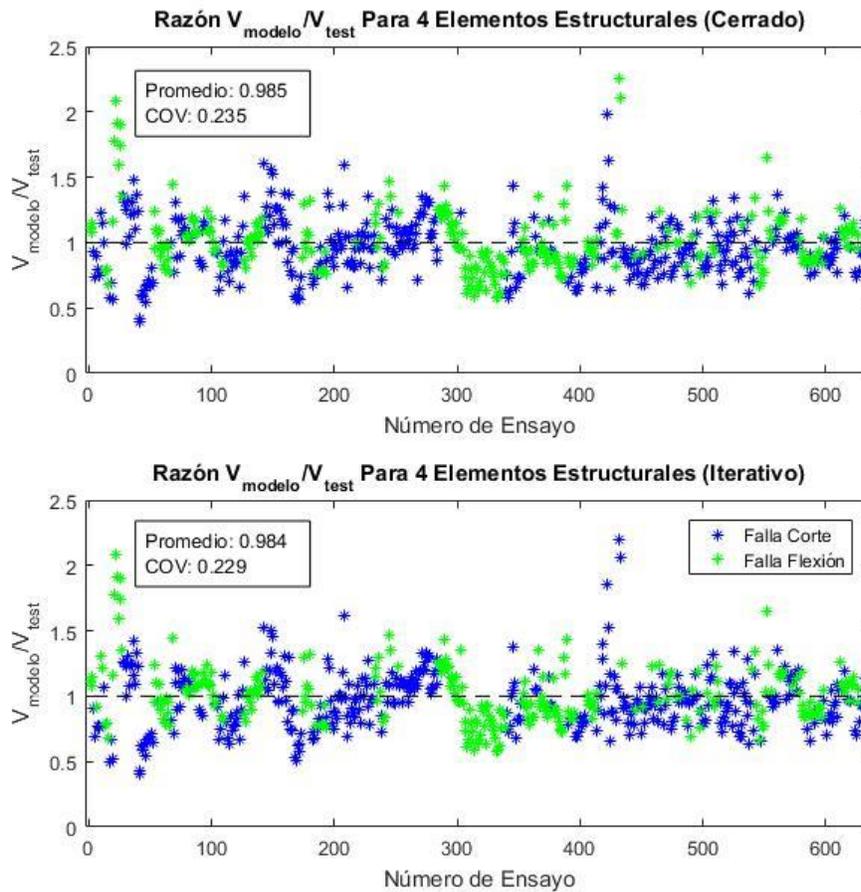


Figura 3.25. Razón V_{modelo}/V_{test} para el total de la base de datos. Modelo cerrado e iterativo. Expresiones 4 variables.

3.9 Análisis capacidad modelo cerrada con expresiones de menos parámetros

Se reduce el número de variables de las expresiones logarítmicas que cierran el modelo de ángulo fijo. Para esto, se disminuye el número de parámetros relevante desde 4 hasta 0, donde 0 implica una deformación constante para todos los ensayos analizados. Las variables son eliminadas mediante el mismo criterio usado para generar las expresiones de 4 variables: se desprecia el aporte de aquellos parámetros menos relevantes para la calibración, donde la relevancia se evalúa por cuánto disminuye el R^2 de la regresión al eliminar una variable o la dispersión que genera en los puntos ($\varepsilon_{modelo}, \varepsilon_{regresion}$) dicha eliminación. Así, se obtienen las expresiones mostradas en la Tabla 3.12 a la Tabla 3.16, donde se separan según el número de variables usadas en la calibración.

Tabla 3.12. Expresiones de deformación calibradas con cuatro parámetros relevantes.

4 Variables	
Máximo	Expresión
Tracción	$\varepsilon_d = -7.43 \times 10^{-3} \left(\frac{\rho_t f_{yt}}{f'_c} + 0.05 \right)^{0.27} (f'_c [MPa])^{-0.38} (\cos \alpha)^{-2.74} \left(\frac{N}{f'_c A_g} + 0.1 \right)^{1.38}$
Compresión	$\varepsilon_r = 3.61 \times 10^{-4} \left(\frac{\rho_L f_{yL}}{f'_c} + 0.05 \right)^{-0.59} \left(\frac{\beta \rho_b f_{yb}}{f'_c} + 0.05 \right)^{-0.60} (\cos \alpha)^{3.46} \left(\frac{N}{f'_c A_g} + 0.1 \right)^{-0.86}$
Fluencias combinadas	$\varepsilon_d = -0.635 \left(\frac{\rho_L f_{yL}}{f'_c} + 0.05 \right)^{1.24} \left(\frac{\beta \rho_b f_{yb}}{f'_c} + 0.05 \right)^{1.22} (\cos \alpha)^{-2.45} \left(\frac{N}{f'_c A_g} + 0.1 \right)^{1.36}$

Tabla 3.13. Expresiones de deformación calibradas con tres parámetros relevantes.

3 Variables	
Máximo	Expresión
Tracción	$\varepsilon_d = -6.66 \times 10^{-3} (f'_c [MPa])^{-0.50} (\cos \alpha)^{-2.50} \left(\frac{N}{f'_c A_g} + 0.1 \right)^{1.35}$
Compresión	$\varepsilon_r = 1.72 \times 10^{-3} \left(\frac{\beta \rho_b f_{yb}}{f'_c} + 0.05 \right)^{-0.38} (\cos \alpha)^{2.49} \left(\frac{N}{f'_c A_g} + 0.1 \right)^{-0.52}$
Fluencias combinadas	$\varepsilon_d = -5.14 \times 10^{-2} \left(\frac{\rho_L f_{yL}}{f'_c} + 0.05 \right)^{1.21} \left(\frac{\beta \rho_b f_{yb}}{f'_c} + 0.05 \right)^{1.05} (\cos \alpha)^{-1.08}$

Tabla 3.14. Expresiones de deformación calibradas con dos parámetros relevantes.

2 Variables	
Máximo	Expresión
Tracción	$\varepsilon_d = -1.29 \times 10^{-3} (\cos \alpha)^{-2.56} \left(\frac{N}{f'_c A_g} + 0.1 \right)^{1.40}$
Compresión	$\varepsilon_r = 4.88 \times 10^{-3} (\cos \alpha)^{2.05} \left(\frac{N}{f'_c A_g} + 0.1 \right)^{-0.27}$
Fluencias combinadas	$\varepsilon_d = -3.50 \times 10^{-3} \left(\frac{\rho_L f_{yL}}{f'_c} + 0.05 \right)^{1.16} (\cos \alpha)^{-1.02}$

Tabla 3.15. Expresiones de deformación calibradas con un parámetro relevante.

1 Variable	
Máximo	Expresión
Tracción	$\varepsilon_d = -2.22 \times 10^{-4} (\cos \alpha)^{-0.78}$
Compresión	$\varepsilon_r = 6.21 \times 10^{-3} (\cos \alpha)^{1.58}$
Fluencias combinadas	$\varepsilon_d = -3.37 \times 10^{-3} \left(\frac{\rho_L f_{yL}}{f'_c} + 0.05 \right)^{0.86}$

Tabla 3.16. Expresiones imponiendo una deformación constante.

Deformación Constante	
Máximo	Expresión
Tracción	$\varepsilon_d = -3.82 \times 10^{-4}$
Compresión	$\varepsilon_r = 2.02 \times 10^{-3}$
Fluencias combinadas	$\varepsilon_d = -4.66 \times 10^{-4}$

Además de disminuir en el mismo número de parámetros las tres expresiones de la *Tabla 3.11*, se añade un caso “óptimo”, que utiliza tres parámetros para describir la deformación fijada para el máximo a tracción y compresión, y cuatro variables para los máximos de fluencias (*Tabla 3.17*). Esto se basa en la dispersión que se observa, entre modelo cerrado e iterativo, al calcular cada uno de los 4 máximos de capacidad por separado. El promedio y coeficiente de variación de cada máximo, según el número de variables, se presenta en la *Figura 3.26*. Como se ve en dicha *Figura*, no existe gran pérdida del comportamiento del modelo iterativo al considerar 3 variables para tracción y compresión (promedio y COV similares al de la expresión de 4 variables), y si la hay al disminuir el número de variables de la expresión relacionada con los máximos a fluencia (COV aumenta considerablemente para ambos), por lo que se propone dicho caso óptimo para cerrar el modelo. El detalle de los parámetros estadísticos mostrados en la *Figura 3.26* se exhiben en la *Tabla 3.18* a la *Tabla 3.21*.

Tabla 3.17. Expresiones para cada máximo de capacidad del caso óptimo.

Máximo	Expresión	Número Ecuación
Tracción	$\varepsilon_d = -6.658 \times 10^{-3} (f'_c \text{ [MPa]})^{-0.50} (\cos \alpha)^{-2.50} \left(\frac{N}{f'_c A_g} + 0.1 \right)^{1.35}$	(3.11)
Compresión	$\varepsilon_r = 1.725 \times 10^{-3} \left(\frac{\beta \rho_b f_{yb}}{f'_c} + 0.05 \right)^{-0.38} (\cos \alpha)^{2.49} \left(\frac{N}{f'_c A_g} + 0.1 \right)^{-0.52}$	(3.12)
Fluencia Armadura Longitudinal	$\varepsilon_d = -0.635 \left(\frac{\rho_L f_{yL}}{f'_c} + 0.05 \right)^{1.24} \left(\frac{\beta \rho_b f_{yb}}{f'_c} + 0.05 \right)^{1.22} (\cos \alpha)^{-2.45} \left(\frac{N}{f'_c A_g} + 0.1 \right)^{1.36}$	(3.13)

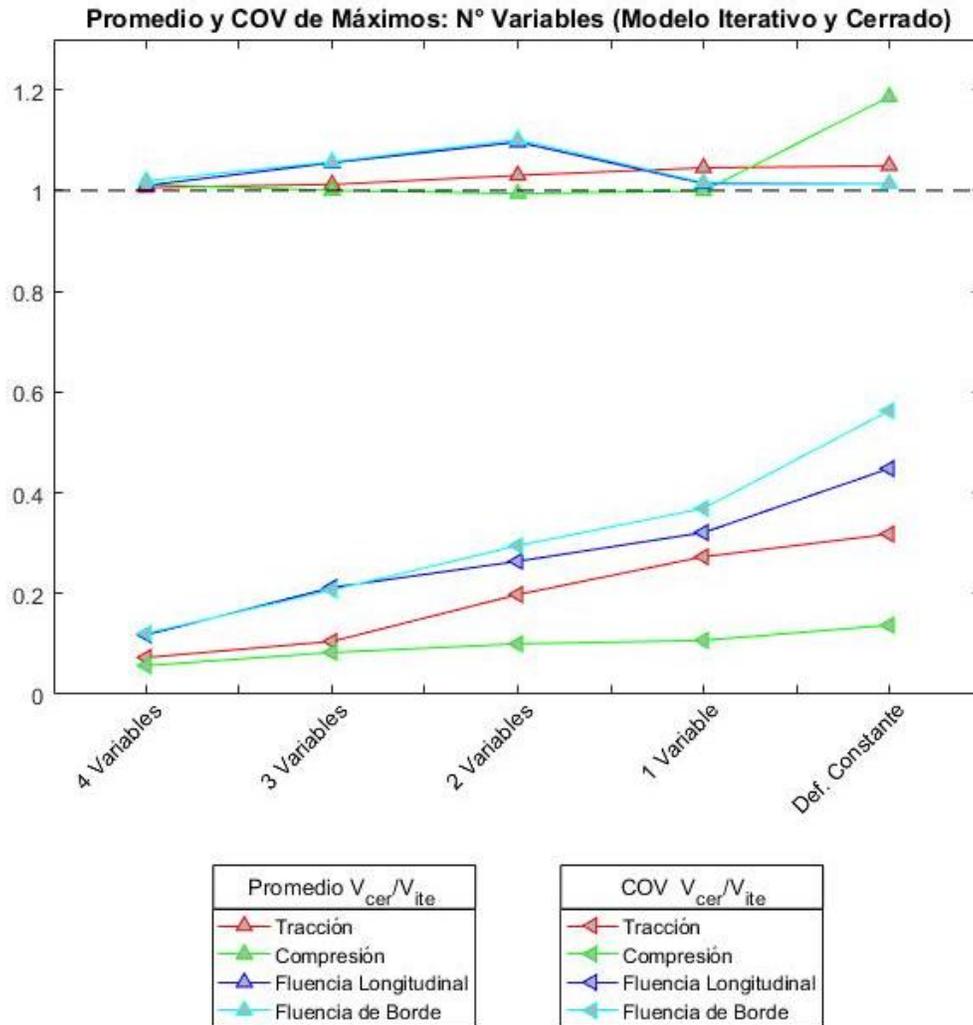


Figura 3.26. Promedio y COV de razón $V_{cerrado}/V_{iterativo}$ para cada máximo de capacidad según el número de variables en las expresiones que cierran el modelo.

Tabla 3.18. Promedio y COV de Máximo Tracción según número de variables.

Máximo Tracción		
N° Variables	Promedio	COV
4 Variables	1.006	0.073
3 Variables	1.012	0.105
2 Variables	1.030	0.198
1 Variable	1.045	0.273
Def. Cte.	1.049	0.318

Tabla 3.19. Promedio y COV de Máximo Compresión según número de variables.

Máximo Compresión		
N° Variables	Promedio	COV
4 Variables	1.012	0.057
3 Variables	1.000	0.083
2 Variables	0.994	0.100
1 Variable	0.999	0.107
Def. Cte.	1.186	0.137

Tabla 3.20. Promedio y COV de Máximo Fluencia Longitudinal según número de variables.

Máximo Fluencia Longitudinal		
N° Variables	Promedio	COV
4 Variables	1.010	0.118
3 Variables	1.055	0.212
2 Variables	1.096	0.264
1 Variable	1.014	0.321
Def. Cte.	1.014	0.448

Tabla 3.21. Promedio y COV de Máximo Fluencia de Borde según número de variables.

Máximo Fluencia de Borde		
N° Variables	Promedio	COV
4 Variables	1.019	0.121
3 Variables	1.057	0.207
2 Variables	1.101	0.295
1 Variable	1.016	0.369
Def. Cte.	1.014	0.563

Luego, se realiza la comparación entre el modelo cerrado, iterativo y la capacidad experimental, en función del número de variables de las expresiones calibradas, a través los resultados mostrados en la *Figura 3.27*. En dicha Figura, se presenta el promedio y el COV de las razones $V_{\text{cerrado}}/V_{\text{iterativo}}$ y $V_{\text{cerrado}}/V_{\text{test}}$ a lo largo del número de variables. Además, se incorpora en el análisis el caso óptimo antes señalado. Así, se observa cómo, para ambas razones, el promedio se escapa de 1 y el coeficiente de variación aumenta a medida que disminuye el número de parámetros de las expresiones calibradas. Además, como es de esperar, los resultados por el caso “óptimo” resultan en uno intermedio entre los modelos con expresiones de 3 y 4 variables. Además, se ve que las diferencias de los parámetros estadísticos, entre el caso óptimo y el caso de expresiones de tres parámetros, resultan muy bajas al comparar modelo cerrado e iterativo. Sin embargo, la mayor mejora se percibe en el COV del modelo cerrado sobre la capacidad experimental, donde mejora en una centésima dicho valor. Los promedios y coeficientes de variación de la Figura se muestran en detalle en la *Tabla 3.22*. Así, se proponen las expresiones de la *Tabla 3.17*, asociadas al caso óptimo, para cerrar el modelo de ángulo fijo.

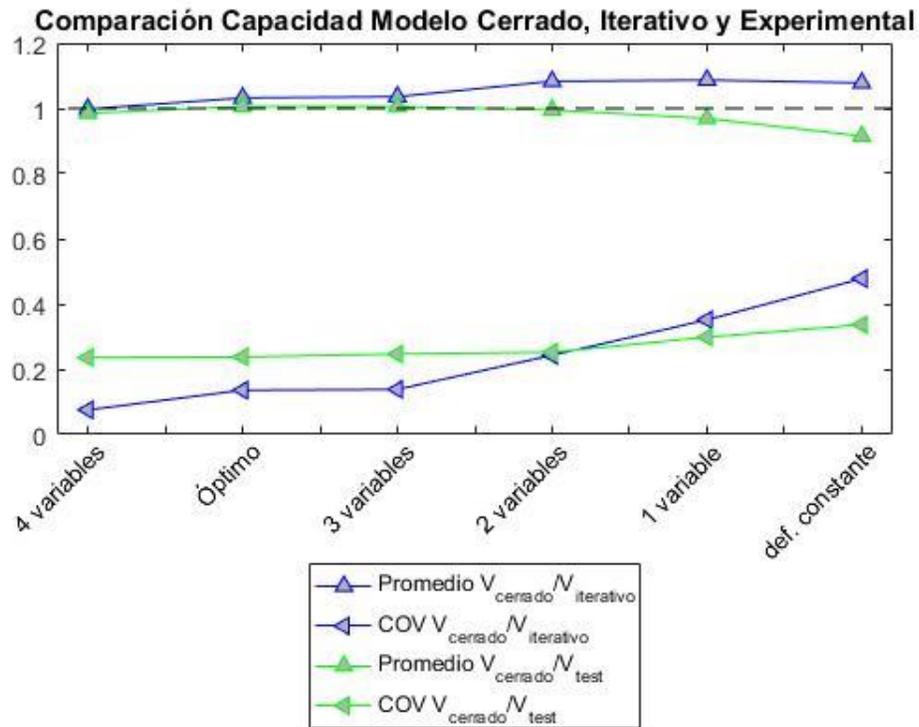


Figura 3.27. Promedio y coeficiente de variación de razones $V_{\text{cerrado}}/V_{\text{iterativo}}$ y $V_{\text{cerrado}}/V_{\text{test}}$ según número de parámetros de expresiones calibradas.

Tabla 3.22. Promedio y coeficiente de variación mostrados en la *Figura 3.27*.

Nº Variables	Cerrado versus Iterativo		Cerrado versus Experimental	
	Promedio	COV	Promedio	COV
4 Variables	0.998	0.075	0.985	0.236
Caso Óptimo	1.032	0.136	1.006	0.238
3 Variables	1.036	0.138	1.006	0.247
2 Variables	1.083	0.243	0.995	0.252
1 Variable	1.087	0.351	0.969	0.298
Def. Cte.	1.078	0.477	0.915	0.337

3.10 Diagrama de flujo del modelo de ángulo fijo

En la presente sección se muestra el diagrama de flujo asociado al modelo cerrado de ángulo fijo desarrollado. En la *Figura 3.30* se muestra dicho diagrama de flujo, mientras en la *Figura 3.28* y *Figura 3.29* se exhiben las secciones relacionadas con la compatibilidad de deformaciones y tensiones, respectivamente, para los cuatro máximos de capacidad individuales.

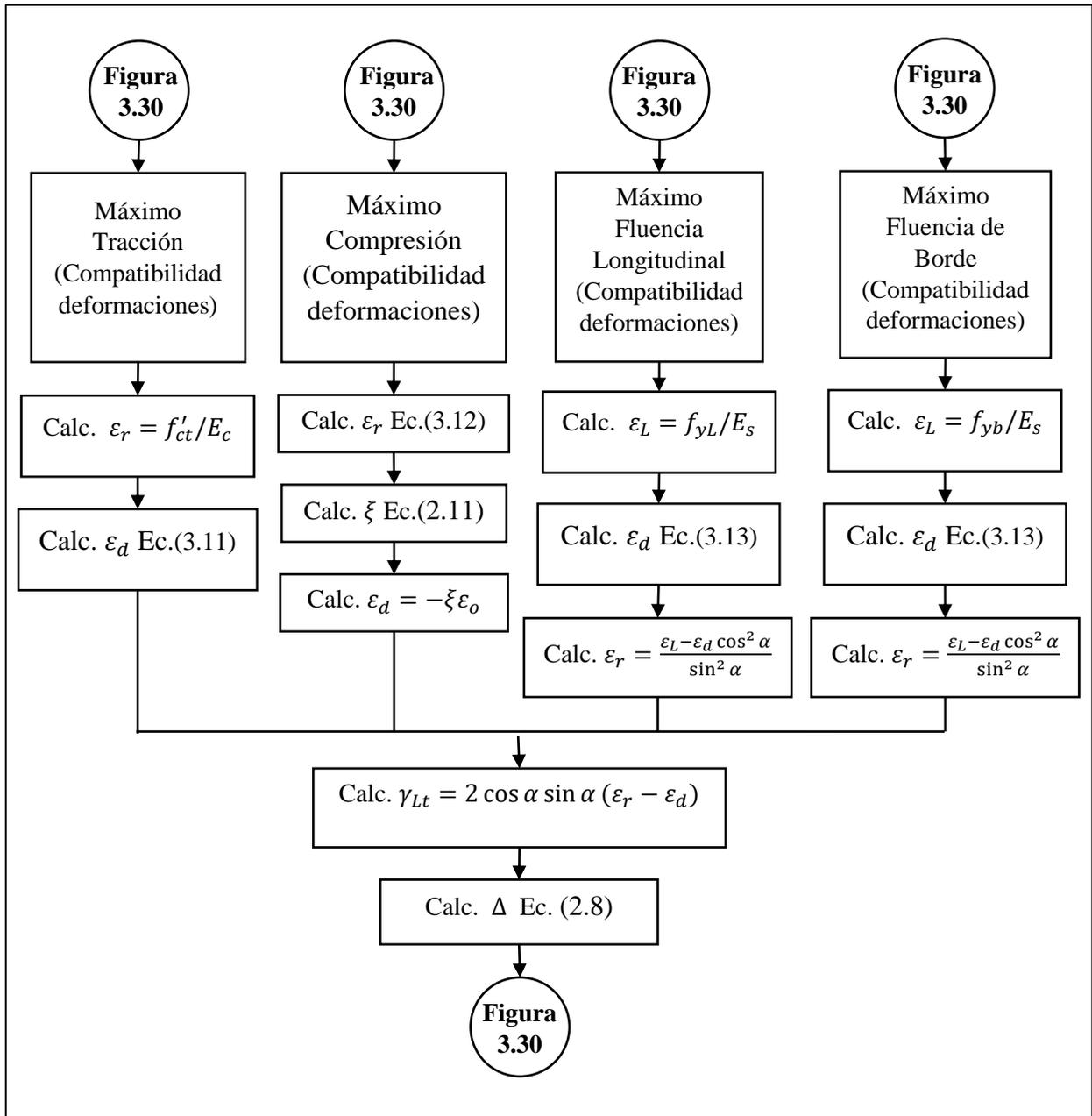


Figura 3.28. Diagrama de flujo compatibilidad de deformaciones de los cuatro máximos de capacidad.

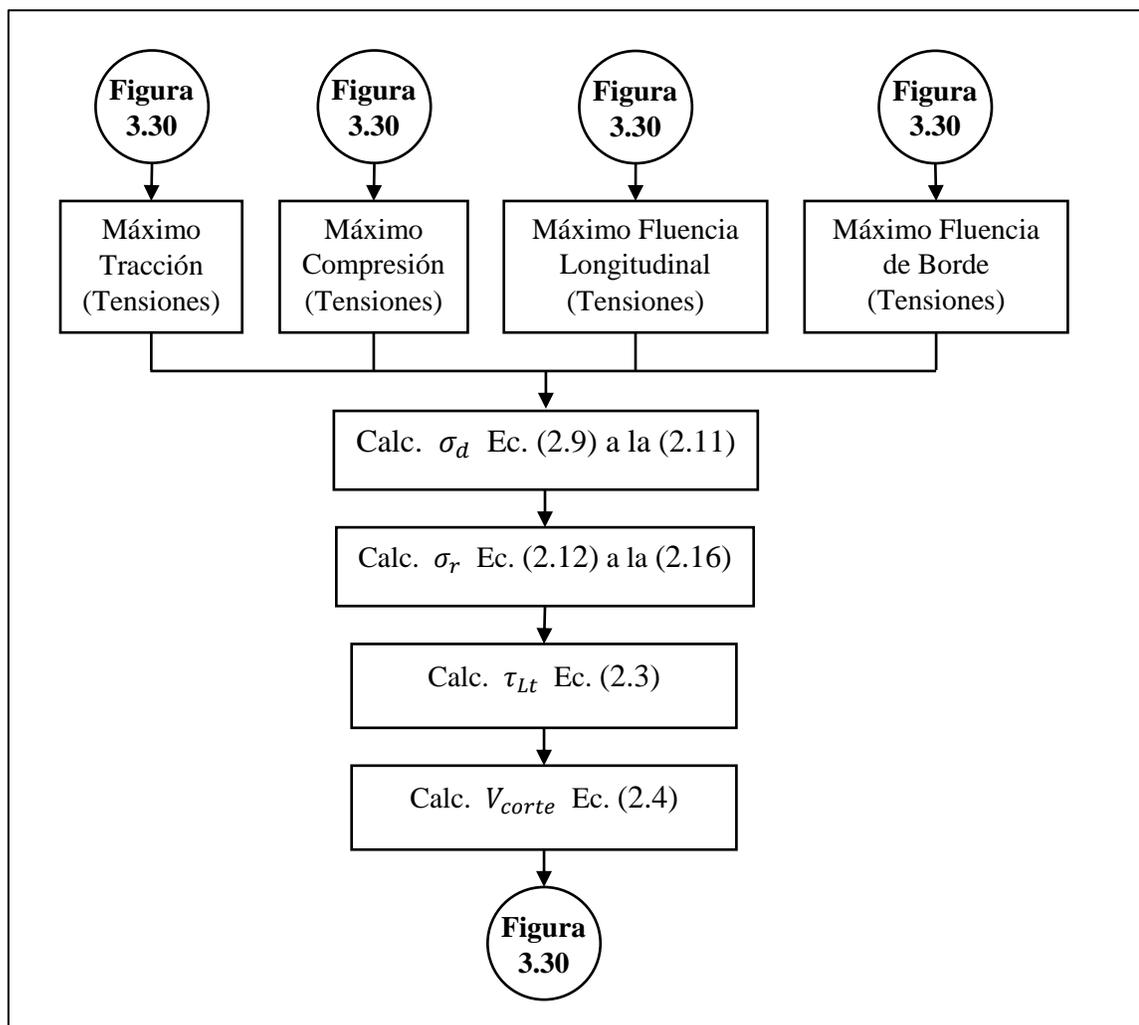


Figura 3.29. Diagrama de flujo compatibilidad de tensiones de los cuatro máximos de capacidad.

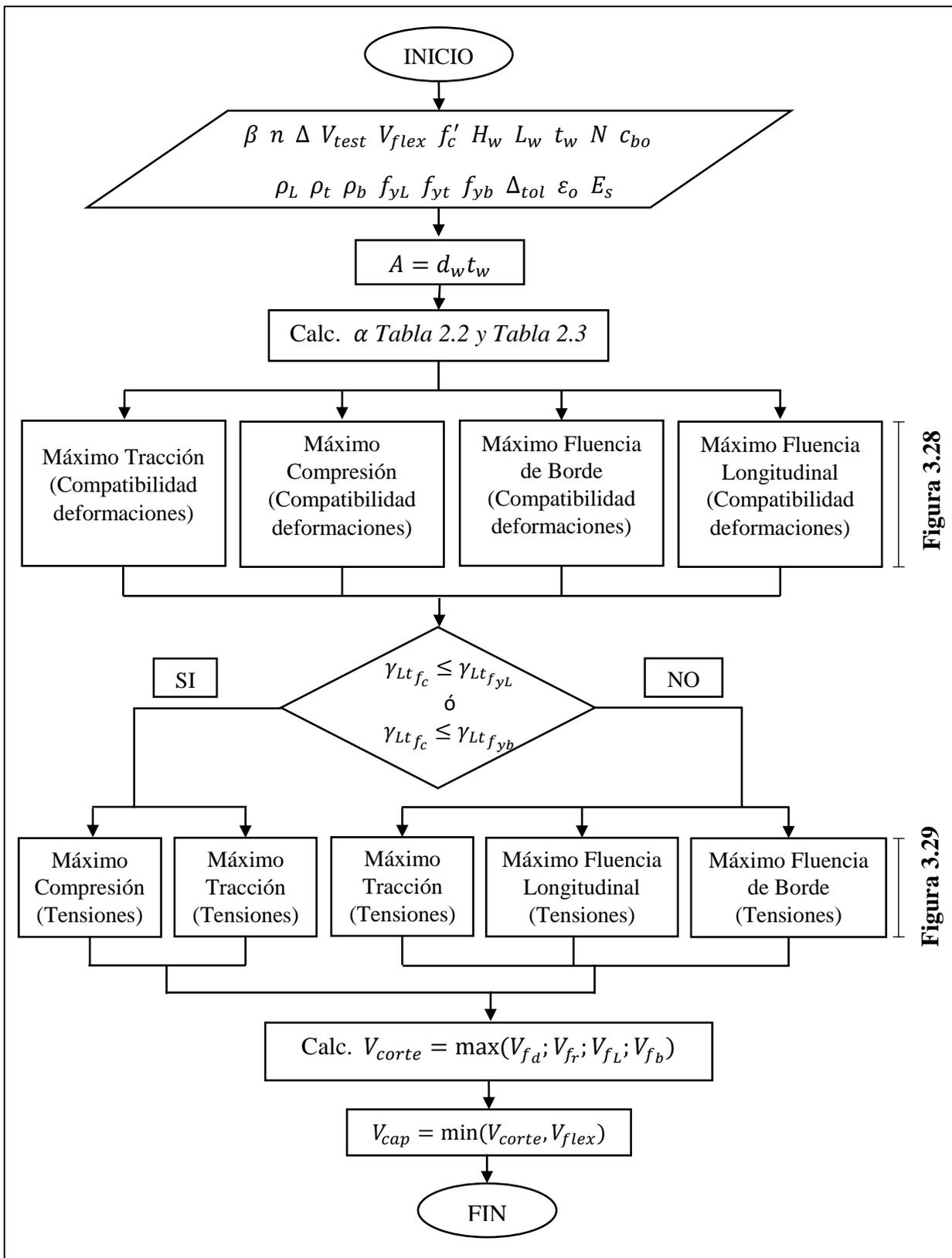


Figura 3.28

Figura 3.29

Figura 3.30. Diagrama de Flujo del modelo cerrado de ángulo fijo.

3.11 Análisis predictibilidad del modelo cerrado

En la presente sección se analiza el desempeño del modelo cerrado. Se compara la capacidad que el modelo cerrado predice con respecto al modelo iterativo y la capacidad experimental. Además, se analiza cada uno de los cuatro máximos de capacidad por separado, con el objetivo de exponer posibles problemas de predictibilidad de uno de ellos.

Se inicia el análisis con la relación entre el modelo cerrado e iterativa para cada uno de los máximos por separado. Esto se muestra en la *Figura 3.31* donde, para cada máximo, se evalúan aquellos ensayos de la base de datos que no son filtrados por las condiciones presentadas como las *Ecuaciones (3.9)* y *(3.10)*. Como se observa, todos los máximos presentan un comportamiento similar, con coeficientes de variación y promedios muy parecidos el uno con el otro. El máximo con menor dispersión y promedio más cercano a 1 es el de compresión, lo que indica que es el que mejor se correlaciona con los valores que el modelo iterativo entrega. En cambio, el máximo que peor se correlaciona es el de fluencia de borde, aunque su COV y promedio no se escapa demasiado del resto.

Luego, se compara el desempeño del modelo cerrado e iterativo en cuanto a la capacidad al corte que ambos predicen. Esto se muestra en la *Figura 3.32*, donde se expone las predicciones hechas por los modelos a los 635 ensayos de la base de datos. Como se ve, si bien el COV y el promedio suben en relación a los valores observados en la *Figura 3.31*, ambos se mantienen en un rango aceptable. Dicho aumento se debe a la condición impuesta y representada por las *Ecuaciones (3.9)* y *(3.10)*, la cual, en algunos casos, no logra filtrar correctamente los máximos, lo que modifica la capacidad obtenida con respecto al modelo iterativo.

Capacidad Modelo Cerrado vs Iterativo (Máximos)

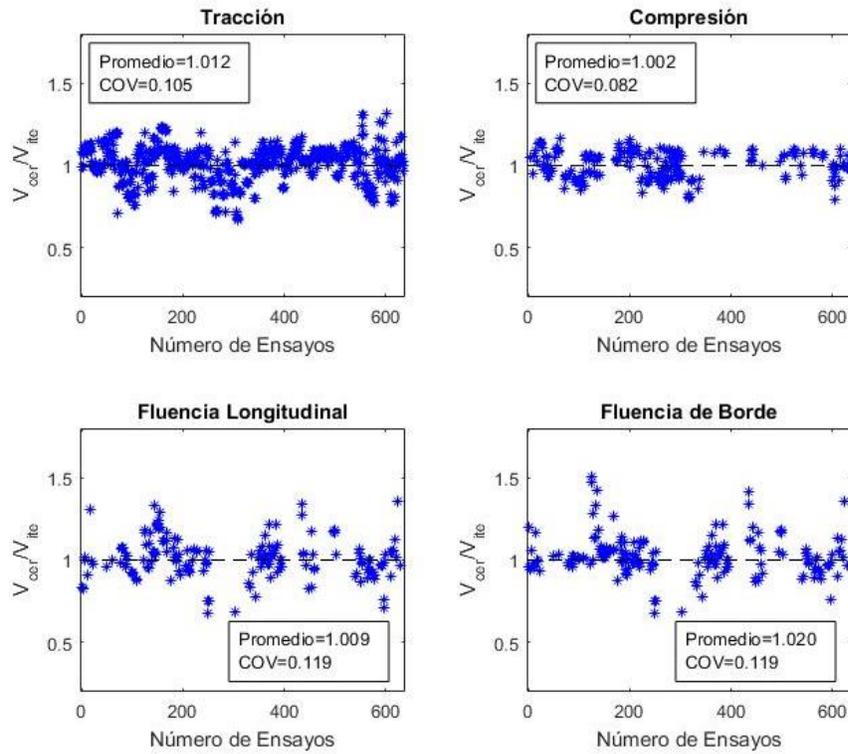


Figura 3.31. Razón $V_{cerrado}/V_{iterativo}$ para cada uno de los máximos de capacidad. Modelo cerrado.

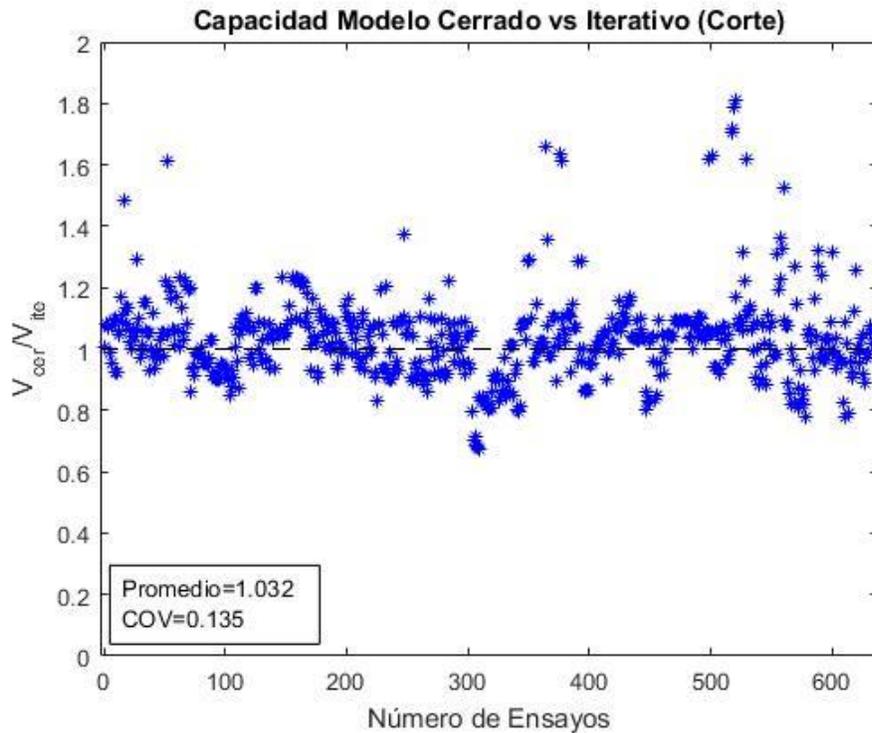


Figura 3.32. Razón $V_{cerrado}/V_{iterativo}$ para estimación del corte. Modelo cerrado.

Luego, se deben comparar las capacidades predichas por el modelo cerrado con las capacidades experimentales. Primero, se hace un estudio de cada máximo por separado, lo que se resume en la *Figura 3.33*. En dicha Figura se observa que los ensayos cuya capacidad se caracteriza por el máximo a compresión son los que mejor predicción poseen. En cambio, el que peores resultados entrega es el de máximo de fluencia longitudinal, debido a que existen ensayos que se escapan de la capacidad experimental, elevándola a valores de incluso el doble. Dicho resultado va relacionado con la formulación del modelo de ángulo fijo, por lo que sería recomendable mejorar la forma en la que dicho modelo incorpora la armadura longitudinal.

Además, se compara estadísticamente la capacidad predicha al corte y flexión por el modelo cerrado de ángulo fijo, junto con el modelo de flexo – compresión y flexión, con las capacidades experimentales de los ensayos de la base de datos. En este caso, los ensayos son divididos según el modo de falla predicho por los modelos (corte o flexión). Así, se obtiene la *Figura 3.34*, donde se observa que los ensayos a los que se les predice una falla de flexión presentan mayor COV que los de corte, lo que se traduce en mayor dispersión para los primeros con respecto a los últimos. Además, un resultado interesante es que, mientras los ensayos a los que se les predice una falla por corte se les tiende a subestimar la capacidad (promedio menor a 1), los ensayos que fallan por flexión tienden a ser sobrestimados (promedio mayor a 1).

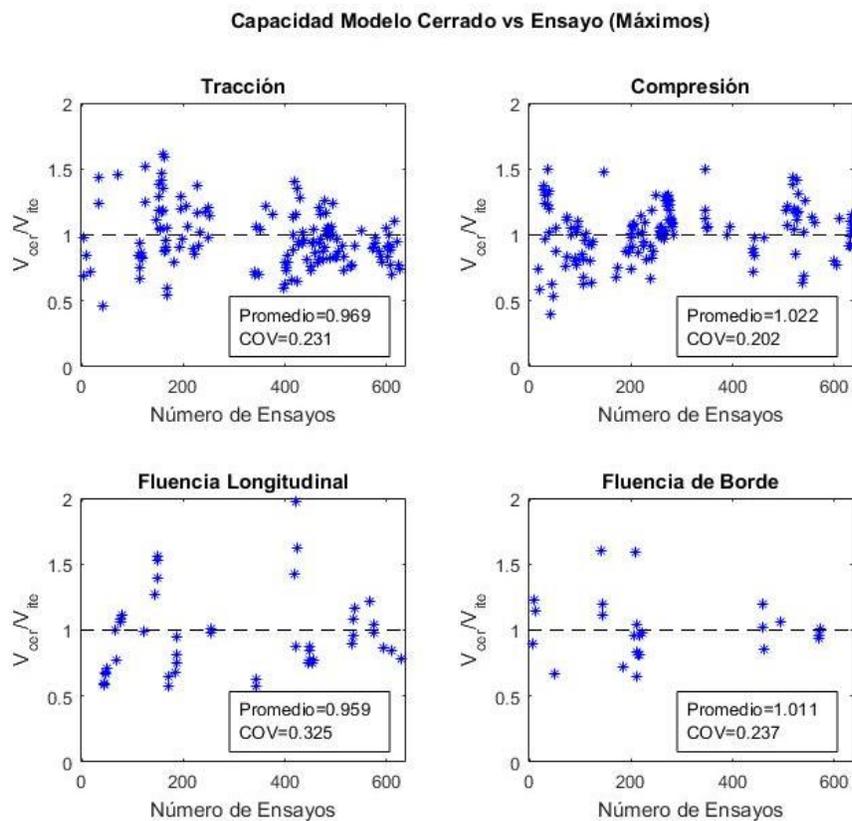


Figura 3.33. Razón $V_{cerrado}/V_{test}$ para cada uno de los máximos de capacidad. Modelo cerrado.

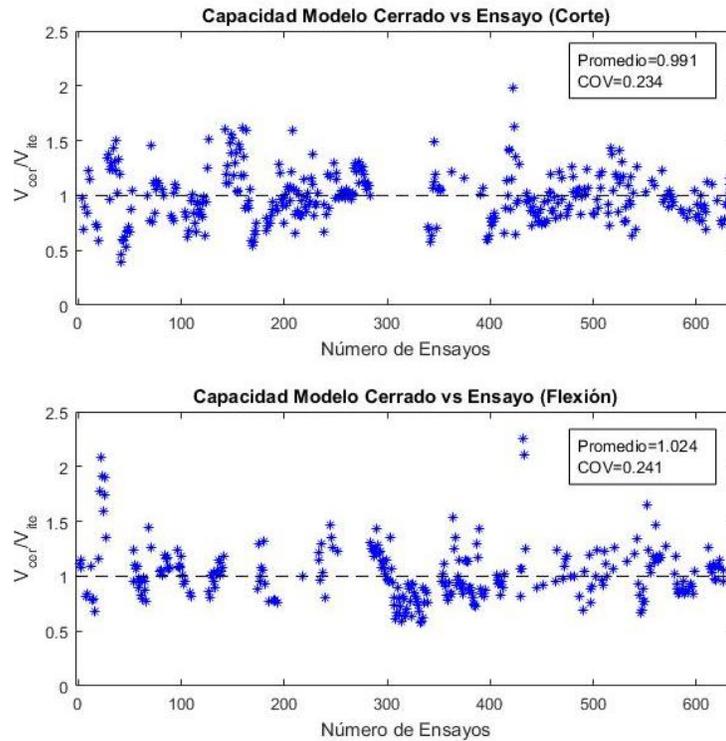


Figura 3.34. Razón $V_{cerrado}/V_{test}$ para estimación del corte y flexión del modelo cerrado.

Por último, se compara las capacidades predichas por el modelo de ángulo fijo cerrado e iterativo, ambos incorporando el modelo de flexión y flexo – compresión. Para esto, se muestra la *Figura 3.35*, donde se tiene la razón V_{modelo}/V_{test} de los ensayos pertenecientes a la base de datos. Como se puede ver, el COV del modelo cerrado sube en 0.009 en comparación con el modelo iterativo, mientras que el promedio sube y se acerca a 1. Con esto último se verifica que ambos modelos, cerrado e iterativo, se encuentran cercanamente relacionados y logran efectivamente predecir la capacidad de los ensayos de la base de datos.

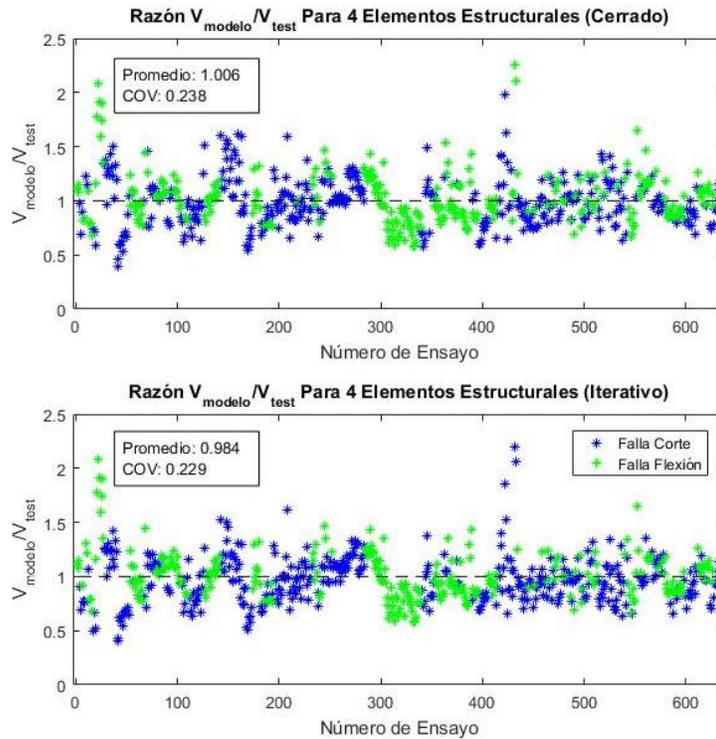


Figura 3.35. Razón $V_{\text{modelo}}/V_{\text{test}}$ para estimación del corte y flexión. Modelos cerrado e iterativo.

3.12 Tendencias generales

En la presente sección se analizan las tendencias generales del modelo cerrado de ángulo fijo desarrollado en el presente trabajo. Entre los parámetros característicos de la determinación de la capacidad al corte de muros cortos, vigas altas, ménsulas y uniones viga – columna de hormigón armado se encuentra la relación de aspecto H_w/L_w , el nivel de carga axial $N/(f'_c A_g)$, las cuantías de acero longitudinal $\rho_L f_{yL}$, transversal $\rho_t f_{yt}$ y de borde $\rho_b f_{yb}$, la capacidad nominal a compresión del hormigón f'_c y el ángulo de inclinación del puntal a compresión α . Además, se analiza cuán capaz es el modelo de incorporar el efecto de tamaño de los elementos estructurales, representado mediante la altura H_w . Cada una de estas variables debe ser interpretada mediante las analogías realizadas para cada sistema estructural con respecto a los muros cortos, presentes en el Capítulo de Revisión Bibliográfica.

A través de este análisis de tendencias se pretende evaluar que tan dependiente es el modelo cerrado ante variaciones de un parámetro. Mientras menor sean las variaciones mejor es el modelo en incorporar dicha variable de estudio en su análisis.

Para hacer el estudio de esta sección, se grafica la razón de capacidad predicha por el modelo sobre la capacidad experimental en función de cada parámetro mencionado en el primer párrafo.

3.12.1 Sensibilidad a la relación de aspecto (H_w/L_w)

Tanto el modelo iterativo de ángulo fijo como el modelo cerrado de este trabajo presentan una dependencia con respecto a la relación de aspecto, como se observa en la *Figura 3.36*. Dicha variación baja de 27% a 23% con el modelo cerrado, lo que mejora el comportamiento del modelo en relación a este parámetro. Ambos modelos subestiman la capacidad de los elementos estructurales a bajas relaciones de aspecto y la sobrestiman para altas relaciones.

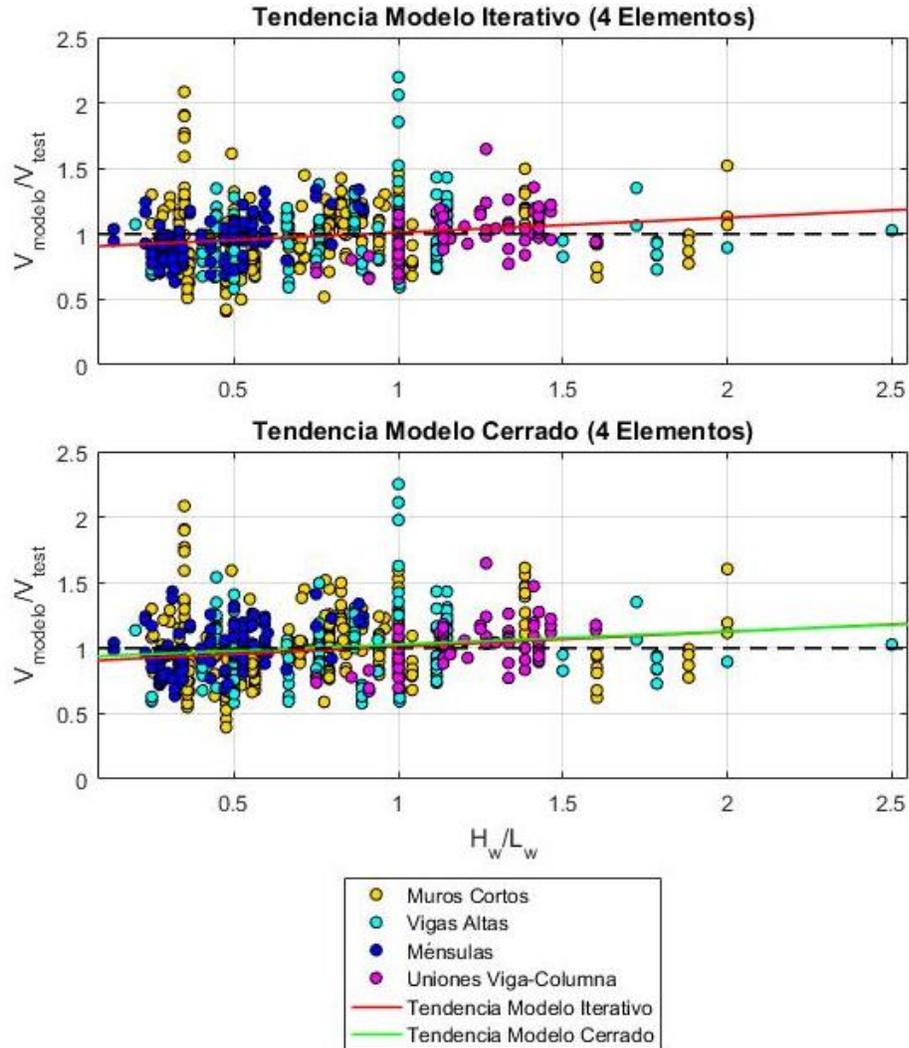


Figura 3.36. Análisis de sensibilidad para relación de aspecto.

3.12.2 Sensibilidad al nivel de carga axial ($N/f'_c A_g$)

La *Figura 3.37* muestra la dependencia del modelo iterativo y del cerrado de ángulo fijo con respecto al nivel de carga axial. Solo el 18% de los ensayos de la base de datos presenta un nivel de carga axial $N/(f'_c A_g)$ mayor a 0.01, lo que limita el número de observaciones para el análisis de la presente tendencia. La mayor parte de los ensayos con carga axial relevante forman parte de la base de datos de uniones viga – columna, con un 12% del total. El 6% restante es aportado por los ensayos de muros cortos.

Como se ve en la *Figura 3.37*, existe dependencia tanto del modelo iterativo como del cerrado en cuanto al nivel de carga axial. Para ambos, a medida que aumenta la carga axial en los elementos estructurales, el modelo tiende a subestimar la capacidad de los ensayos. La variación en el rango de la variable analizada es de un 16% para el modelo iterativo y de un 15% para el modelo cerrado, por lo que el desempeño es virtualmente igual.

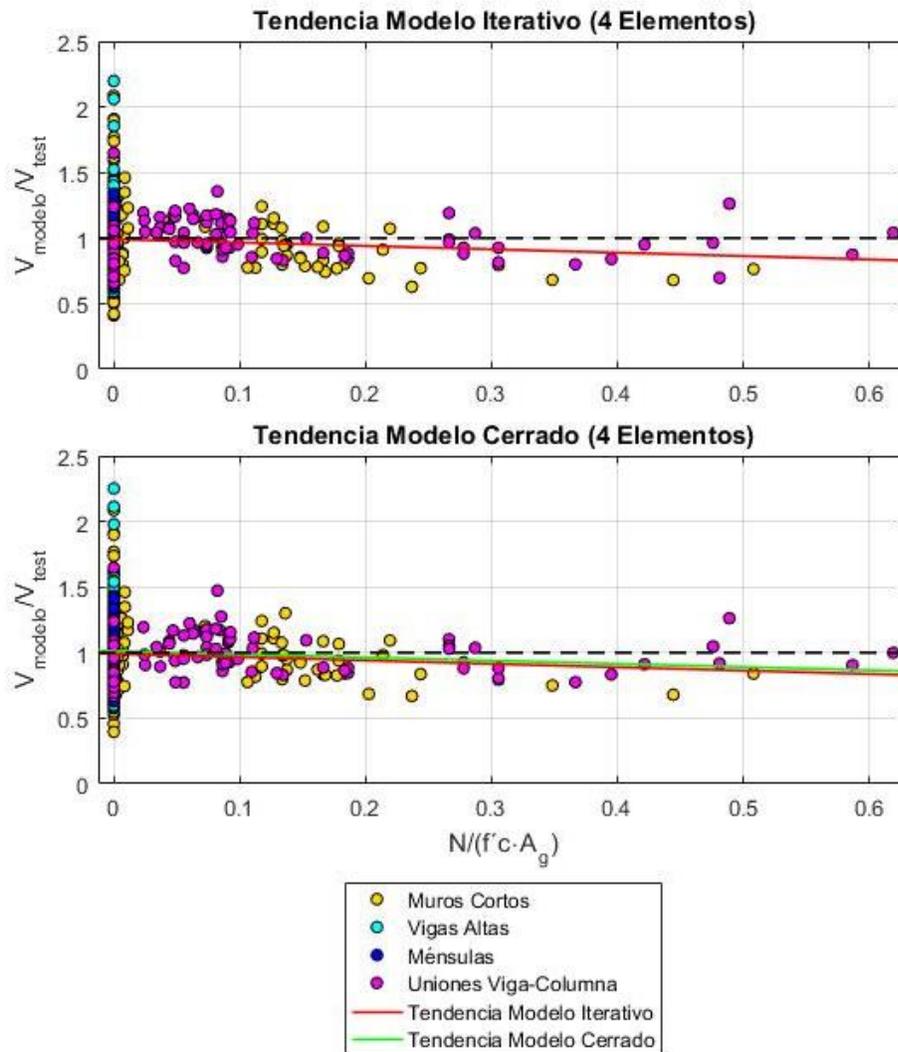


Figura 3.37. Análisis de sensibilidad del nivel de carga axial.

3.12.3 Sensibilidad a la cuantía longitudinal de acero ($\rho_L f_{yL}$)

Como se ve en la *Figura 3.38*, el modelo iterativo de ángulo fijo presenta una leve dependencia con respecto a la cuantía longitudinal del acero. Su variación a lo largo del rango del parámetro en la base de datos alcanza un 10%. En cambio, la dependencia del modelo cerrado de ángulo fijo es menor, con un 4% de variación en el mismo rango de análisis.

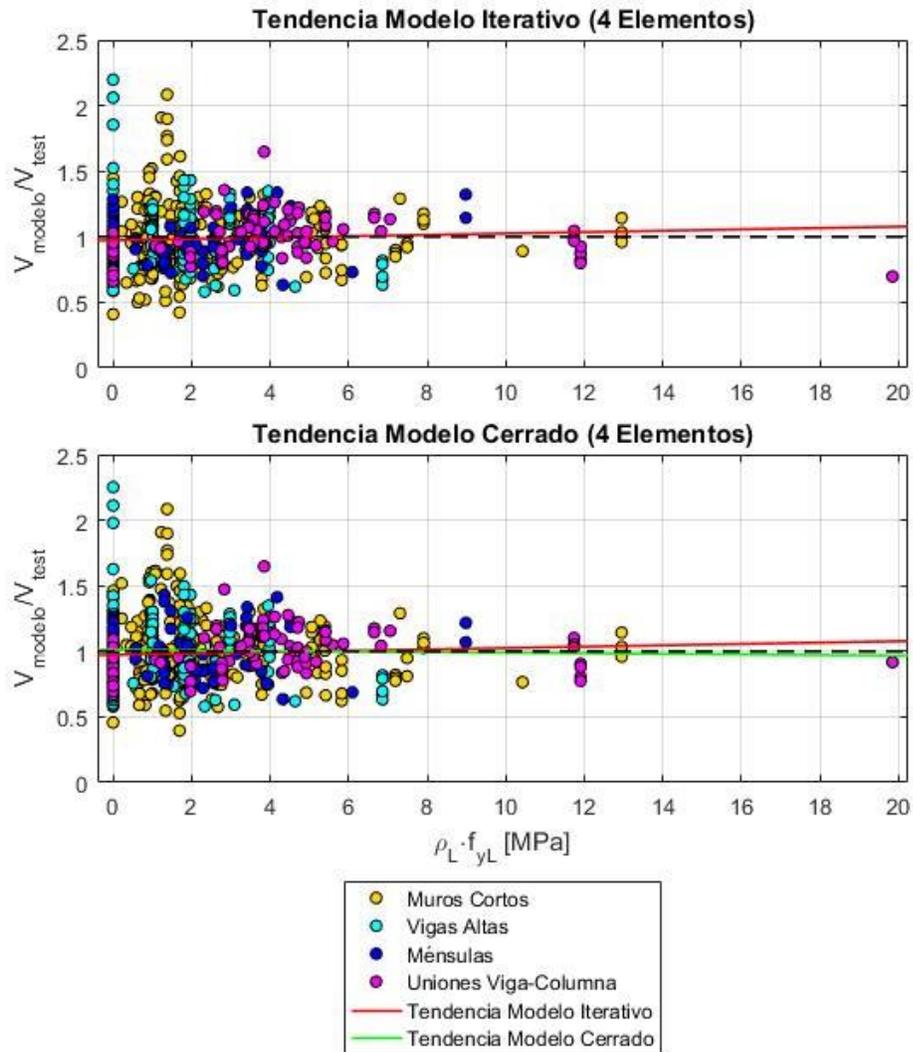


Figura 3.38. Análisis de sensibilidad a la cuantía longitudinal de acero.

3.12.4 Sensibilidad a la cuantía transversal de acero ($\rho_t f_{yt}$)

Como se observa en la *Figura 3.39* ambos modelos, tanto iterativo como cerrado, presentan una baja dependencia a la cuantía de acero transversal. La variación es de un 6% para el modelo iterativo y un 10% para el cerrado, cambiando la tendencia de sobrestimar a subestimar la capacidad del elemento estructural para altas cuantías.

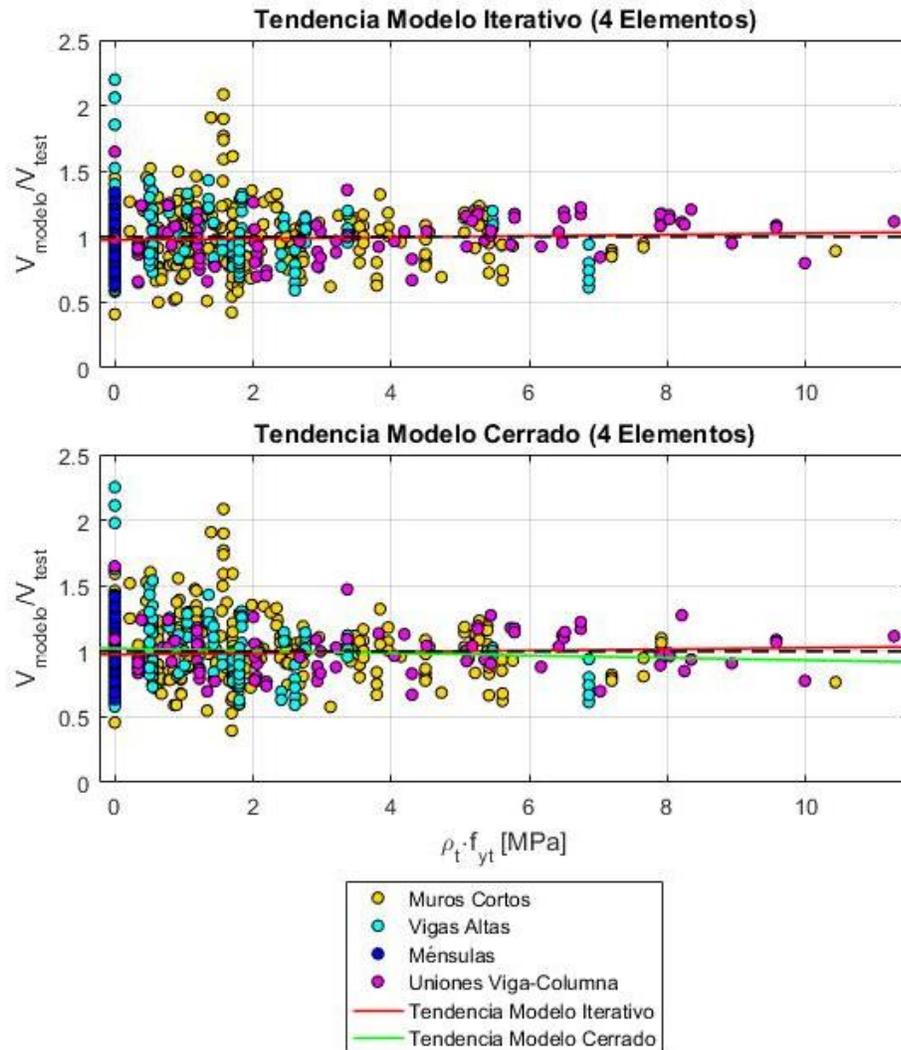


Figura 3.39. Análisis de sensibilidad a la cuantía transversal de acero.

3.12.5 Sensibilidad a la cuantía de acero de borde ($\rho_b f_{yb}$)

Ambos modelos, como se ve en la *Figura 3.40*, presentan una muy baja dependencia a la cuantía de armadura de borde. La tendencia de subestimar la capacidad del elemento estructural en un 1% aumenta a un 4% en el rango de análisis del parámetro. En el modelo cerrado además se sobrestima la capacidad en un 1% para bajas cuantías de acero de borde.

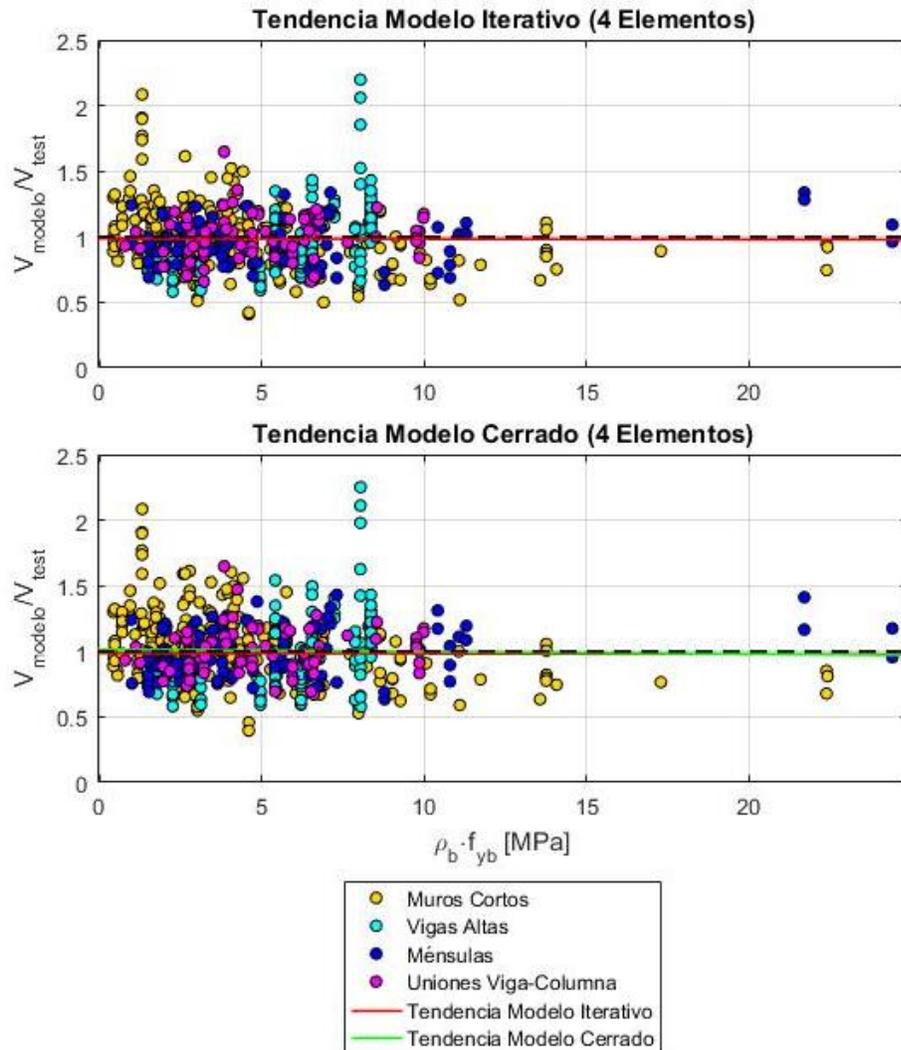


Figura 3.40. Análisis de sensibilidad a la cuantía de acero de borde.

3.12.6 Sensibilidad a la capacidad del hormigón f'_c

Como se ve en la *Figura 3.41*, ambos modelos presentan una leve dependencia al parámetro en análisis. El modelo iterativo de ángulo fijo tiende a subestimar la capacidad del elemento estructural en un 1% para bajas capacidades del hormigón a compresión, y en un 4% para altas capacidades. El modelo cerrado tiende a sobrestimar solo en un 1% la capacidad experimental a lo largo de todo el rango del parámetro.

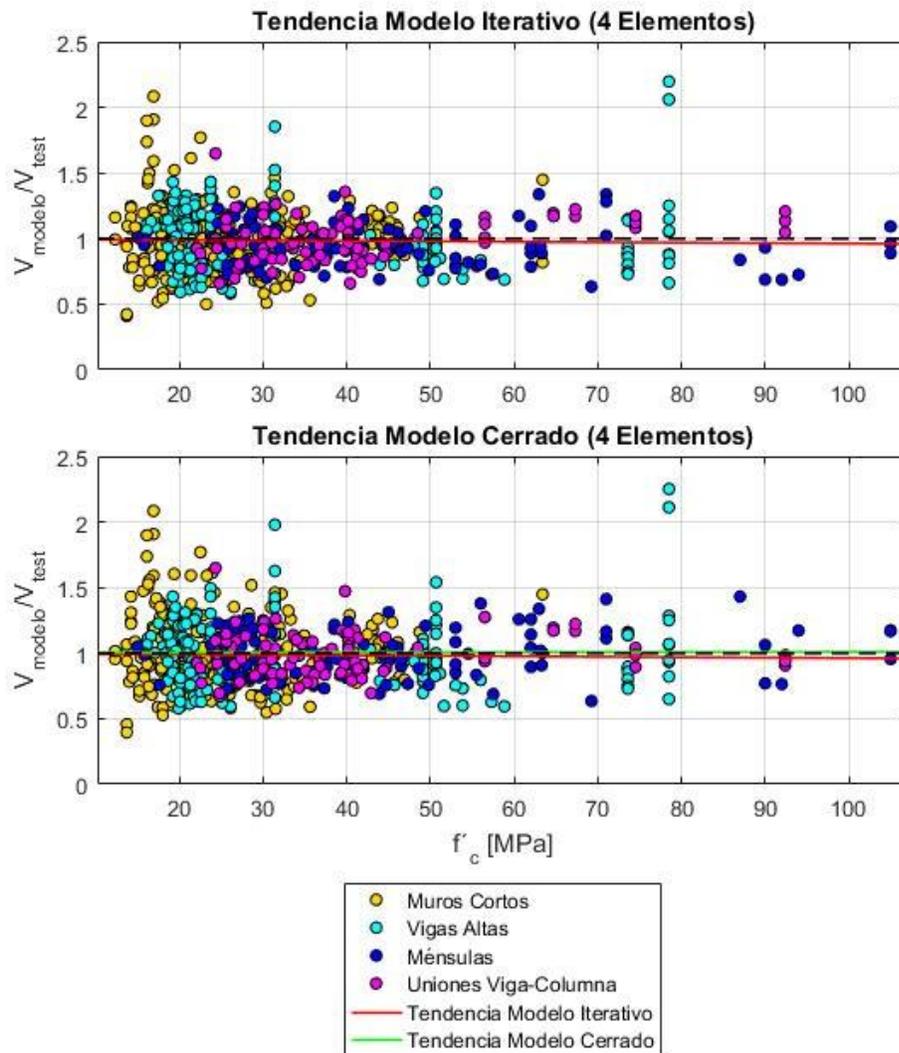


Figura 3.41. Análisis de sensibilidad a la capacidad a compresión del hormigón f'_c .

3.12.7 Sensibilidad al ángulo puntal de compresión α

La sensibilidad de los modelos iterativo y cerrado a este parámetro se observa en la *Figura 3.42*. Para ambos casos se tiene una subestimación del orden de un 1%, por lo que la dependencia es virtualmente nula para los modelos con respecto al ángulo puntal de compresión.

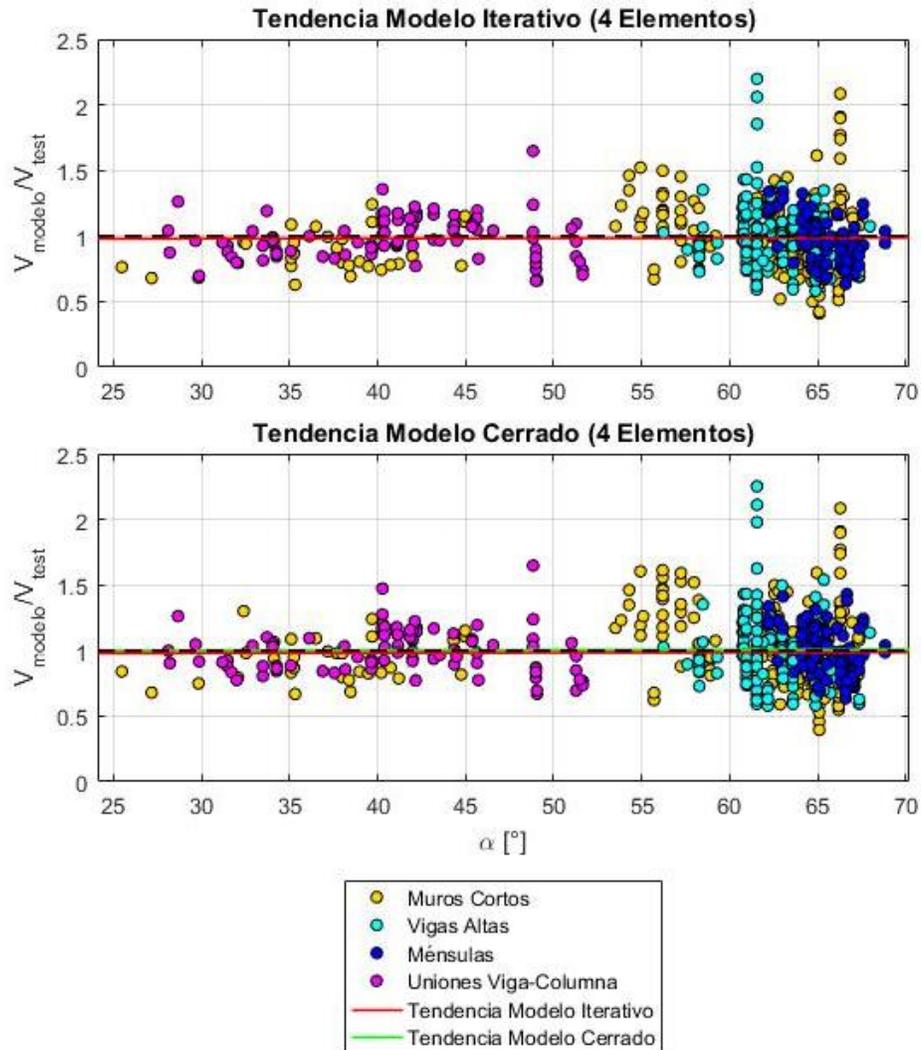


Figura 3.42. Análisis de sensibilidad al ángulo puntal de compresión α .

3.12.8 Sensibilidad asociada al efecto de tamaño del elemento estructural

Considerando la teoría clásica de estructuras elásticas o plásticas realizadas con materiales de capacidad predecible, la capacidad nominal de un elemento estructural es independiente del tamaño de esta cuando elementos de geometría similar se consideran. Cualquier desviación de dicha condición es denominada un efecto de tamaño. En elementos estructurales, dicho efecto de tamaño se relaciona con la luz de corte, que para el caso de los modelos de ángulo fijo generales presentados en este trabajo corresponden al parámetro H_w . Así, se analiza dicho efecto a través del mencionado parámetro.

Como se ve en la *Figura 3.43*, en ambos modelos existe dependencia al efecto de tamaño del elemento estructural. La variación de 8% del modelo iterativo aumenta a 15% con el modelo cerrado. Ambos modelos tienden a subestimar en un 4% la capacidad del elemento estructural a pequeñas alturas, mientras que a grandes alturas la subestimación de un 5% del modelo iterativo crece a un 12% con el modelo cerrado.

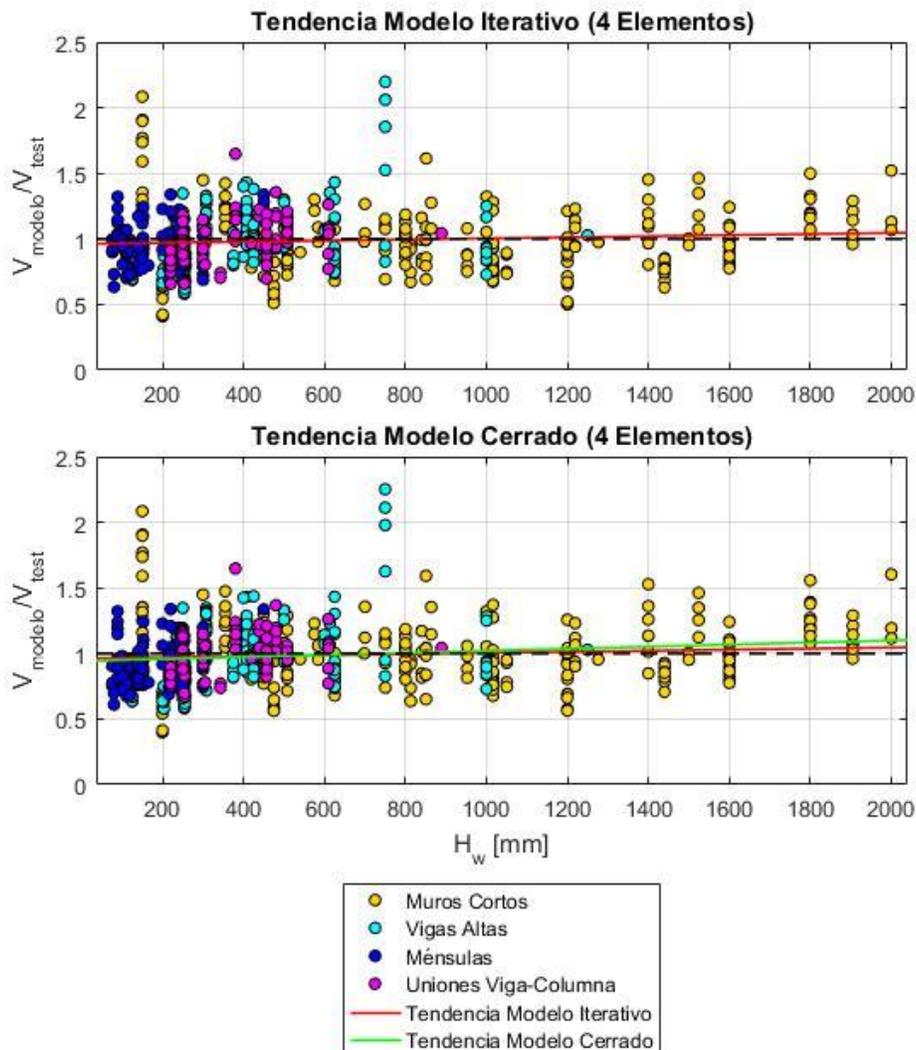


Figura 3.43. Análisis de sensibilidad asociado al efecto de tamaño del elemento estructural.

3.12.9 Resumen tendencias generales

En la *Figura 3.44* se observa el resumen de las variaciones que presentan el modelo iterativo y cerrado con respecto a cada parámetro importante. El resultado principal extraído de dicha Figura es que no existe una tendencia clara en cuanto a cuál de ambos modelos es capaz de captar de mejor manera los parámetros importantes. Se tiene que el modelo iterativo logra captar de mejor manera el parámetro de cuantía de acero transversal, cuantía de acero de borde y el efecto de tamaño del elemento estructural, mientras que el resto es captado mejor por el modelo cerrado.

Por otro lado, se tiene que, tanto para el modelo iterativo como el cerrado, las tendencias observadas para cada uno de los parámetros analizados son bajas. El parámetro de relación de aspecto es aquel que presenta mayor dependencia, con un porcentaje de variación de un 26,9% para el modelo iterativo y un 23,4% para el modelo cerrado, lo que resulta aceptable.

Así, el modelo cerrado no interviene la dependencia del modelo de ángulo fijo con respecto a sus parámetros importantes, por lo que se mantiene el rendimiento de éste luego de aplicadas las expresiones de la *Tabla 3.17*.

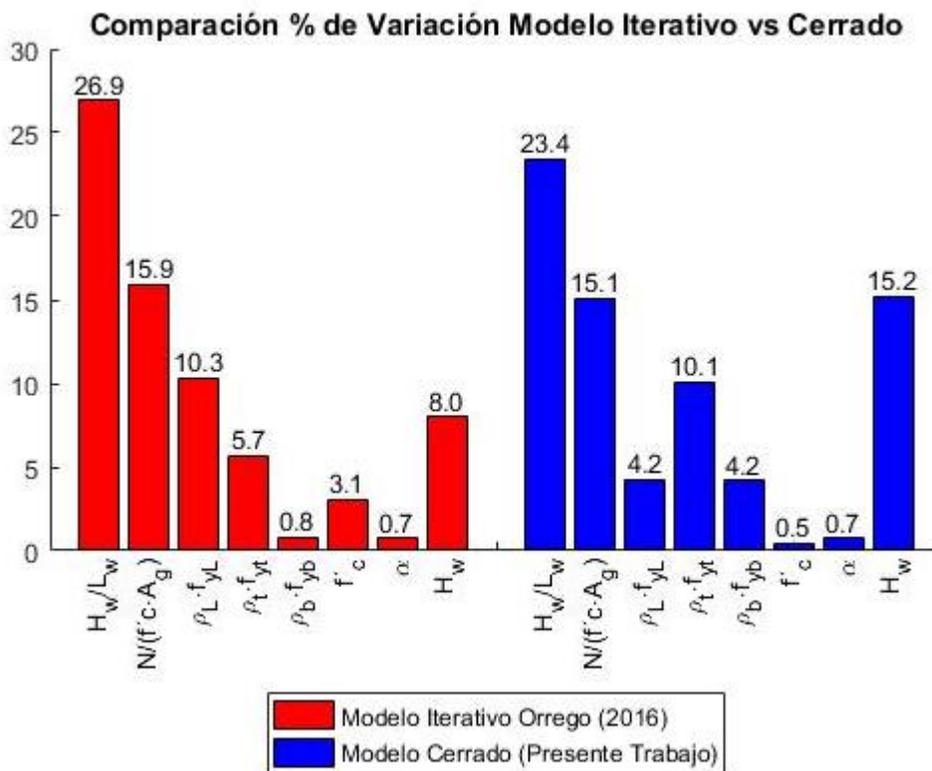


Figura 3.44. Resumen tendencias generales modelo general iterativo de ángulo fijo y modelo general cerrado desarrollado en este trabajo.

4 COMPARACIÓN MODELOS SIMPLES DE LA LITERATURA

En la presente sección se compara el modelo general de ángulo fijo desarrollado en este trabajo con modelos simples presentes en la literatura. Para esto, se calcula la capacidad de cada sistema estructural por separado con el objetivo de comparar resultados con modelos simples asociados a cada sistema en particular. Además, se incorpora al análisis el modelo iterativo general, con el fin de cotejar cambios en la predicción debido a las regresiones aplicadas.

El comportamiento del modelo cerrado, para cada sistema estructural, es comparado con el código del Instituto Americano de Hormigón (ACI) y con aquel modelo de la literatura que haya presentado el mejor comportamiento en los trabajos de Ulloa (2013), Mejías (2014), Álvarez (2015) y Orrego (2016).

4.1 Comparación modelos simples muros cortos

Los modelos iterativo y cerrado tipo panel de ángulo fijo se comparan con el Código del Instituto Americano del Hormigón (ACI 318-08 Cap. 21) y con el Código Mexicano (MCBC-04). Dichos modelos se implementan para la base de datos de 252 muros cortos recopilada por Ulloa (2013).

4.1.1 Instituto Americano de Hormigón (ACI 318-08 Cap.21)

El capítulo 21 del ACI 318-08 superpone la contribución de la resistencia al corte del hormigón y del acero de refuerzo horizontal. El aporte del hormigón depende de la relación de aspecto del muro, siendo mayor para muros con menor relación de aspecto. La contribución del acero considera que sólo el refuerzo horizontal distribuido aporta a la resistencia de corte, asumiendo que las barras de acero se encuentran en fluencia.

Así, la capacidad del muro corto queda definido por las *Ecuaciones (4.1) a la (4.3)*, donde V_{n1} [N] es la resistencia nominal al corte, f'_c [MPa] es la resistencia de compresión del hormigón, A_w [mm²] es el área bruta de la sección transversal, ρ_t es la cuantía de acero transversal, y f_y [MPa] es la tensión de fluencia del acero de refuerzo. El coeficiente α_c es función de la relación de aspecto. Dicho coeficiente toma un valor de 0.25 para $H_w/L_w < 1.5$, y 0.17 para $H_w/L_w > 2$. Una interpolación lineal se usa para valores de relación de aspecto entre 1.5 y 2.

$$V_{n1} = V_c + V_s \leq 0.83\sqrt{f'_c}A_w \quad (4.1)$$

$$V_c = \alpha_c\sqrt{f'_c}A_w \quad (4.2)$$

$$V_s = \rho_t f_y A_w \quad (4.3)$$

4.1.2 Código Mexicano (MCBC-04)

La sección 6.5 de Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto propone un set de ecuaciones semi-empíricas, basadas en la analogía puntal-tensor, para predecir la capacidad máxima de muros de hormigón armado. El modelo calcula el peak de capacidad como la suma de las fuerzas resistidas por el hormigón y la armadura transversal. La contribución del hormigón depende de la relación de aspecto y, en algunos casos, de la cuantía de armadura vertical distribuida. La resistencia del acero es sólo función de la armadura transversal.

Luego, la capacidad definida por el Código Mexicano se expresa por las *Ecuaciones (4.4) a la (4.8)*, donde V_{n2} [N] es la resistencia nominal al corte, f'_c [MPa] es la resistencia de compresión del hormigón, A_w [mm²] es el área bruta de la sección transversal, t_w [mm] es el espesor del alma del muro, d_w [mm] es la altura útil del muro, igual a $0.8L_w$ para muros rectangulares y a la distancia entre los centroides de los elementos de borde para muros de tal tipo, ρ_t y ρ_L es la cuantía de acero transversal y longitudinal, respectivamente, y f_y (MPa) es la tensión de fluencia del acero de refuerzo.

$$V_{n2} = V_c + V_s \quad (4.4)$$

$$V_c = 0.27A_w\sqrt{0.85f'_c} \quad (4.5)$$

$$V_c = 0.3t_wd_w(0.2 + 20\rho_L)\sqrt{0.85f'_c} \quad (4.6)$$

$$V_c = 0.16t_wd_w\sqrt{0.85f'_c} \quad (4.7)$$

$$V_s = \rho_t f_y A_w \quad (4.8)$$

La contribución del hormigón (V_c) es función de la relación de aspecto. La *Ecuación (4.5)* se utiliza para relaciones de aspecto menores a 1.5. Cuando la relación de aspecto es mayor que 2, se utilizan las *Ecuaciones (4.6) y (4.7)*. La *Ecuación (4.6)* se aplica cuando $\rho_L \leq 1.5\%$ y la *Ecuación (4.7)* en otro caso. Para muros con relaciones de aspecto intermedios, $1.5 < H_w/L_w < 2$, se permite hacer una interpolación lineal para determinar la contribución del hormigón.

4.2 Comparación modelos simples vigas altas

A pesar de que las vigas altas poseen muchas aplicaciones útiles en construcciones altas, fundaciones y estructuras fuera de la costa, los códigos de diseño no cubren adecuadamente la estimación de su capacidad, por lo que se debe recurrir a literatura especializada para esto.

Para conocer la capacidad máxima de las 182 vigas altas que conforman la base de datos de Mejías (2014) se utiliza el Código del Instituto Americano de Hormigón (ACI) y el Código Británico, que resulta ser el que mejor comportamiento presenta entre los 7 modelos analizados por Mejías (2014). Estos códigos consideran la contribución de parámetros como las cuantía de armadura en el alma (transversal y longitudinal), la relación de aspecto a/d y la capacidad a compresión del hormigón f'_c .

4.2.1 Código Instituto Americano del Hormigón ACI 318-89

Según el ACI, las vigas altas son aquellas cuya relación largo efectivo sobre altura efectiva es menor a 1.25 para vigas simples, y menor a 2.5 para vigas continuas. Por otro lado, las provisiones de corte aplican a ambas vigas (simples y continuas) cuando su relación de largo efectivo sobre altura efectiva es menor a 5. Además, el ACI considera que, para cargas concentradas, la sección crítica se encuentra a mitad de distancia entre el punto de carga y el soporte.

A pesar de que en la base de datos de Mejías (2014) existen vigas altas cuya relación l/d es mayor a 5, se utilizan las ecuaciones de diseño de la ACI de todas formas ya que aquellas vigas poseen una relación a/d menor a 2.5, cuyo valor es considerado habitualmente como el límite entre vigas normales y vigas altas.

Las expresiones que permiten determinar la capacidad al corte de vigas altas, según el código de la ACI, se presentan como las *Ecuaciones (4.9) a la (4.14)*. En dichas ecuaciones V_{ACI} es la capacidad al corte del elemento estructural según el código ACI, que considera la contribución del acero del alma V_s [N] y del hormigón V_c [N]. Dicha expresión, como se ve en la *Ecuación (4.9)*, incorpora un factor que aumenta la capacidad para vigas altas (*Ecuación (4.10)*), dependiente de la relación de aspecto. M_u [N · m] y V_u [N] son el momento y corte máximos en la sección crítica, f'_c [MPa] es la resistencia máxima a la compresión de un cilindro de hormigón, ρ_w es la cuantía de armadura principal en el alma, f_{yh} [MPa] es la fluencia del acero de refuerzo horizontal, A_v [mm²] y A_{vh} [mm²] son el área de las barras de refuerzo vertical y horizontal, respectivamente, s [mm] y s_2 [mm] son el espaciamiento de la armadura vertical y horizontal, respectivamente, l_n [mm] es la distancia medida entre la cara del punto de apoyo y el punto de carga, b [mm] es el espesor de la viga, y d [mm] representa la altura efectiva de la viga.

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d}\right) \left(0.156\sqrt{f'_c} + 17.2\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) bd < 0.5\sqrt{f'_c}bd \quad (4.9)$$

$$\left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d}\right) < 2.5 \quad (4.10)$$

$$V_s = \left(\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{l_n}{d}}{12}\right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{11 - \frac{l_n}{d}}{12}\right)\right) f_{yh} d \quad (4.11)$$

$$V_{ACI} = V_c + V_s \quad (4.12)$$

$$V_{ACI} < 0.66\sqrt{f'_c}bd \quad \text{Para } \frac{l_o}{d} < 2 \quad (4.13)$$

$$V_{ACI} < 0.056 \left(10 + \frac{l_o}{d}\right) \sqrt{f'_c}bd \quad \text{Para } 2 \leq \frac{l_o}{d} < 5 \quad (4.14)$$

4.2.2 Código británico (British standard BS 8110-1997)

El corte estimado por el Código Británico está dado por las *Ecuaciones* (4.15) a la (4.18). Dichas expresiones están basadas en resultados empíricos, donde los diferentes parámetros que forman parte del modelo fueron calibrados.

En las *Ecuaciones* (4.15) a la (4.18), V_{BS} [N] es la capacidad al corte de la viga según el Código Británico, el cual considera el aporte del hormigón V_c [N] y del acero V_s [N]. f'_c [MPa] es la resistencia máxima a compresión de un cilindro de hormigón, ρ_w es la cuantía de la armadura principal en el alma, A_{vh} [mm²] es el área de las barras de refuerzo horizontal, f_{yh} [MPa] es la fluencia del refuerzo horizontal, s_h [mm] es la separación de la armadura horizontal, a [mm] es distancia entre el punto de aplicación de la carga y el soporte de la viga, b [mm] es el espesor de la viga, y d [mm] es la altura efectiva de la viga.

$$V_c = 0.79(100\rho_w)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{400}{d}\right)^{\frac{1}{4}} \left(\frac{f'_c}{20}\right)^{1/3} bd \quad \text{Para } \frac{a}{d} \geq 2 \quad (4.15)$$

$$V_c = 0.79 \left(\frac{2d}{a}\right) (100\rho_w)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{400}{d}\right)^{\frac{1}{4}} \left(\frac{f'_c}{20}\right)^{1/3} bd \quad \text{Para } 2 \geq \frac{a}{d} \quad (4.16)$$

$$V_s = \frac{0.87A_{vh}f_{yh}d}{s_h} \quad (4.17)$$

$$V_{BS} = V_c + V_s \quad (4.18)$$

4.3 Comparación modelo simple de ménsulas

Se compara la capacidad obtenida por los modelos iterativo y cerrado del presente trabajo con el Código del Instituto Americano del Hormigón (ACI) y el método de Russo et al. (2006), que muestra el mejor comportamiento entre los 4 modelos implementados por Álvarez (2015). Mientras el modelo ocupado por la ACI está basado en el cortante por fricción, el método de Russo et al. (2006) se basa en ecuaciones semi-empíricas.

La comparación se hace en relación a los 109 ensayos de ménsulas que forman parte de la base de datos de Álvarez (2015).

4.3.1 Instituto Americano del Hormigón (ACI 318-08 Cap. 11.8)

La sección 11.8 de la ACI presenta un apartado especial para la estimación de la capacidad al corte de ménsulas de hormigón armado con razón de luz de cortante sobre altura menor a la 1. Dicha estimación se calcula como el mínimo entre el valor predicho por el modelo de flexión simple y la resistencia al corte obtenido mediante la teoría de cortante por fricción. La mencionada teoría supone que tanto el acero principal como secundario que atraviesan el plano de falla se encuentran fluyendo, y que falla ocurre en un plano normal al refuerzo, en la cara interna de la ménsula. La razón de luz de corte sobre altura no es incluida explícitamente en el cálculo de resistencia al corte.

Así, la fuerza al corte máxima que resiste la ménsula se expresa como presenta la *Ecuación (4.19)*. En dicha expresión, V_u [N] es la capacidad al corte por fricción, μ es el coeficiente de fricción, igual a 1.4 para construcciones monolíticas de concreto de peso normal, ρ_f es la cuantía de refuerzo principal a tracción, ρ_h es la cuantía de refuerzo secundario en el alma, f'_c [MPa] es la tensión máxima a compresión en un cilindro estándar de hormigón, f_{yf} [MPa] y f_{yh} [MPa] son las tensiones de fluencia del acero principal a tracción y secundario en el alma, respectivamente, b [mm] es el ancho de la ménsula, y d [mm] es la altura efectiva del elemento estructural.

$$V_u = \mu(\rho_f f_{yf} + \rho_h f_{yh})bd \leq \min\{0.2f'_c; 11; 3.3 + 0.08f'_c\}bd \quad (4.19)$$

En la *Figura 4.1* se presenta, en forma esquemática, el refuerzo de cortante por fricción a una inclinación α de la fisura de falla.

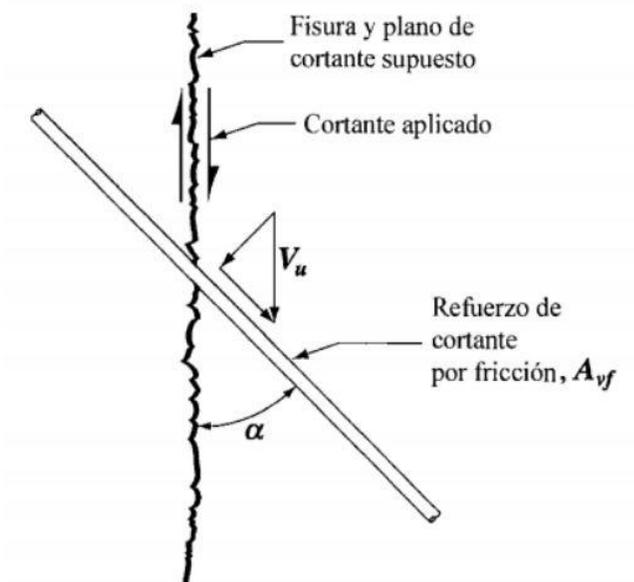


Figura 4.1. Refuerzo de cortante por fricción a un ángulo de fisura hipotético. ACI 318-08.

4.3.2 Método de Russo et al. (2006)

El método de Russo et al. (2006) obtiene la capacidad al corte de ménsulas de hormigón armado mediante la superposición de dos efectos. El primero es el aporte de un mecanismo puntal tensor, en el que interactúa el concreto agrietado del puntal a compresión y el refuerzo principal a tracción. El segundo considera el aporte de los estribos horizontales como refuerzos secundarios del alma.

La expresión utilizada por el método de Russo et al. (2006) se muestra como la *Ecuación (4.20)*. En ésta, τ_u [MPa] representa la tensión de corte última, c_1 es una constante a determinar ($c_1 < 1$), $\tau_{c,lim}$ [MPa] es la tensión de corte límite del hormigón, y τ_h [MPa] es la tensión de corte que aportan los estribos horizontales. La primera contribución a la capacidad es expresada por promedios de una expresión limitante de la capacidad al corte, mientras que el segundo aporte se obtiene a través de un mecanismo puntal tensor, en presencia de estribos horizontales.

$$\tau_u = c_1 \tau_{c,lim} + \tau_h \quad (4.20)$$

Luego, la expresión que limita el aporte del concreto queda expresada como la *Ecuación (4.21)*, donde $k\chi$ [mm] es la profundidad de la zona de compresión, f'_c [MPa] es la tensión máxima a compresión en un cilindro estándar de hormigón, y θ es el ángulo del puntal compresión respecto a la dirección transversal. La función de interpolación “ χ ” permite resumir el proceso de asociación entre la resistencia del concreto y la tensión de compresión máxima del puntal a compresión. Así, dicho proceso de asociación (*Ecuación (4.22)*) queda expresado por χ como muestra la *Ecuación (4.23)*.

$$\tau_{c,lim} = k\chi f'_c \cos \theta \quad (4.21)$$

$$\sigma_{d,lim} = \begin{cases} -\frac{0.9f'_c}{\sqrt{1 + 400 \frac{f_{ct}}{E_c}}} & \text{Para } f'_c < 42[\text{MPa}] \\ -\frac{5.8\sqrt{f'_c}}{\sqrt{1 + 400 \frac{f_{ct}}{E_c}}} & \text{Para } f'_c \geq 42[\text{MPa}] \end{cases} \quad (4.22)$$

$$\sigma_{d,lim} = -\chi f'_c = -\left\{0.74 \left(\frac{f'_c}{105}\right)^3 - 1.28 \left(\frac{f'_c}{105}\right)^2 + 0.22 \left(\frac{f'_c}{105}\right) + 0.87\right\} f'_c \quad (4.23)$$

Por otro lado, el aporte a la resistencia al corte entregada por los estribos horizontales se expresa como la *Ecuación (4.24)*, donde c_o corresponde a un factor de ajuste de los datos experimentales usados por Russo et al. (2006), ρ_h es la cuantía de acero secundario en el alma, a [mm] es la longitud de corte de la ménsula, y f_{yh} [MPa] es la tensión de fluencia del refuerzo secundario.

$$\tau_h = c_o \cdot 0.5\rho_h f_{yh} \cot \theta \quad (4.24)$$

Así, mediante las *Ecuaciones (4.20)*, *(4.21)*, *(4.23)* y *(4.24)* se obtiene la expresión paramétrica final que plantea Russo et al. (2006), que se expone como la *Ecuación (4.25)*. Para completar el modelo es necesario definir las *Ecuaciones (4.26)* a la *(4.28)*, donde n es la relación modular, E_s [MPa] es el módulo elástico del acero, E_c [MPa] es el módulo tangente del hormigón, f'_c [MPa] representa la tensión máxima a compresión en un cilindro estándar de hormigón, ρ_f es la cuantía de acero principal, ρ_h es la cuantía de acero secundario en el alma, a [mm] es la longitud de corte de la ménsula, b [mm] es el ancho de la ménsula, d [mm] es la altura efectiva de la ménsula, kd [mm] es la profundidad de la zona de compresión, θ es el ángulo del puntal de compresión respecto a la dirección transversal, f_{yh} [MPa] es la tensión de fluencia del refuerzo secundario, y χ es una función de interpolación adimensional.

$$V_u = c_1(k\chi f'_c \cos \theta + c_2\rho_h f_{yh} \cot \theta)bd \quad (4.25)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{4700\sqrt{f'_c}} \quad (4.26)$$

$$\theta = 2 \operatorname{atan} \left(\frac{\left(-1 + \sqrt{\left(\frac{a}{d}\right)^2 + \left(1 - \frac{k^2}{4}\right)} \right)}{\frac{a}{d} - \frac{k}{2}} \right) \quad (4.27)$$

$$k = \sqrt{(n\rho_f)^2 + 2n\rho_f} - n\rho_f \quad (4.28)$$

El coeficiente c_1 de la *Ecuación (4.25)* es obtenido como el parámetro que mejor ajusta la capacidad predicha por el modelo con la resistencia experimental, con respecto a la base de datos de Russo et al. (2006), mientras que el coeficiente c_2 es calculado como el coeficiente que minimiza el COV para tal base de datos. Los valores de las constantes resultan ser $c_1 = 0.8$ y $c_2 = 0.62$. Al calibrar los parámetros de la *Ecuación (4.25)*, Russo et al. (2006) remueve de la base de datos los ensayos que posean cuantía de armadura principal inferiores a $\rho_{f,min} = 1.4/f_{yb}$, con f_{yb} la tensión de fluencia del acero principal a tracción.

4.4 Comparación modelo simple de uniones viga – columna

Se calcula la capacidad al corte de los 92 ensayos de uniones viga – columna, pertenecientes a la base de datos de Orrego (2016), mediante el Código del Instituto Americano del Hormigón (ACI 318-08) y el modelo presentado por Wang et al. (2012), que mostró el mejor comportamiento entre los tres modelos evaluados por Orrego (2016). Hecho esto, se comparan resultados con los modelos iterativo y cerrado desarrollados en este trabajo.

4.4.1 Instituto Americano del Hormigón (ACI 318-08 Cap. 21.7.4)

La resistencia al corte, según la ACI, se obtiene en función a la resistencia a compresión del hormigón. Así, la capacidad del elemento estructural se expresa como señala la *Ecuación (4.29)*, donde f'_c [MPa] es la tensión máxima a compresión en un cilindro estándar de hormigón, y A_j [mm²] representa el área efectiva de la unión como se detalla en la *Figura 4.2*.

$$V_n = \begin{cases} (a) \text{ Para nudos confinados en cuatro caras} & 1.7\sqrt{f'_c}A_j \\ (b) \text{ Para nudos confinados en tres o en dos caras opuestas} & 1.2\sqrt{f'_c}A_j \\ (c) \text{ Para otros casos} & 1.0\sqrt{f'_c}A_j \end{cases} \quad (4.29)$$

De las tres formas expuestas en la *Ecuación (4.29)* para calcular la capacidad al corte, el caso b) se utiliza para las uniones internas que poseen tres o dos vigas opuestas que convergen al nodo, y que cubren más de tres cuartas partes de la cara de la columna, el caso c) se usa si dichas vigas cubren menos que tres cuartas partes o si la unión es externa. Por último, el caso a) es usado para uniones internas que cumplen con la condición de confinamiento en las cuatro caras de la columna.

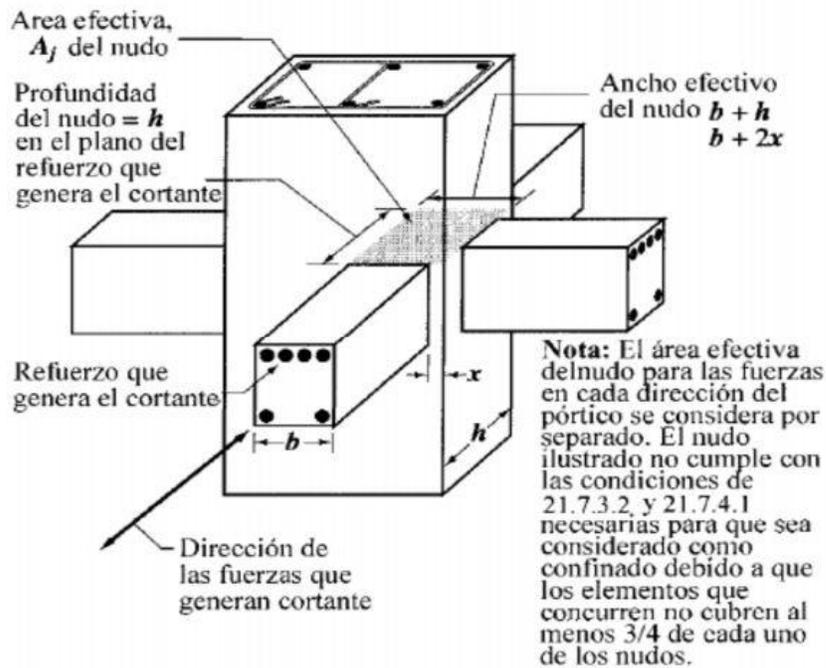


Figura 4.2. Área efectiva (ACI 318-08).

4.4.2 Expresión cerrada por Wang et al. (2012)

La expresión de Wang et al. (2012) se explica en detalle en la sección 2.6.2 del Capítulo de Revisión Bibliográfica.

4.5 Comparación estadística entre modelo cerrado propuesto y los modelos de la literatura

En la presente sección se realiza la comparación entre el modelo de ángulo fijo, iterativo y cerrado, y los modelos de la literatura presentados en las secciones anteriores. Se aplica además un modelo de flexión y flexo – compresión, con el objetivo de calcular la capacidad del elemento estructural como el mínimo entre la estimación de dicho modelo y los implementados al corte.

En la *Figura 4.3. a la Figura 4.6.* se presenta la razón V_{modelo}/V_{ensayo} estimada por cada uno de los modelos implementados, separados por sistema estructural. Se observa que el modelo iterativo y cerrado presentan resultados similares para cada sistema estructural, lo que valida que el rendimiento del modelo se mantiene luego de la aplicación de la calibración de deformaciones. Al comparar el modelo de ángulo fijo con los de la literatura se obtiene que este presenta un desempeño correcto, con una menor dispersión y un promedio más cercano a 1 que la mayoría de los modelos analizados.

En las Figuras referenciadas en el párrafo anterior se separan, por color, los elementos estructurales según modo de falla predicho (corte, flexión y flexo-compresión). En caso de requerirse mayor información, en forma de anexo, se incorpora la distribución de los modos de fallas para cada modelo implementado en la comparación, separado por sistema estructural.

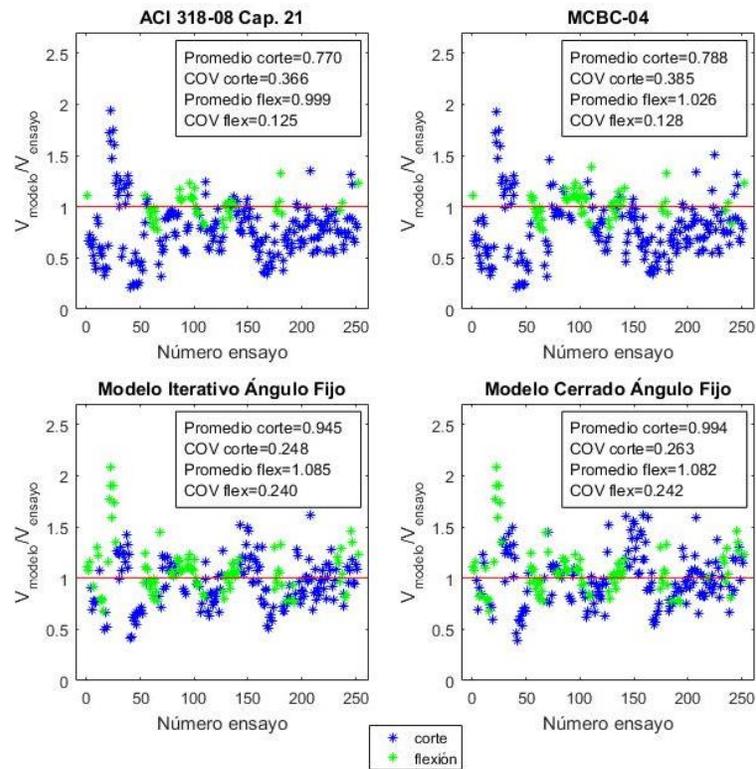


Figura 4.3. Dispersión de razón V_{modelo}/V_{ensayo} asociada a modelos de muros cortos.

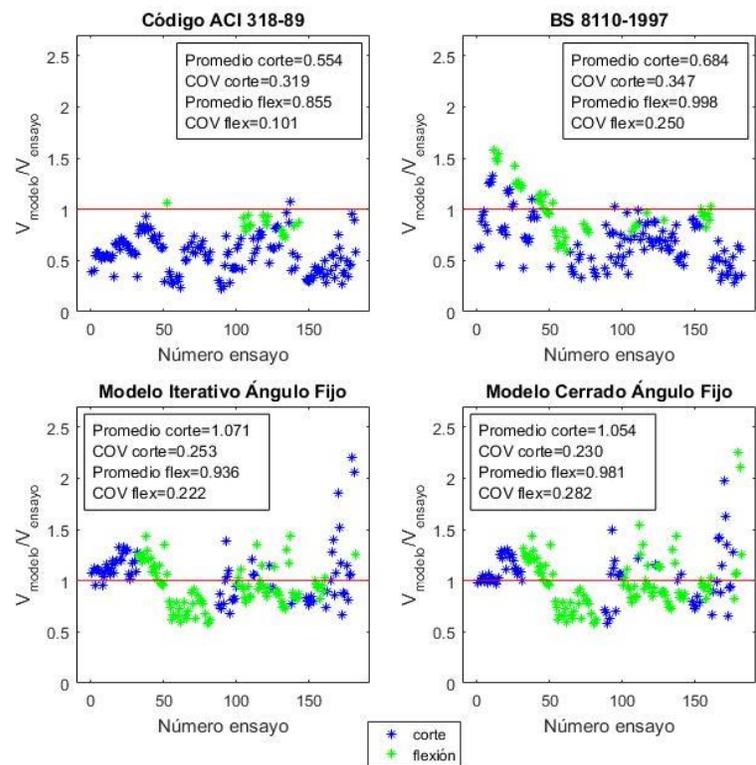


Figura 4.4. Dispersión de razón V_{modelo}/V_{ensayo} asociada a modelos de vigas altas.

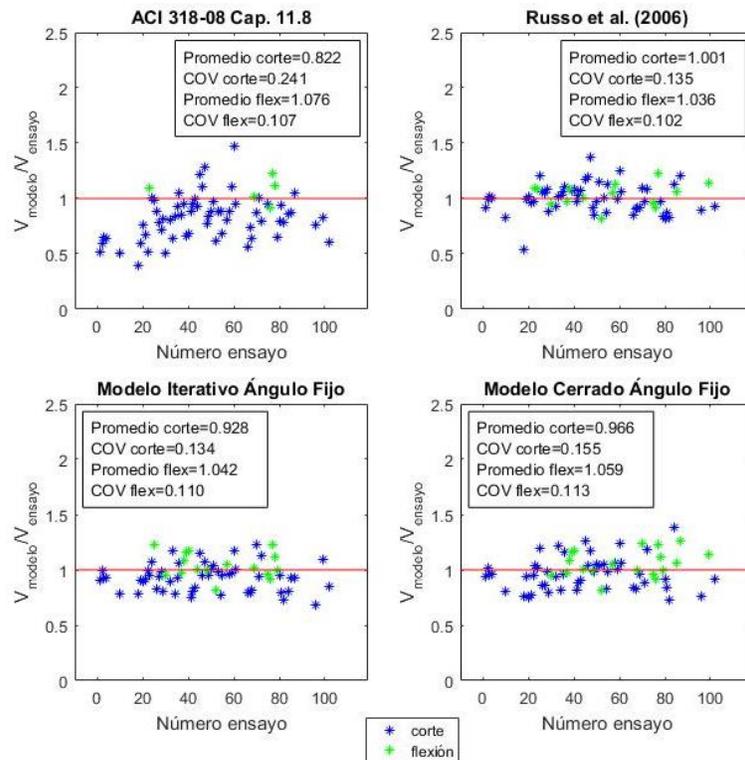


Figura 4.5. Dispersión de razón V_{modelo}/V_{ensayo} asociada a modelos de ménsulas.

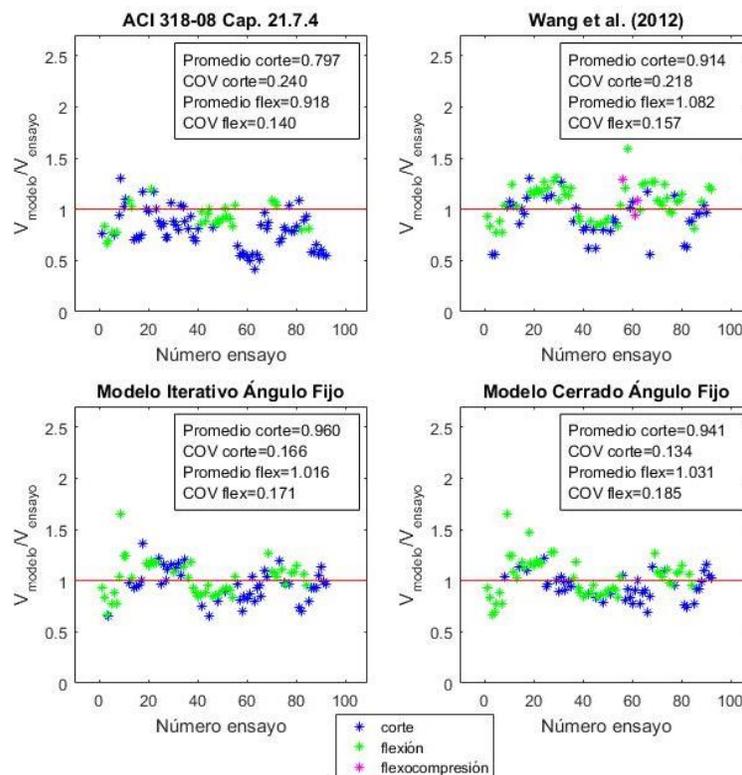


Figura 4.6. Dispersión de razón V_{modelo}/V_{ensayo} asociada a modelos de uniones viga - columna.

Con el objetivo de analizar los resultados obtenidos por los modelos implementados, se hace un estudio estadístico de las capacidades estimadas para la base de datos. Así, se calcula el promedio y el coeficiente de variación (COV) asociados a cada modelo, lo que se muestra en la *Figura 4.7. a la Figura 4.10.* Como ya se observa en la *Figura 4.3. a la Figura 4.6.* el desempeño presentado por el modelo de ángulo fijo resulta ser uno de los mejores entre los implementados.

En muros cortos (*Figura 4.7. y Tabla 4.1*) el modelo cerrado presenta un mejor rendimiento que la ACI y el Código Mexicano, representado en un mejor promedio y COV. Al diferenciar entre ensayos que fallan a flexión y corte se tiene que, mientras el coeficiente de variación no cambia para el modelo de ángulo fijo, en los otros dos modelos el COV es menor para flexión y mayor para corte, lo que se asocia a problemas en la diferenciación del modo de falla por estos dos modelos. Al analizar el promedio, se tiene que la ACI y el Código Mexicano estiman correctamente la capacidad de los ensayos que fallan a flexión, sin embargo, subestiman largamente la capacidad de los que fallan por corte. En cambio, el modelo de ángulo fijo subestima levemente la capacidad de los ensayos que fallan por corte y sobrestima levemente la capacidad de los que fallan por flexión.

En el caso de vigas altas (*Figura 4.8. y Tabla 4.2*) se tiene que el modelo de ángulo fijo es el que mejor predice la capacidad de los elementos estructurales por mucha diferencia. Se tiene que el promedio de la ACI es muy inferior al del modelo de ángulo fijo y el COV es mayor, lo que indica un bajo desempeño de la ACI en comparación al modelo del presente trabajo. El *British Code* presenta resultados similares a la ACI, ya que subestima largamente la capacidad de los ensayos, aunque de menor manera que el Código Americano. Si se analiza por separado corte y flexión se tiene que la ACI y el *British Code* estiman razonablemente la capacidad de los ensayos con falla asociada a flexión, pero subestiman la capacidad de aquellos al corte. En cambio, el modelo de ángulo fijo presenta un comportamiento parejo para ambos modos de falla, con promedios y coeficientes de variación similares.

Pasando a las ménsulas (*Figura 4.11 y Tabla 4.3*) se tiene que el rendimiento del modelo de ángulo fijo es superado solo por el modelo propuesto por Russo et al. (2006). Dicho modelo es capaz de estimar la capacidad de las ménsulas con un promedio más cercano a 1 y un COV más bajo que el del modelo cerrado. Además, si bien el modelo de ángulo fijo predice la capacidad de forma similar para ensayos al corte y a flexión, Russo et al. (2006) logra disminuir dicha brecha aún más, lo que es un acierto para dicho método. Por otra parte, la ACI nuevamente subestima la capacidad de los elementos estructurales que fallan por corte, con una mayor dispersión que la presentada por el modelo de ángulo fijo.

Por último, en uniones viga – columna (*Figura 4.12 y Tabla 4.4*) el modelo de ángulo fijo es el que mejor predice la capacidad de los ensayos de la base de datos, seguido de cerca por Wang et al. (2012). El modelo de Wang et al. (2012) presenta estimaciones similares a las del modelo cerrado, pero sobrestima y subestima la capacidad de los ensayos estimados a fallar por flexión y corte, respectivamente, en mayor cuantía que el modelo de este trabajo. El coeficiente de variación también resulta ser levemente mayor para la expresión de Wang et al. (2012), marcado principalmente por la diferencia en la dispersión de los ensayos predichos al corte, que resulta especialmente baja para el modelo cerrado. Por otro lado, el código ACI nuevamente subestima la capacidad de los ensayos, aunque presenta su mejor desempeño entre los 4 sistemas estructurales analizados, con un COV levemente superior al del modelo de ángulo fijo.

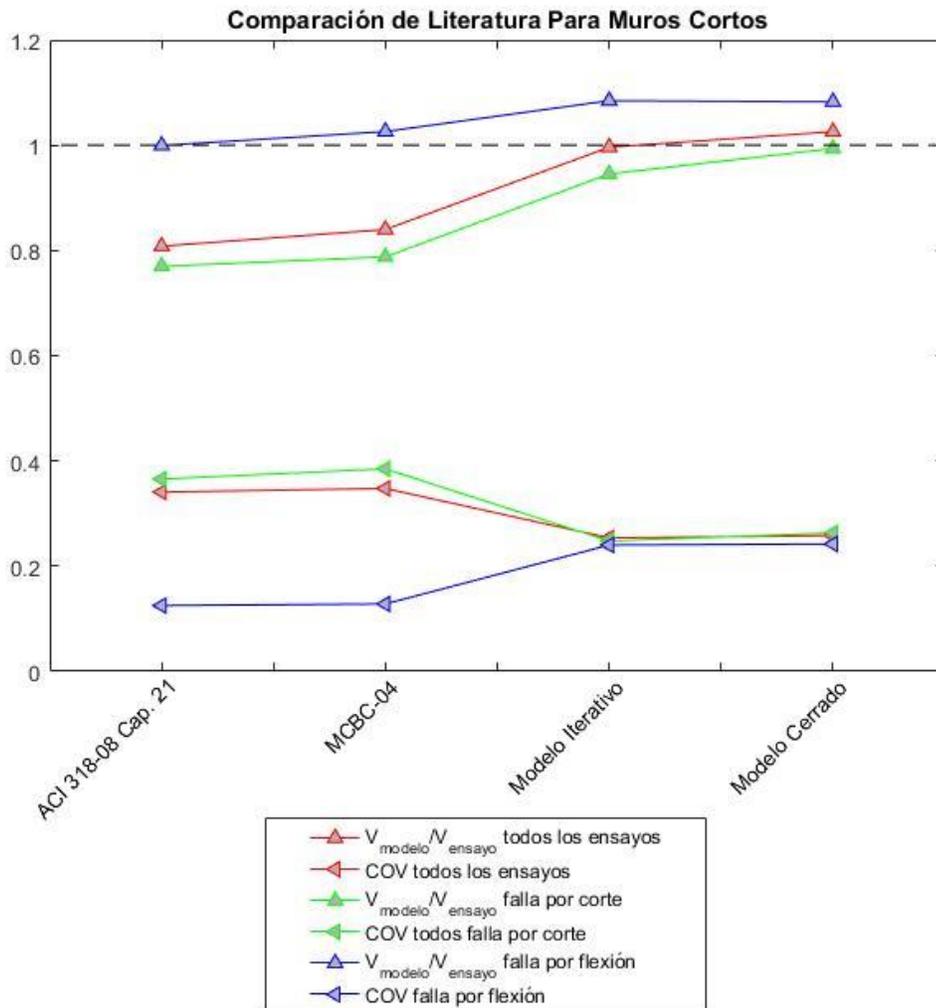


Figura 4.7. Parámetros estadísticos de modelos para muros cortos.

Tabla 4.1. Promedio y COV de modelos comparación literatura. Muros Cortos.

Muros Cortos		ACI 318-08 Cap. 21	MCBC-04	Modelo Iterativo	Modelo Cerrado
Corte	Promedio	0.770	0.788	0.945	0.994
	COV	0.366	0.385	0.248	0.263
Flexión	Promedio	0.999	1.026	1.085	1.082
	COV	0.125	0.128	0.240	0.242
Corte + Flexión	Promedio	0.808	0.840	0.996	1.026
	COV	0.341	0.348	0.254	0.258

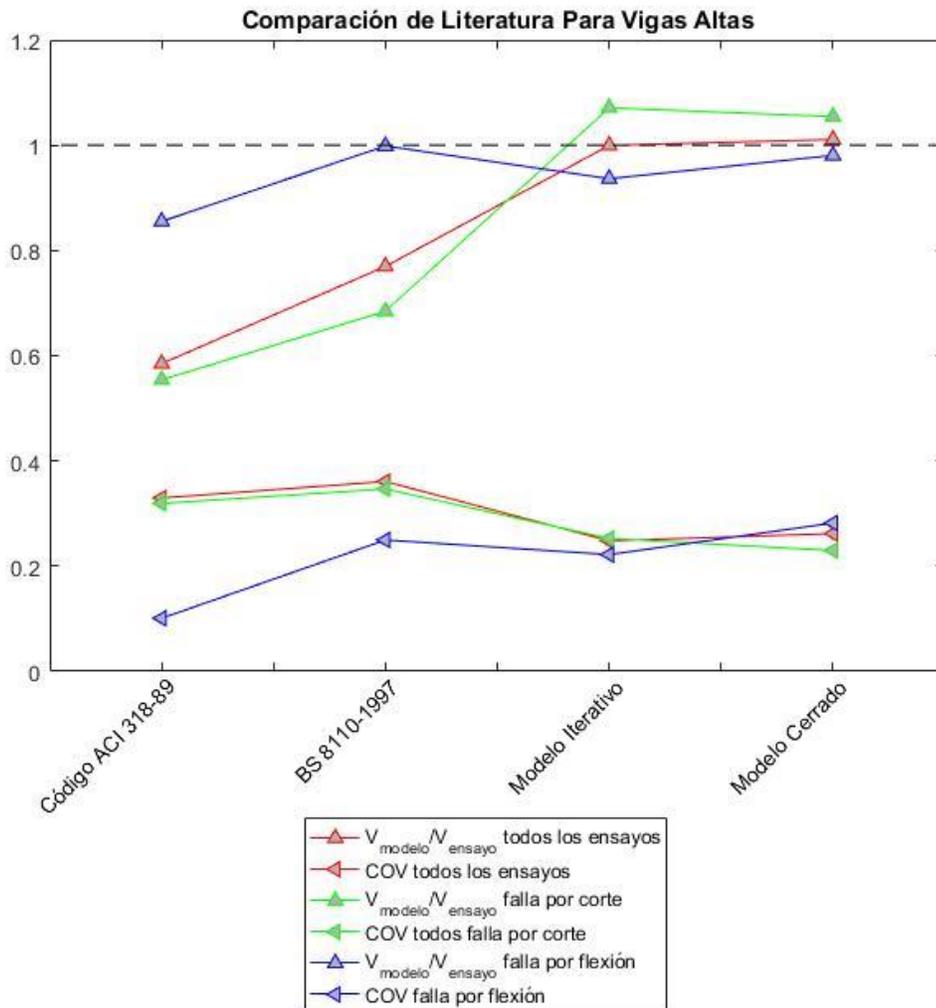


Figura 4.8. Parámetros estadísticos de modelos para vigas altas.

Tabla 4.2. Promedio y COV de modelos comparación literatura. Vigas Altas.

Vigas Altas		ACI 318-89	BS 8110-1997	Modelo Iterativo	Modelo Cerrado
Corte	Promedio	0.554	0.685	1.071	1.054
	COV	0.319	0.347	0.253	0.230
Flexión	Promedio	0.855	0.999	0.936	0.981
	COV	0.101	0.250	0.222	0.282
Corte + Flexión	Promedio	0.585	0.770	1.000	1.011
	COV	0.330	0.361	0.248	0.262

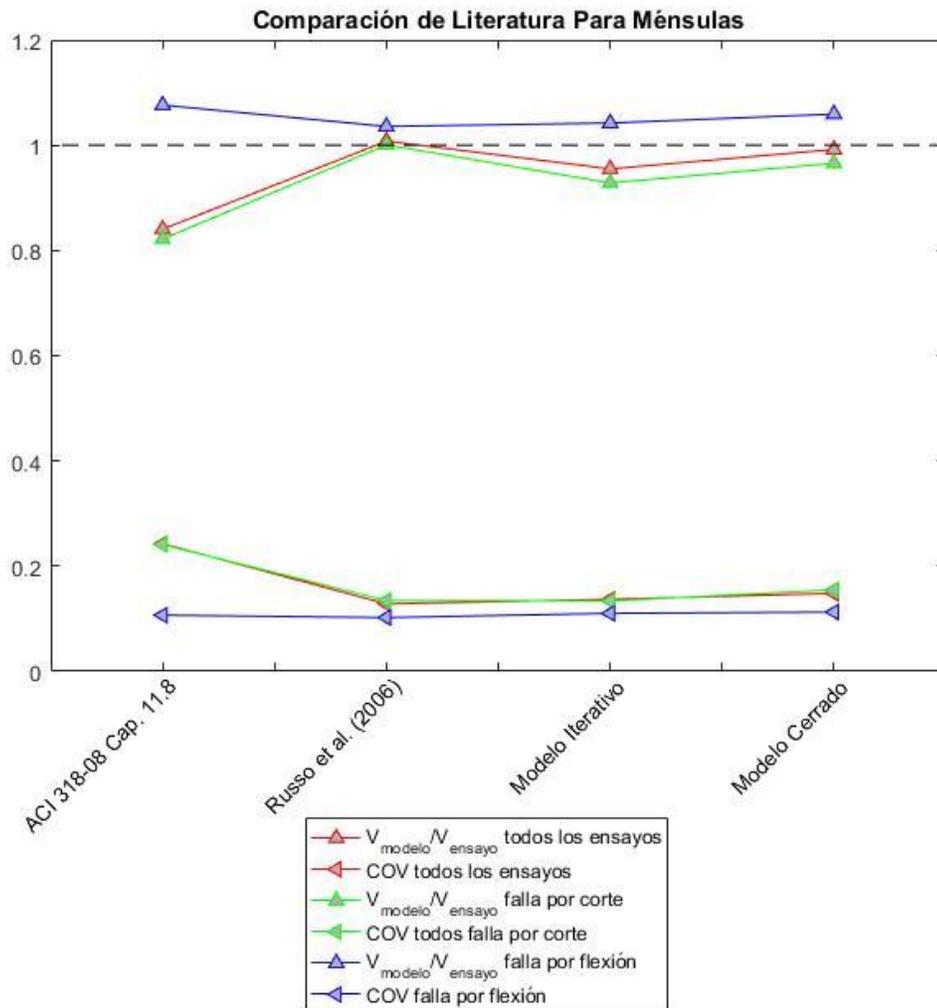


Figura 4.9. Parámetros estadísticos de modelos para ménsulas.

Tabla 4.3. Promedio y COV de modelos comparación literatura. Ménsulas.

Ménsulas		ACI 318-08 Cap. 11.8	Russo et al. (2006)	Modelo Iterativo	Modelo Cerrado
Corte	Promedio	0.822	1.001	0.928	0.966
	COV	0.241	0.135	0.134	0.155
Flexión	Promedio	1.076	1.036	1.042	1.059
	COV	0.107	0.102	0.110	0.113
Corte + Flexión	Promedio	0.840	1.008	0.955	0.992
	COV	0.243	0.128	0.137	0.148

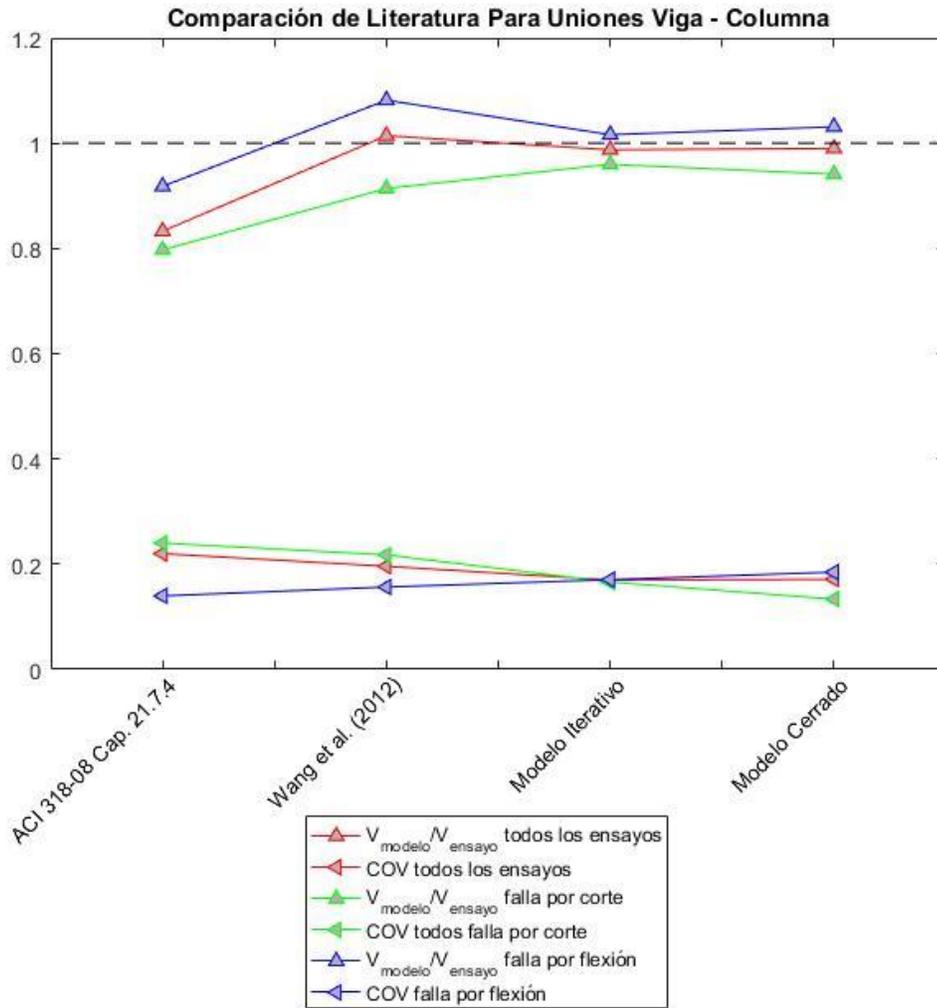


Figura 4.10. Parámetros estadísticos de modelos para uniones viga – columna.

Tabla 4.4. Promedio y COV de modelos comparación literatura. Uniones viga – columna.

Uniones Viga- Columna		ACI 318-08 Cap. 21.7.4	Wang et al. (2012)	Modelo Iterativo	Modelo Cerrado
Corte	Promedio	0.797	0.914	0.960	0.941
	COV	0.240	0.218	0.166	0.133
Flexión	Promedio	0.918	1.082	1.016	1.031
	COV	0.140	0.157	0.171	0.185
Corte + Flexión	Promedio	0.833	1.014	0.987	0.990
	COV	0.220	0.196	0.170	0.171

5 CONCLUSIONES

5.1 Resumen

Hoy en día, los modelos utilizados por códigos y normas para estimar la capacidad al corte suelen subestimar el desempeño del elemento estructural. Esto se debe a lo complejo de los campos de esfuerzos y deformaciones que se desarrollan en elementos sometidos al corte. Así, regularmente se opta por utilizar modelos iterativos que dificultan el diseño por su compleja implementación y el uso de programas especializados. Por este motivo, es relevante generar modelos cerrados que estimen la capacidad al corte y que no recurran a una formulación excesivamente confusa para esto.

Luego, en el presente trabajo se desarrolla un modelo cerrado, basado en el modelo de ángulo fijo de Orrego (2016), que permite captar la capacidad de cuatro sistemas estructurales sometidos a corte (muros cortos, vigas altas, ménsulas y uniones viga – columna), mediante una combinación eficaz de complejidad y predictibilidad en su formulación. Sin embargo, el modelo de Orrego (2016) es iterativo, ya que requiere de un bucle para determinar la deformada del elemento estructural, sujeto a la condición de equilibrio $\sigma_L = N/A$. Así, se requiere cerrar dicho bucle, para lo que se aplican ciertas modificaciones que se expresan en los siguientes párrafos.

Primero, con el objetivo de mejorar el comportamiento del modelo para elementos estructurales que poseen una armadura transversal considerable (principalmente uniones viga – columna), se incorpora dicha armadura en la capacidad nominal a tracción. Esto basado en el trabajo realizado por Wang et al. (2012).

Luego, con el fin de simplificar la obtención de la capacidad del elemento estructural, se captan los puntos máximos asociados a cada componente estructural (tracción y compresión del hormigón, y fluencias de armadura longitudinal y de borde). Así, en vez de realizar un análisis incremental, sólo se analizan las 4 deformaciones que determinan los esfuerzos máximos de cada componente para obtener la capacidad al corte.

Después, se realiza una calibración sobre una deformación para cada uno de los cuatro máximos. Dicha deformación debe ser distinto a la que fija el máximo. La regresión asegura que la condición de equilibrio longitudinal se cumple, con lo que se elimina la necesidad de iterar en el modelo de ángulo fijo.

Luego, se aplica una condición que elimina los máximos que no se presentan según el modelo iterativo. El máximo a tracción no requiere ser filtrado, ya que se presenta en todos los ensayos de la base de datos. Esto no ocurre para el máximo a compresión, el que no se presenta si se alcanzan antes los máximos de fluencias. Esto cumple a la inversa, es decir, si el máximo a compresión se alcanza, los máximos de fluencias no se desarrollan a mayor desangulación. Así, se imponen dichas condiciones para filtrar máximos, a modo de simplificar el análisis y evitar verificar el equilibrio para evaluar cuál de los dos casos (compresión o fluencias) controla.

Luego de esto, se analiza el desempeño del modelo cerrado con respecto al modelo iterativo y las capacidades experimentales. Además, se realiza un estudio de tendencias generales, con el fin de evaluar si el modelo es capaz de captar cada uno de sus parámetros importantes. Por último, se realiza una comparación de desempeños con códigos, normas y modelos simples de la literatura.

5.2 Resultados de incorporación de armadura transversal

La unión viga – columna es el sistema estructural que mayor armadura transversal posee entre los cuatro analizados, por lo que el efecto de la incorporación de dicha armadura es mayor en estos elementos. En dicho sistema estructural, el promedio de la razón V_{modelo}/V_{ensayo} , para los ensayos predichos al corte, sube de 0.89 a 0.96, mientras que el coeficiente de variación baja de 0.21 a 0.17. Así, el modelo de ángulo mejora su desempeño al incorporar la armadura transversal en la capacidad nominal del hormigón a tracción.

5.3 Resultados incorporación de calibraciones al modelo de ángulo fijo

Luego de verificar que los máximos de capacidad entregan virtualmente la misma capacidad que el análisis incremental, se analiza el efecto de incorporar las calibraciones al modelo. Al comparar la capacidad predicha al corte por los modelos cerrado e iterativo, mediante la razón $V_{cerrado}/V_{iterativo}$, se tiene que el promedio y coeficiente de variación, para el total de la base de datos, son 1.03 y 0.14, respectivamente. Así, se concluye que ambos modelos muestran un desempeño suficientemente cercano y que las calibraciones no afectan el rendimiento del modelo de ángulo fijo.

5.4 Resultados tendencias generales

En cuanto al estudio de tendencias generales, se tiene que la variación de la tendencia, a lo largo del rango analizado, resulta baja para los 8 parámetros, siendo la mayor variación de un 27% asociada a la relación de aspecto H_w/L_w . Esto afirma que el modelo es capaz de captar cada uno de los 8 parámetros relevantes del modelo adecuadamente.

5.5 Resultados comparación con literatura

La comparación con la literatura permite revelar que el modelo cerrado de ángulo fijo exhibe uno de los mejores desempeños de la literatura. Como se ve en la *Tabla 5.1 a la Tabla 5.2*, el modelo cerrado es el que mejor rendimiento muestra para muros cortos y vigas altas, con un promedio de la razón V_{modelo}/V_{test} más cercano a uno y un menor coeficiente de variación en comparación con el código ACI y el mejor de los modelos implementados por Ulloa (2013) y Mejías (2014). Para el caso de ménsulas (*Tabla 5.3*), el modelo de Russo et al. (2006) enseña mejores resultados, con un rendimiento levemente mejor al del modelo de este trabajo. Por último, para uniones viga – columna (*Tabla 5.4*), Wang et al. (2012) presenta resultados levemente inferiores a los del modelo cerrado, pero bastante cercanos como para concluir que ambos modelos predicen de forma similar la capacidad de los elementos estructurales.

Tabla 5.1. Promedio y COV de razón V_{modelo}/V_{ensayo} para modelos de muros cortos. Ensayos corte y flexión.

Muro Corto	ACI 318-08	MCBC-04	Modelo Cerrado
Promedio	0.808	0.840	1.026
COV	0.341	0.348	0.258

Tabla 5.2. Promedio y COV de razón V_{modelo}/V_{ensayo} para modelos de vigas altas. Ensayos corte y flexión.

Viga Alta	ACI 318-89	BS 8110-1997	Modelo Cerrado
Promedio	0.585	0.770	1.011
COV	0.330	0.361	0.262

Tabla 5.3. Promedio y COV de razón V_{modelo}/V_{ensayo} para modelos de ménsulas. Ensayos corte y flexión.

Ménsula	ACI 318-08	Russo et al (2006)	Modelo Cerrado
Promedio	0.840	1.008	0.992
COV	0.243	0.128	0.148

Tabla 5.4. Promedio y COV de razón V_{modelo}/V_{ensayo} para modelos de uniones viga – columna. Ensayos corte y flexión.

Unión Viga - Columna	ACI 318-08	Wang et al (2012)	Modelo Cerrado
Promedio	0.833	1.014	0.990
COV	0.220	0.196	0.171

5.6 Trabajos futuros

El paso siguiente al presente trabajo consiste en reducir el modelo cerrado a expresiones que permitan una estimación más simple de la capacidad al corte. Dicho proceso se propone llevar a cabo estudiando el impacto que posee cada parámetro en el modelo de ángulo fijo, a modo de revelar aquellos cuya presencia no es significativa. Se propone realizar esto sobre cada uno de los cuatro máximos de capacidad, con lo que el análisis del modelo se resumiría a determinar el mayor de los valores entregados por dichas expresiones.

Desarrollado lo presentado en el párrafo anterior, resultaría razonable elaborar una ecuación útil para el diseño, que incluya un factor de seguridad que no permita más de un 5% de los ensayos de una base de datos en el lado no seguro del diseño. Los resultados de dicha ecuación se pueden comparar con los de códigos como la ACI, con el fin de evaluar posibles beneficios de utilizar el modelo de ángulo fijo como parte del diseño de elementos estructurales sometidos al corte.

BIBLIOGRAFÍA

1. Abrams, D. P., (1987) “Scale Relations for Reinforced Concrete Beam – Column Joints”, *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 6, pp. 502-512.
2. ACI Committee 318 (2008), “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (318R-08)”, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2008.
3. ACI Committee 318 (1989), “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-89) and Commentary (318R-89)”, American Concrete Institute, Detroit, 1989.
4. Alameddine, F. F., (1990) “Seismic Design Recommendation for High – Strength Concrete Beam – to – Column Connections”, PhD thesis, University of Arizona, 257 pp.
5. Álvarez R., J. (2015) “Validación de un modelo panel modificado en la estimación analítica de la capacidad al corte de ménsulas de hormigón armado”. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.
6. Antebi J, Utku S, Hansen RJ., (1960), “The response of shear walls to dynamic loads”. Cambridge: Department of Civil and Sanitary Eng., Massachusetts Institute of Technology; August 1960. p. 177.
7. Barda F, Hanson JM, Corley WG. (1977) “Shear strength of low-rise walls with boundary elements”, SP-53, ACI special publication – Reinforced concrete structures in seismic zones. 1977. p. 149-202.
8. Beckingsale, C. W., (1980) “Post – Elastic Behaviour of Reinforced Concrete Beam – Column Joints”, Research Report No. 80 – 20, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 379 pp.
9. Benjamin JR, Williams HA. (1957), “The behavior of one-story reinforced concrete shear walls”, *J Struct Div, ASCE* 1957; 83(3): 1 – 49.
10. Birss, G. R., (1978), “The Elastic Behaviour of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Beam – Column Joints”, Research Report No. 78 – 13, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 105 pp.
11. Blakeley, R. W. G.; Megget, L. M.; and Priestley, M. J. N., (1975) “Seismic Performance of Two Full – Size Reinforced Concrete Beam – Column Joint Units”, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, V. 8, No. 1, pp. 38 – 69.
12. British Standards Institution, (1985), “Structural Use of Concrete”, (BS 8110: Part 1. Code of Practice for Design and Construction), BSI, London.

13. Cardenas AE, Russell HG, Corley WG, (1980), “Strength of low – rise structural walls”. SP-63. ACI special publication – Reinforced concrete structures subject to wind and earthquake forces. 1980. p. 221 – 41.
14. De Paiva, H. A. R., y Siess C. P. (1965) “Strength and Behavior of Deep Beams in Shear”, *Journal of the Structural Division Proceedings ASCE*, V. 91, ST5, Part 1, 19 – 41.
15. Durrani, A. J., and Wight, J. K., (1985) “Behavior of Interior Beam – to – Column Connections under Earthquake – Type Loading”, *ACI Journal, Proceedings* V. 82, No. 3, pp. 343 – 349.
16. Ehsani, M. R., and Wight, J. K., (1985), “Exterior Reinforced Concrete Beam – to – Column Connections Subjected to Earthquake – Type Loading”, *ACI Journal, Proceedings* V. 82, No. 4, pp. 492-499.
17. Ehsani, M. R., Moussa, A. E., and Vallenilla, C. R., (1987) “Comparison of Inelastic Behavior of Reinforced Ordinary and High – Strength Concrete Frames”, *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 2, pp. 161 – 169.
18. Fattuhi NI, Hughes BP (1989). “Ductility of reinforced concrete corbels containing either Steel fibers or stirrups”. *ACI Structural Journal* 1989;86(6):644 – 51.
19. Fattuhi NI. (1994) “Reinforced corbels made with plain and fiber concretes. *ACI Structural Journal*. 1994;91(5):530 – 6.
20. Fenwick, R. C., and Irvine, H. M., (1977) “Reinforced Concrete Beam – Column Joint for Seismic Loading”, *School of Engineering Report No. 142, Department of Civil Engineering, University of Auckland, Auckland, New Zealand*, pp. 50.
21. Fernandes G. B. (1999). “Behavior of reinforced high-strength concrete corbels – experimental investigation and Design Model”. *ACI Structural Journal*, V. 186, 1999. P. 445-462.
22. Foster S. J., Powell R.E., Selim H.S., (1996) “Performance of high – strength concrete corbels”. *ACI Structural Journal* 1996; 93(5): 555 – 63.
23. Fujii, S., and Morita, S., (1991) “Comparison between Interior and Exterior RC Beam – Column Joint Behavior”, *Design of Beam – Column Joints for Seismic Resistance, SP-123, J. O. Jirsa, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.*, pp. 145 – 165.
24. Galletly GD. (1952), “Behavior of reinforced concrete shear walls under static load”. Cambridge: Department of Civil and Sanitary Eng., Massachusetts Institute of Technology; August 1952. p. 123.
25. Gobierno del Distrito Federal, (2004) “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo I, No. 103-Bis, México, D. F.*, 6 de octubre de 2004, pp. 88 – 194.

26. Gotschlich N. (2011). “Modelamiento de vigas de hormigón con refuerzo de acero y cables pretensados variando la relación de aspecto de corte”. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile, pp. 81.
27. Gupta, A. (1996). “Behaviour of high strength concrete structural walls.” Ph.D. thesis, Curtin Univ. Of Technology, Perth, Australia.
28. Gupta, A., and Rangan, B.V. (1998). “High – Strength Concrete Structural Walls”. ACI Journal, 95(2), 194 – 205.
29. Her, G. J., (1990) “Study of Reinforced High – Strength Concrete Corbels”, Master’s thesis, Department of Construction Engineering, National Taiwan University of Science and Technology, Taipei, Taiwan, 1990, pp. 103. [in Chinese].
30. Hermansen, B. R., and Cowan, J. (1974), “Modified Shear – Friction Theory for Bracket Design”. ACI Journal, Proceedings V. 71, No. 2, Feb. 1974, pp. 55 – 60.
31. Hidalgo PA, Ledezma CA, Jordan RM. (2002). “Seismic behavior of squat reinforced concrete shear walls. Earthq. Spectra 2002; 18(2): 287 – 308.
32. Hirose M. (1975) “Past experimental results on reinforced concrete shear walls and their analysis”. Kenchiku Kenkyu Shiryo. No. 6. Tokyo: Building Research Institute, Ministry of Construction; 1975. p. 277 [in Japanese].
33. Hsu, T.T.C., and Mo, Y.L., (1985) “Softening of Concrete in Low – Rise Shear Walls”. ACI Journal, 82(6), 883 – 889.
34. Hwang, S.J., Fang, W.H., Lee, H.J., and Yu, H. (2001) “Analytical Model for Predicting Shear Strength of Squat Walls”. J. Struct. Eng., 127(1), 43 – 50.
35. Hwang, S. J., and Lee, H. J., (1999) “Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Exterior Reinforced Concrete Beam – Column Joints for Seismic Resistance”, ACI Structural Journal, V. 96, No. 5, 846 – 857.
36. Hwang, S. J., and Lee, H. J., (2000) “Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Interior Reinforced Concrete Beam – Column Joints for Seismic Resistance”, ACI Structural Journal, V. 97, No. 1, 35 – 44.
37. Hwang, S. J.; Lu, W. Y.; and Lee, H. J. (2000), “Shear Strength Prediction for Reinforced Concrete Corbels” ACI Structural Journal, V. 97, No. 4, July 2000, pp. 543 – 552.
38. Kaku, T., and Asakusa, H., (1991) “Ductility Estimation of Exterior Beam – Column Subassemblages in Reinforced Concrete Frames”, Design of Beam – Column Joints for Seismic Resistance, SP – 123, J. O. Jirsa, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 167 – 185.

39. Kanada, K.; Kondon, G.; Fujii, S.; and Morita, S., (1984) “Relation Between Beam Bar Anchorage and Shear Resistance at Exterior Beam – Column Joints”, Transactions of the Japan Concrete Institute, V. 6, pp. 433 - 440.
40. Kaseem, W., and Elsheikh, A. (2010). “Estimation of Shear Strength of Structural Shear Walls”. Journal of Structural Engineering, ASCE., 136(10), 1215 – 1224.
41. Kassem, W. (2015). “Shear strength of deep beams: a mathematical model and design formula”. Structural Concrete, Vol. 16, No. 2, June 2015, pp. 184-194.
42. Kitayama, K.; Otani, S.; and Aoyama, H., (1991) “Development of Design Criteria for RC Interior Beam – Column Joints”, Design of Beam – Column Joints for Seismic Resistance, SP – 123, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 97 – 123.
43. Kong F-K., Robins P.J. y Cole D. F. (1970) “Web Reinforcement Effects on Deep Beams”. ACI journal, 67(12), 1010 – 1018.
44. Kriz, L. B., and Raths, C.H. (1965), “Connections in Precast Concrete Structures – Strength of Corbels”, PCI/ Journal, V. 10, No. 1, Feb. 1965, pp. 16 – 61.
45. Kupfer, H., Gerstle, K. H., (1973) “Behavior of concrete under biaxial stress”. J Eng Mech Div, ASCE, 1973; 99(4): 853-66.
46. Lee, D. L. N.; Wight, J. K.; and Hanson, R. D., (1977) “RC Beam – Column Joints under Large Load Reversals”, Journal of Structural Division, Proceedings of the ASCE, V. 103, No. ST12, pp. 2337 – 2350.
47. Leon, R. T., (1990) “Shear Strength and Hysteretic Behavior of Interior Beam – Column Joints”, ACI Structural Journal, V. 87, No. 1, pp. 3 – 11.
48. Mansour, M. Y., Dicleli, M., and Lee, J. Y. (2004). “Nonlinear analysis of R/C low-rise shear walls”, Adv. Struct. Eng., (7) 4, 345-361.
49. Massone, L. M., (2010), “Strength Prediction of Squat Structural Walls via Calibration of a Shear – Flexure Interaction Model”, Engineering Structures, 32(4), 922 – 932.
50. Massone, L.M., Orakcal K., Wallace J. W., (2009) “Modeling of squat structural walls controlled by shear”. ACI Struct L 2009; 106(5): 646 – 55.
51. Mattock, A. H.; Chen, K. C.; and Soongswang, K. (1976), “Behavior of Reinforced Concrete Corbels”, PCI Journal, V. 21, No. 2, Mar.-Apr. 1976, pp. 52 – 77.
52. Mau, S.T., Hsu, T.T.C. (1987) “Shear Behavior of Reinforced Concrete Framed Wall Panels with Vertical Loads”. ACI J., 84(2), 228-234.
53. Megget, L. M., (1974) “Cyclic Behaviour of Exterior Reinforced Concrete Beam – Column Joints”, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, V. 7, No. 1, pp. 22 – 47.

54. Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., (1977) “The Shear Strength of Reinforced Concrete Beam – Column Joints”, CESRL Report No. 77 – 1, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, pp. 271.
55. Mejías O., G. (2014) “Validación del modelo tipo panel modificado en la estimación analítica de la capacidad al corte de vigas altas de hormigón armado”. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.
56. Mohammadi – Doostdar H., Saatcioglu M., (2002), “Behavior and design of earthquake resistant low – rise shear walls”. Report OCCERC 02 – 28. Ottawa Carleton Earthquake Engineering Research Center. Canada: Department of Civil Eng., University of Ottawa; 2002. P. 250.
57. Oh J.K., y Shin S.W., (2001) “Shear Strength of Reinforced High – Strength Concrete Deep Beams”. ACI Structural Journal, 98 (2), 164 – 173.
58. Orrego, G. (2016), “Modelo analítico para estimar capacidad al corte en uniones viga – columna de hormigón armado”. Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
59. Otani, S.; Kitayama, K.; and Aoyama, H., (1985) “Beam Bar Bond Stress and Behavior of Reinforced Concrete Interior Beam – Column Connections”, Second U.S.-N.Z.-Japan Seminar, Tokyo.
60. Park, R.; Gaerty, L.; and Stevenson, E. C., (1981) “Tests on an Interior Reinforced Concrete Beam – Column Joint”, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, V. 14, No. 2, pp. 81 – 92.
61. Park, R., and Milburn, J. R., (1983) “Comparison of Recent New Zealand and United States Seismic Design Provisions for Reinforced Concrete Beam – Column Joints and Tests Results from Four Units Designed According to the New Zealand Code”, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, V. 14, No. 3, pp. 131 – 144.
62. Paulay, T., and Scarpas, A., (1981) “Behavior of Exterior Beam – Column Joints”, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, V. 14, No. 3, pp. 131 – 144.
63. Russo, G., Venir, R., Pauletta, M., Somma, G., (2006) “Reinforced concrete corbels shear strength model and design formula”, ACI Structural Journal, 2006; 103(1)1; 3-7.
64. Smith K. N., y Vantsiotis A. S., (1982) “Shear Strength of Deep Beams”. ACI Structural Journal, 79 (3) – 22, 201 – 213.
65. Tan K. H., Kong F.K., Teng S. y Guan L. (1995) “High – Strength Concrete Deep Beams with Effective Span y Shear Span Variations”. ACI Structural Journal, 92(4), 395 – 403.

66. Tan K. H., Kong F. K., Teng S. y Weng L. W. (1997) “Effect of Web Reinforcement on High – Strength Concrete Deep Beams”. *ACI Structural Journal*, 94(5), 572 – 581.
67. Torres F. M., (1998) “Theoretical – experimental analysis of reinforced concrete corbels”. 95p. M.S. thesis. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São R.M.F. Canha et al. / *Engineering Structures* 74 (2014) 130 – 144 143.
Paulo; 1998 [in Portuguese: Análise teórico – experimental de consolos de concreto armado].
68. Ulloa, L., M. (2013) “Estimación analítica de la capacidad al corte de muros cortos de hormigón armado mediante un modelo panel”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.
69. Vecchio, F., and Collins, M.P. (1986). “The modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear”. *ACI Structural Journal*, 83(2), 219-231.
70. Villar, D. “Modelamiento y predicción de capacidad de corte en muros cortos mediante un modelo puntal tensor” (2010). Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile., pp. 62.
71. Wang, G.L., Dai, J.G, and Teng, J.G. (2012) “Shear strength model for RC beam-column joints under seismic loading”. *Engineering Structures*, 40, 350-360.
72. Yamada M., Kawamura H., Katagihara K., (1974) “Reinforced concrete shear walls without openings; test and analysis”. SP – 42. ACI special publication – Shear in reinforced concrete. 1974. P. 539 – 58.
73. Yang, K-H, Chung, H-S, Lee, E-T, Eun H-C (2003), “Shear characteristics of high-strength concrete Deep beams without shear reinforcements” *Engineering Structures*, Elsevier Science Ltd, 25, 1343-1352.
74. Yong, Y. K., and Balaguru, P. (1994), “Behavior of Reinforced High – Strength Concrete Corbels”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 120, No. 4, Apr. 1994, pp. 1182 – 1201.
75. Yu, H. and Hwang, S., (2005) “Evaluation of Softened Truss Model for Strength Prediction of Reinforced Concrete Squat Walls”. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 131:8, 839 – 846.
76. Zerbe, H. E., and Durrani, A. J., (1985) “Effect of Slab on Behavior of Exterior Beam – to – Column Connections”, Report No. 30, Rice University, Houston, Tex., pp. 159.
77. Zhang, L-X.B., y Hsu, T.T.C. (1998). “Behavior y analysis of 100 MPa concrete membrane elements”. *Journal of Structural Engineering*, 124(1), 24-34.

ANEXO A

Base de datos muros cortos

En el presente apartado se adjunta la base de datos de 252 ensayos de muros cortos usados para validar el modelo cerrado de ángulo fijo.

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	L_f [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [MPa]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD. ¹
1	Endo	1	750	2250	80	250	250	1400	26	0,49	624	0,47	624	0,45	359	0,079	654	1
2	Endo	2	750	2250	80	250	250	1400	24,6	0,16	624	0,14	624	0,45	359	0,083	559	1
3	Endo	3	750	2250	80	250	250	1400	26	0,16	624	0,14	624	0,45	359	0,079	525	1
4	Endo	4	750	2250	50	250	250	1400	24,6	0,26	624	0,22	624	0,72	359	0,133	467	1
5	Endo	5	750	2250	50	250	250	1400	26	0,79	624	0,76	624	0,72	359	0,126	784	1
6	Hirosawa	6	625	600	30	100	100	320	23,5	0,23	293	0,21	293	2,62	209	0	49	1
7	Hirosawa	7	625	600	30	100	100	320	27,2	0,23	293	0,21	293	2,62	209	0,060	66	1
8	Hirosawa	8	625	600	30	100	100	320	26,9	0,23	293	0,21	293	2,62	209	0,130	76	1
9	Hirosawa	9	625	600	30	100	100	320	25,7	0,23	293	0,21	293	2,62	209	0,271	86	1
10	Hirosawa	10	575	600	30	100	100	320	18,6	0,24	262	0,24	262	2,63	213	0	34	1
11	Hirosawa	11	575	600	30	100	100	320	18,6	0,24	262	0,24	262	2,63	213	0	37	1
12	Hirosawa	12	625	600	30	100	100	320	29,9	0,23	293	0,21	293	2,63	209	0,117	59	1
13	Hirosawa	13	625	600	30	100	150	320	25,2	0,21	476	0,20	476	4,25	276	0	73	1
14	Hirosawa	14	625	600	30	100	150	320	28,3	0,21	476	0,20	476	4,08	221	0,081	69	1
15	Hirosawa	15	625	600	30	100	150	320	28	0,21	476	0,20	476	4,08	221	0,163	78	1
16	Hirosawa	16	625	600	30	100	150	320	29	0,21	476	0,20	476	4,08	221	0,237	102	1
17	Ryo	29	1200	2300	75	250	250	1440	23,2	0,19	335	0,19	335	1,48	468	0	966	1
18	Ryo	30	1200	2300	80	250	250	1440	33	0,18	335	0,18	335	1,38	468	0	932	1
19	Ryo	31	1200	1550	80	250	250	840	17,4	0,17	485	0,18	485	2,37	468	0	608	1
20	Kokusho	35	150	430	30	30	150	296	22,5	0,00	0	0,00	0	0,34	383	0	25	1

¹ Muro Curvatura simple=1; Muro curvatura doble=2.

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	L_f [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
21	Kokusho	36	150	430	30	30	150	296	22,5	0,36	383	0,41	383	0,34	383	0	21	1
22	Kokusho	37	150	430	30	30	150	296	16,9	0,36	383	0,41	383	0,34	383	0	17	1
23	Kokusho	38	150	430	30	30	150	296	16,9	0,37	333	0,42	333	0,34	383	0	19	1
24	Kokusho	39	150	430	30	30	150	296	16,9	0,36	383	0,41	383	0,34	383	0	23	1
25	Kokusho	40	150	430	30	30	150	296	16,1	0,36	383	0,41	383	0,34	383	0	19	1
26	Kokusho	41	150	430	30	30	150	296	16,1	0,36	383	0,41	383	0,34	383	0	21	1
27	Kokusho	42	150	430	25	30	145	296	26,5	0,43	402	0,49	402	0,42	402	0	28	1
28	Kokusho	43	150	430	23	30	145	296	17,9	0,47	402	0,54	402	0,45	402	0	25	1
29	Kokusho	44	150	430	25	30	145	296	17,9	0,44	324	0,50	324	0,42	402	0	26	1
30	Kokusho	45	150	430	20	30	145	296	15,4	0,55	324	0,63	324	0,52	402	0	26	1
31	Kokusho	46	150	430	23	30	145	296	19,9	0,70	324	0,73	324	0,45	402	0	29	1
32	Kokusho	47	150	430	24	30	145	296	18,6	0,67	324	0,70	324	0,43	402	0	27	1
33	Kokusho	48	355	430	23	30	145	296	14,2	0,00	0	0,00	0	0,97	407	0	18	1
34	Kokusho	49	355	430	24	30	145	296	14,2	0,00	0	0,00	0	0,93	407	0	16	1
35	Kokusho	50	355	430	27	30	145	296	14,2	0,40	402	0,39	402	0,83	407	0	25	1
36	Kokusho	51	355	430	24	30	145	296	14,2	0,45	324	0,43	324	0,93	407	0	24	1
37	Kokusho	52	355	430	22	30	145	296	16,2	0,50	324	0,48	324	1,02	407	0	20	1
38	Kokusho	53	355	430	16	30	145	296	13,8	0,69	324	0,66	324	1,40	407	0	19	1
39	Kokusho	54	355	430	22	30	145	296	17,9	0,73	324	0,72	324	1,02	407	0	25	1
40	Kokusho	55	355	430	22	30	145	296	16,8	0,73	324	0,72	324	1,02	407	0	26	1
41	Kokusho	60	200	420	20	60	60	240	13,7	0,00	0	0,00	0	1,34	343	0	37	1
42	Kokusho	61	200	420	20	60	60	240	13,7	0,52	324	0,52	324	1,34	343	0	49	1
43	Kokusho	62	200	420	20	60	60	240	19,1	0,00	0	0,00	0	2,39	335	0	37	1
44	Kokusho	63	200	420	20	60	60	240	18	0,00	0	0,00	0	2,39	335	0	37	1

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	L_f [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
45	Kokusho	64	200	420	20	60	60	240	19,1	0,52	324	0,52	324	2,39	335	0	43	1
46	Kokusho	65	200	420	20	60	60	240	18	0,52	324	0,52	324	2,39	335	0	48	1
47	Kokusho	66	200	420	20	60	60	240	16,7	0,00	0	0,00	0	3,47	294	0	35	1
48	Kokusho	67	200	420	20	60	60	240	15,2	0,00	0	0,00	0	3,47	294	0	34	1
49	Kokusho	68	200	420	20	60	60	240	15,2	0,00	0	0,00	0	3,47	294	0	32	1
50	Kokusho	69	200	420	20	60	60	240	29,4	0,26	373	0,26	373	2,31	294	0	45	1
51	Sugano	70	1200	2300	74	250	250	1440	24,1	0,18	549	0,18	549	1,49	419	0	834	1
52	Sugano	71	1200	2300	83	250	250	1440	25,2	0,07	461	0,07	461	1,33	419	0	804	1
53	Hirosawa	72	1600	1700	160	170	160	1360	17,3	0,51	407	0,26	419	0,71	419	0	809	1
54	Hirosawa	73	1600	1700	160	170	160	1360	20,8	0,51	407	0,26	419	0,71	377	0,094	726	1
55	Hirosawa	74	1600	1700	160	170	160	1360	20,8	0,51	407	0,57	422	0,71	377	0,094	814	1
56	Hirosawa	75	1600	1700	160	170	160	1360	13,7	0,51	407	0,57	422	0,71	377	0,143	814	1
57	Hirosawa	76	1600	1700	160	170	160	1360	14,7	0,51	407	1,08	415	0,71	377	0,133	804	1
58	Hirosawa	77	1600	1700	160	170	160	1360	18,3	0,51	407	1,08	415	0,71	377	0,107	912	1
59	Hirosawa	78	1600	1700	160	170	160	1360	20,8	0,51	407	0,61	421	0,31	382	0,094	686	1
60	Hirosawa	79	1600	1700	160	170	160	1360	13,7	0,51	407	0,61	421	0,31	382	0,143	618	1
61	Hirosawa	80	1600	1700	160	170	160	1360	14,7	0,51	407	1,08	415	0,31	382	0,133	706	1
62	Hirosawa	81	1600	1700	160	170	160	1360	18,3	0,51	407	1,08	415	0,31	382	0,107	760	1
63	Hirosawa	82	1600	850	160	85	160	680	20,8	0,40	407	0,57	422	1,24	380	0,094	321	1
64	Hirosawa	83	1600	850	160	85	160	680	17,8	0,40	407	0,57	422	1,24	380	0,110	333	1
65	Hirosawa	84	1600	850	160	85	160	680	17,8	0,40	407	1,08	415	1,06	378	0,110	324	1
66	Hirosawa	85	1600	850	160	85	160	680	23,2	0,40	407	1,08	415	1,06	378	0,085	368	1
67	Tanabe	95	300	420	20	60	40	240	63,4	0,00	0	0,00	0	3,51	316	0	39	1
68	Tanabe	96	300	420	40	42	40	336	63,4	0,00	0	0,00	0	1,25	316	0	50	1

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	L_f [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
69	Tanabe	97	450	570	20	60	60	360	32,1	0,00	0	0,00	0	2,35	368	0	51	1
70	Tanabe	98	450	570	30	60	60	360	32,2	0,00	0	0,00	0	1,57	368	0	39	1
71	Tanabe	99	450	570	40	60	60	360	33,3	0,00	0	0,00	0	1,18	368	0	59	1
72	Tanabe	100	450	570	10	60	60	360	31,9	3,67	284	3,67	284	4,70	368	0	46	1
73	Tanabe	101	450	570	20	60	60	360	34,3	1,83	284	1,83	284	2,35	368	0	63	1
74	Tanabe	102	450	570	20	60	60	360	30,1	1,83	284	1,83	284	2,35	368	0	75	1
75	Tanabe	103	450	570	20	60	60	360	34,9	1,83	284	1,83	284	2,35	368	0	63	1
76	Tanabe	104	450	570	30	60	60	360	35,6	1,22	284	1,22	284	1,57	368	0	94	1
77	Tanabe	105	450	570	30	60	60	360	34,3	1,22	284	1,22	284	1,57	368	0	90	1
78	Tanabe	106	450	570	30	60	60	360	33,8	1,22	284	1,22	284	1,57	368	0	86	1
79	Tanabe	107	450	570	40	60	60	360	32,9	0,92	284	0,92	284	1,18	368	0	98	1
80	Tanabe	108	450	570	40	60	60	360	35,3	0,92	284	0,92	284	1,18	368	0	97	1
81	Tanabe	109	450	570	40	60	60	360	35,8	0,92	284	0,92	284	1,18	368	0	102	1
82	Tanabe	110	450	570	10	60	60	360	45,8	1,83	294	1,83	294	4,70	293	0	43	1
83	Tanabe	111	450	570	10	60	60	360	43,4	1,83	294	1,83	294	4,70	293	0	44	1
84	Tanabe	112	450	570	20	60	60	360	43	1,83	294	1,83	294	2,35	293	0	69	1
85	Tanabe	113	450	570	20	60	60	360	48,7	1,83	294	1,83	294	2,35	293	0	71	1
86	Tanabe	114	450	570	30	60	60	360	40	1,22	294	1,22	294	1,57	293	0	71	1
87	Tanabe	115	450	570	30	60	60	360	46,1	1,22	294	1,22	294	1,57	293	0	76	1
88	Tanabe	116	450	570	40	60	60	360	45,3	0,92	294	0,92	294	1,18	293	0	78	1
89	Tanabe	117	450	570	40	60	60	360	42,6	0,92	294	0,92	294	1,18	293	0	77	1
90	Tanabe	118	450	570	10	60	60	360	46,3	2,44	294	2,44	294	4,70	293	0	55	1
91	Tanabe	119	450	570	10	60	60	360	46,9	2,44	294	2,44	294	4,70	293	0	57	1
92	Tanabe	120	450	570	10	60	60	360	45,6	2,44	294	2,44	294	4,70	293	0	58	1

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	L_f [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
93	Tanabe	121	450	570	20	60	60	360	43,7	2,44	324	2,44	324	2,35	293	0	82	1
94	Tanabe	122	450	570	20	60	60	360	43,9	2,44	324	2,44	324	2,35	293	0	76	1
95	Tanabe	123	450	570	20	60	60	360	45,1	2,44	324	2,44	324	2,35	293	0	80	1
96	Tanabe	124	450	570	30	60	60	360	45,4	1,63	324	1,63	324	1,57	293	0	75	1
97	Tanabe	125	450	570	30	60	60	360	43,1	1,63	324	1,63	324	1,57	293	0	84	1
98	Tanabe	126	450	570	30	60	60	360	44,4	1,63	324	1,63	324	1,57	293	0	85	1
99	Tanabe	127	450	570	40	60	60	360	43,8	1,22	324	1,22	324	1,18	293	0	86	1
100	Tanabe	128	450	570	40	60	60	360	43,1	1,22	324	1,22	324	1,18	293	0	78	1
101	Tanabe	129	450	570	40	60	60	360	40,8	1,22	324	1,22	324	1,18	293	0	92	1
102	Tuboi	130	813	507	67	120	107	214	30,2	1,97	296	1,89	296	3,55	261	0	101	1
103	Tuboi	131	813	507	67	120	107	214	31,4	1,97	296	1,89	296	7,41	302	0	162	1
104	Tuboi	132	813	507	67	120	107	214	29,9	2,53	296	2,58	296	3,55	261	0	109	1
105	Tuboi	133	813	507	67	120	107	214	32,2	2,53	296	2,58	296	7,42	302	0	175	1
106	Tuboi	134	813	507	67	120	107	214	29,7	1,97	296	1,89	296	3,55	261	0	195	2
107	Tuboi	135	813	507	67	120	107	214	28,6	1,97	296	1,89	296	7,41	302	0	184	2
108	Matui	136	840	1000	40	80	80	672	15,8	0,33	237	0,33	237	0,20	286	0	45	1
109	Matui	137	840	1000	40	80	80	672	15,8	0,46	335	0,46	335	0,20	286	0	51	1
110	Matui	138	840	1000	30	80	80	672	12,3	0,44	433	0,44	433	1,19	294	0	75	1
111	Matui	139	840	1000	30	80	80	672	12,3	0,61	531	0,61	531	1,19	294	0	71	1
112	Sugano	140	1440	3960	120	360	360	2592	20,6	0,66	572	0,66	572	0,74	397	0,120	2354	1
113	Sugano	141	1440	3960	120	360	360	2592	20,8	0,66	572	0,66	572	0,74	397	0,228	2942	1
114	Sugano	142	1440	3960	120	360	360	2592	21,3	0,66	572	0,66	572	0,74	397	0,155	3138	1
115	Sugano	143	1440	3960	120	360	360	2592	19,6	0,33	572	0,33	572	0,74	397	0,097	1814	1
116	Sugano	144	1440	3960	120	360	360	2592	20,8	0,33	572	0,33	572	0,74	397	0,097	1912	1

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	L_f [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
117	Sugano	145	1440	3960	120	360	360	2592	20,5	0,69	284	0,66	284	0,74	397	0,110	2138	1
118	Sugano	146	1440	3960	120	360	360	2592	19,6	0,69	284	0,66	284	0,74	397	0,106	1981	1
119	Sugano	147	1440	3960	120	360	360	2592	20,9	0,77	397	0,74	397	0,74	397	0,116	2305	1
120	Aoyagi	148	1200	2720	80	320	320	1664	19,7	0,71	353	0,76	353	1,34	363	0	932	1
121	Aoyagi	149	1200	2720	80	320	320	1664	25,9	0,71	353	0,76	353	1,34	363	0	1030	1
122	Aoyagi	150	1200	2720	160	320	320	1664	29,4	0,58	339	0,62	339	0,67	363	0	1552	1
123	Aoyagi	151	1200	2720	80	320	320	1664	23,8	0,71	353	0,76	353	4,98	272	0	1496	1
124	Aoyagi	152	1200	2720	160	320	320	1664	29,2	0,58	339	0,62	339	2,49	272	0	2309	1
125	Ohono-Arakawa	157	700	900	100	100	100	720	30	0,10	224	0,10	224	0,63	297	0	249	2
126	Ohono-Arakawa	158	700	900	100	100	100	720	28,6	0,10	224	0,10	224	0,63	297	0	200	2
127	Yoshizaki	165	800	800	60	80	60	640	23,5	0,22	434	0,23	434	0,66	333	0	102	1
128	Yoshizaki	166	800	800	60	80	60	640	23,5	0,73	434	0,82	434	0,74	343	0	147	1
129	Yoshizaki	167	800	800	60	80	60	640	23,5	0,44	434	0,41	434	1,04	343	0	135	1
130	Yoshizaki	168	800	800	60	80	60	640	23,5	0,73	434	0,82	434	1,11	345	0	159	1
131	Yoshizaki	169	800	800	60	80	60	640	23,5	1,17	434	1,17	434	1,11	345	0	175	1
132	Yoshizaki	170	800	1200	60	120	60	960	24,5	0,24	434	0,23	434	0,44	333	0	160	1
133	Yoshizaki	171	800	1200	60	120	60	960	24,5	0,78	434	0,82	434	0,49	343	0	235	1
134	Yoshizaki	172	800	1200	60	120	60	960	24,5	0,44	434	0,41	434	0,69	343	0	220	1
135	Yoshizaki	173	800	1200	60	120	60	960	24,5	0,78	434	0,82	434	0,74	345	0	260	1
136	Yoshizaki	174	800	1200	60	120	60	960	24,5	1,17	434	1,17	434	0,74	345	0	275	1
137	Yoshizaki	175	800	1600	60	160	60	1280	25,5	0,22	434	0,23	434	0,33	333	0	199	1
138	Yoshizaki	176	800	1600	60	160	60	1280	25,5	0,80	434	0,82	434	0,37	343	0	322	1
139	Yoshizaki	177	800	1600	60	160	60	1280	25,5	0,37	434	0,41	434	0,56	345	0	319	1
140	Yoshizaki	178	800	1600	60	160	60	1280	25,5	0,80	434	0,82	434	0,56	345	0	382	1

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	L_f [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
141	Yoshizaki	179	800	1600	60	160	60	1280	25,5	1,17	434	1,17	434	0,59	351	0	422	1
142	Hidalgo	1	2000	1000	120	100	120	800	19,4	0,25	392	0,13	392	1,06	383	0	198	2
143	Hidalgo	2	2000	1000	120	100	120	800	19,6	0,25	402	0,25	402	1,06	383	0	270	2
144	Hidalgo	4	2000	1000	120	100	120	800	19,5	0,25	402	0,38	402	1,32	383	0	324	2
145	Hidalgo	6	1800	1300	120	130	120	1040	17,7	0,26	314	0,13	314	0,82	481	0	309	2
146	Hidalgo	7	1800	1300	120	130	120	1040	17,8	0,13	471	0,25	471	0,82	481	0	364	2
147	Hidalgo	8	1800	1300	120	130	120	1040	15,7	0,26	471	0,25	471	0,82	481	0	375	2
148	Hidalgo	9	1800	1300	100	130	100	1040	17,6	0,26	366	0,26	366	0,88	485	0	258	2
149	Hidalgo	10	1800	1300	80	130	80	1040	16,4	0,25	367	0,25	367	0,91	485	0	186	2
150	Hidalgo	11	1400	1400	100	140	100	1120	16,3	0,26	362	0,13	362	0,71	483	0	234	2
151	Hidalgo	12	1400	1400	100	140	100	1120	17,0	0,13	366	0,26	366	0,71	483	0	304	2
152	Hidalgo	13	1400	1400	100	140	100	1120	18,1	0,26	370	0,26	370	0,71	483	0	288	2
153	Hidalgo	14	1200	1700	80	170	80	1360	17,1	0,25	366	0,13	366	0,55	483	0	256	2
154	Hidalgo	15	1200	1700	80	170	80	1360	19,0	0,13	366	0,25	366	0,55	483	0	368	2
155	Hidalgo	16	1200	1700	80	170	80	1360	18,8	0,25	366	0,25	366	0,55	483	0	362	2
156	Hidalgo	21	1800	1300	100	130	100	1040	24,2	0,00	0	0,00	0	0,58	483	0	258	2
157	Hidalgo	22	1800	1300	100	130	100	1040	17,2	0,00	0	0,00	0	0,58	483	0	222	2
158	Hidalgo	23	1800	1300	100	130	100	1040	24,2	0,00	0	0,25	431	1,07	483	0	333	2
159	Hidalgo	24	1800	1300	100	130	100	1040	23,9	0,25	431	0,00	0	0,58	483	0	232	2
160	Hidalgo	25	1400	1400	100	140	100	1120	23,9	0,00	0	0,00	0	0,54	483	0	352	2
161	Hidalgo	26	1400	1400	100	140	100	1120	17,7	0,00	0	0,00	0	0,54	483	0	262	2
162	Hidalgo	27	1400	1400	100	140	100	1120	23,9	0,00	0	0,25	431	0,81	483	0	491	2
163	Hidalgo	28	1400	1400	100	140	100	1120	23,3	0,25	431	0,00	0	0,54	483	0	258	2
164	Hidalgo	29	1050	1500	80	150	80	1200	23,2	0,00	0	0,00	0	0,63	483	0	399	2

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	L_f [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
165	Hidalgo	30	1050	1500	80	150	80	1200	17,9	0,00	0	0,00	0	0,63	483	0	356	2
166	Hidalgo	31	1050	1500	80	150	80	1200	23,1	0,00	0	0,25	431	0,83	483	0	391	2
167	Hidalgo	32	1050	1500	80	150	80	1200	23,3	0,25	431	0,00	0	0,63	483	0	344	2
168	Yamada	1	475	1325	40	125	125	860	35,6	0,23	286	0,31	286	0,92	330	0	373	1
169	Yamada	2	475	1325	40	125	125	860	30,4	0,47	286	0,47	286	0,92	330	0	370	1
170	Yamada	3	475	1325	40	125	125	860	31,5	0,93	286	1,09	286	0,92	330	0	438	1
171	Yamada	4	475	1325	30	125	125	860	32,8	0,62	286	0,62	286	1,22	330	0	276	1
172	Yamada	5	475	1325	20	125	125	860	30,1	0,47	286	0,62	286	1,84	330	0	211	1
173	Yamada	6	475	1325	20	125	125	860	33,7	0,93	286	0,94	286	1,84	330	0	213	1
174	Wiradinata	W1	1000	2000	100	200	100	1600	24,8	0,80	434	0,25	425	0,10	434	0,003	574	1
175	Wiradinata	W2	500	2000	100	200	100	1600	22,1	0,80	434	0,25	425	0,10	434	0,002	681	1
176	Saatcioglu	W7	1500	2000	100	200	100	1600	45,0	0,80	450	0,80	450	0,10	450	0	381	1
177	Saatcioglu	W8	1500	1500	100	150	100	1200	45,0	0,80	450	0,80	450	0,10	450	0	225	1
178	Saatcioglu	W3	500	2000	100	200	100	1600	35,0	0,80	480	0,39	248	0,10	480	0	909	1
179	Saatcioglu	W6	1000	2000	100	200	100	1600	35,0	0,80	480	0,80	480	0,10	480	0	530	1
180	Saatcioglu	W4	1000	2000	100	200	100	1600	33,0	0,80	480	0,80	480	0,10	480	0	420	1
181	Saatcioglu	W5	1000	2000	100	200	100	1600	27,0	0,80	480	1,20	480	0,10	480	0	587	1
182	Antebi	6	1016	1803	51	127	191	1239	21,8	0,25	271	0,25	271	0,80	324	0,001	360	1
183	Antebi	10	1016	1803	51	127	191	1239	23,2	0,25	271	0,25	271	1,81	305	0,001	454	1
184	Antebi	13	1016	1803	51	127	191	1239	18,4	0,50	393	0,50	393	0,80	297	0,003	414	1
185	Antebi	25	1016	1803	51	127	191	1239	41,2	0,50	331	0,50	331	0,80	276	0,001	409	1
186	Antebi	32	1016	1803	51	127	191	1239	26,8	0,50	345	0,50	345	0,80	345	0,001	445	1
187	Antebi	35	1016	1803	51	127	191	1239	25,6	0,50	345	0,50	345	0,80	345	0,001	405	1
188	Antebi	37	1016	1803	51	127	191	1239	28,3	0,50	345	0,50	345	0,80	345	0,001	360	1

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	L_f [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
189	Antebi	41	1016	1803	51	127	191	1239	22,8	0,50	323	0,50	323	1,81	338	0,001	471	1
190	Antebi	45	1016	1803	76	127	191	1239	20,3	0,25	313	0,25	313	0,54	296	0,001	409	1
191	Antebi	49	1016	1803	76	127	191	1239	14,0	0,25	319	0,25	319	0,54	314	0,002	400	1
192	Antebi	50	1016	1803	76	127	191	1239	16,4	0,50	306	0,50	306	0,54	319	0,002	409	1
193	Antebi	51	1016	1803	76	127	191	1239	17,0	0,50	343	0,50	343	0,54	319	0,002	503	1
194	Antebi	54	1016	1803	76	127	191	1239	14,4	0,50	346	0,50	346	0,54	312	0,002	427	1
195	Antebi	55	1016	3327	51	127	191	2458	22,8	0,50	361	0,50	361	0,40	321	0,001	494	1
196	Antebi	58	1016	3327	51	127	191	2458	20,0	0,50	348	0,50	348	0,40	336	0,002	489	1
197	Antebi	60	1016	3327	51	127	191	2458	19,6	0,50	350	0,50	350	0,40	319	0,002	600	1
198	Barda	B1-1	953	1906	102	102	610	1362	29,0	0,50	543	0,50	496	0,82	525	0,005	1218	1
199	Barda	B2-1	953	1906	102	102	610	1362	16,3	0,50	552	0,50	499	2,89	487	0,006	978	1
200	Barda	B3-2	953	1906	102	102	610	1362	27,0	0,50	545	0,50	513	1,87	414	0,005	1108	1
201	Barda	B6-4	953	1906	102	102	610	1362	21,2	0,25	496	0,50	496	1,87	529	0,005	876	1
202	Barda	B7-5	476	1906	102	102	610	1362	25,7	0,50	531	0,50	501	1,87	539	0,003	1140	1
203	Barda	B8-5	1905	1906	102	102	610	1362	23,4	0,50	527	0,50	496	1,87	489	0,006	886	1
204	Benjamin	4BII-1	508	610	51	102	127	326	20,0	0,50	341	0,50	341	1,72	312	0	89	1
205	Benjamin	4BII-2	508	915	51	102	127	570	21,4	0,50	341	0,50	341	0,99	312	0	155	1
206	Benjamin	4BII-3	508	1220	51	102	127	813	19,5	0,50	341	0,50	341	0,69	312	0	201	1
207	Benjamin	4BII-4	508	1779	51	102	127	1260	26,2	0,50	341	0,50	341	0,45	312	0	294	1
208	Benjamin	3BI-1	851	1727	51	127	95	1179	21,4	0,50	341	0,50	341	0,85	312	0	187	1
209	Benjamin	1BII-1	851	1727	51	127	191	1179	20,0	0,25	341	0,25	341	0,84	312	0	249	1
210	Benjamin	1BII-2a	851	1727	51	127	191	1179	22,1	0,50	341	0,50	341	0,84	312	0	463	1
211	Benjamin	1BII-2b	851	1727	51	127	191	1179	24,1	0,50	341	0,50	341	0,84	312	0	374	1
212	Benjamin	3BI-3	851	1727	51	127	305	1179	22,8	0,50	341	0,50	341	0,85	312	0	294	1

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	L_f [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
213	Benjamin	3AII-1	508	915	44	102	127	570	24,8	0,50	341	0,50	341	1,69	312	0	205	1
214	Benjamin	3AII-2	508	915	44	102	127	570	19,3	0,25	341	0,25	341	1,69	312	0	138	1
215	Benjamin	1BII-1	425	865	25	64	95	590	21,4	0,50	341	0,50	341	0,81	312	0	90	1
216	Benjamin	1BII-1a	425	865	25	64	95	590	20,7	0,50	341	0,50	341	0,81	312	0	89	1
217	Benjamin	1BII-3	1276	2592	76	191	286	1769	20,7	0,50	341	0,50	341	0,81	312	0	685	1
218	Benjamin	NV-1	699	1651	51	127	127	1118	26,9	0,50	341	0,50	341	0,50	312	0	301	1
219	Benjamin	NV-11	953	1143	51	127	127	711	24,8	0,50	341	0,50	341	2,21	312	0	222	1
220	Benjamin	NV-18	540	1956	51	127	127	1361	20,7	0,50	341	0,50	341	0,41	312	0	374	1
221	Benjamin	VR-3	851	1727	51	127	191	1179	21,4	0,50	341	0,50	341	0,84	312	0	302	1
222	Benjamin	R-1	851	1727	51	127	191	1179	20,7	0,25	341	0,25	341	0,84	312	0	316	1
223	Benjamin	A1-A	502	1779	44	102	127	1260	21,4	1,00	341	1,00	341	0,51	312	0	311	1
224	Benjamin	A1-B	502	1779	44	102	127	1260	22,8	1,00	341	1,00	341	0,51	312	0	367	1
225	Benjamin	A2-B	502	1779	44	102	127	1260	20,7	1,50	341	1,50	341	0,51	312	0	329	1
226	Benjamin	M-1	864	1576	51	121	191	1067	22,1	0,25	359	0,25	359	0,95	324	0	214	1
227	Benjamin	M-4	864	1576	51	121	191	1067	21,4	0,25	359	0,25	359	0,95	324	0	178	1
228	Benjamin	MR-2	419	1645	44	127	127	1113	19,9	0,25	359	0,25	359	1,04	324	0	245	1
229	Benjamin	MR-4	419	1645	44	127	127	1113	14,4	0,25	359	0,25	359	1,04	324	0	245	1
230	Benjamin	SD-1A	584	1220	51	102	102	813	16,1	0,50	293	0,50	293	0,69	293	0	178	1
231	Benjamin	SD-1B	584	1220	51	102	102	813	16,1	0,50	293	0,50	293	0,69	293	0	178	1
232	Benjamin	SD-1C	584	1220	51	102	102	813	16,1	0,50	293	0,50	293	0,69	293	0	160	1
233	Cardenas	SW-7	1905	1905	76	191	76	1524	43,0	0,86	448	0,27	414	1,03	448	0,002	519	1
234	Cardenas	SW-8	1905	1905	76	191	76	1524	42,5	2,89	448	0,27	465	0,36	448	0,002	570	1
235	Cardenas	SW-9	1905	1905	76	191	76	1524	43,0	2,89	448	1,00	414	0,36	448	0,002	679	1
236	Cardenas	SW-10	1905	1905	76	191	76	1524	40,3	1,63	448	0,00	448	0,20	448	0	307	1

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	L_f [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
237	Cardenas	SW-13	1905	1905	76	191	76	1524	43,4	2,89	448	1,00	455	0,36	448	0,002	632	1
238	Galletly	A-8	508	915	44	102	102	570	35,9	0,79	345	0,79	345	2,00	317	0	274	1
239	Galletly	A-4	508	915	44	102	102	570	29,7	1,57	345	1,57	345	2,00	312	0	318	1
240	Galletly	B-8	508	915	44	102	102	570	33,8	0,79	345	0,79	345	1,13	343	0	227	1
241	Galletly	B-4	508	915	44	102	102	570	34,5	1,57	345	1,57	345	1,13	343	0	285	1
242	Galletly	C-8	508	915	44	102	102	570	31,7	0,79	345	0,79	345	2,25	369	0	191	1
243	Galletly	C-4	508	915	44	102	102	570	29,7	1,57	345	1,57	345	2,25	367	0	245	1
244	Massone	T-1	1524	1524	152	168	152	1219	25,5	0,43	424	0,28	424	0,39	448	0,009	634	2
245	Massone	T-2	1524	1524	152	127	152	1219	31,4	0,40	424	0,28	424	0,21	448	0,007	454	2
246	Massone	T-3	1524	1524	152	127	152	1219	31,0	0,40	424	0,28	424	0,21	448	0,007	492	2
247	Massone	T-4	1524	1524	152	168	152	1219	43,7	0,43	424	0,28	424	0,39	448	0,005	750	2
248	Massone	T-5	1219	1372	152	127	152	1097	28,3	0,23	424	0,28	424	0,17	424	0,109	754	2
249	Massone	T-6	1219	1372	152	127	152	1097	31,4	0,23	424	0,28	424	0,17	424	0,108	821	2
250	Massone	T-7	1219	1372	152	127	152	1097	31,9	0,23	424	0,28	424	0,17	424	0,058	649	2
251	Massone	T-8	1219	1372	152	127	152	1097	32,0	0,23	424	0,28	424	0,17	424	0,058	683	2
252	Massone	T-9	1219	1372	152	127	152	1097	29,9	0,23	424	0,28	424	0,17	424	0,009	405	2

Base de datos vigas altas

En el presente apartado se adjunta la base de datos de 182 ensayos de vigas altas usados para validar el modelo cerrado de ángulo fijo.

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD. ²
1	Smith	0A0-44	235	356	102	305	20,5	0	0	0	0	0	437	0	140	1
2	Smith	0A0-48	235	356	102	305	20,9	0	0	0	0	0,1	437	0	136	1
3	Smith	1A1-10	235	356	102	305	18,7	0,23	437	0,28	437	0,1	437	0	161	1
4	Smith	1A3-11	235	356	102	305	18,0	0,45	437	0,28	437	0,1	437	0	148	1
5	Smith	1A4-12	235	356	102	305	16,1	0,68	437	0,28	437	0,1	437	0	141	1
6	Smith	1A4-51	235	356	102	305	20,6	0,68	437	0,28	437	0,1	437	0	171	1
7	Smith	1A6-37	235	356	102	305	21,1	0,91	437	0,28	437	0,1	437	0	184	1
8	Smith	2A1-38	235	356	102	305	21,7	0,23	437	0,63	437	0,1	437	0	175	1
9	Smith	2A3-39	235	356	102	305	19,8	0,45	437	0,63	437	0,1	437	0	171	1
10	Smith	2A4-40	235	356	102	305	20,3	0,68	437	0,63	437	0,1	437	0	172	1
11	Smith	2A6-41	235	356	102	305	19,1	0,91	437	0,63	437	0,1	437	0	162	1
12	Smith	3A1-42	235	356	102	305	18,4	0,23	437	1,25	437	0,1	437	0	161	1
13	Smith	3A3-43	235	356	102	305	19,2	0,45	437	1,25	437	0,1	437	0	173	1
14	Smith	3A4-45	235	356	102	305	20,8	0,68	437	1,25	437	0,1	437	0	179	1
15	Smith	3A6-46	235	356	102	305	19,9	0,91	437	1,25	437	0,1	437	0	168	1
16	Smith	OB0-49	308	356	102	305	21,7	0	437	0	437	0,1	437	0	149	1
17	Smith	1B1-01	308	356	102	305	22,1	0,23	437	0,24	437	0,1	437	0	147	1
18	Smith	1B3-29	308	356	102	305	20,1	0,45	437	0,24	437	0,1	437	0	144	1
19	Smith	1B4-30	308	356	102	305	20,8	0,68	437	0,24	437	0,1	437	0	140	1
20	Smith	1B6-31	308	356	102	305	19,5	0,91	437	0,24	437	0,1	437	0	153	1

² Curvatura simple=1; Curvatura doble=2.

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
21	Smith	2B1-05	308	356	102	305	19,2	0,23	437	0,42	437	0,1	437	0	129	1
22	Smith	2B3-06	308	356	102	305	19,0	0,45	437	0,42	437	0,1	437	0	131	1
23	Smith	2B4-07	308	356	102	305	17,5	0,68	437	0,42	437	0,1	437	0	126	1
24	Smith	2B4-52	308	356	102	305	21,8	0,68	437	0,42	437	0,1	437	0	150	1
25	Smith	2B6-32	308	356	102	305	19,8	0,91	437	0,42	437	0,1	437	0	145	1
26	Smith	3B1-08	308	356	102	305	16,2	0,23	437	0,63	437	0,1	437	0	131	1
27	Smith	3B1-36	308	356	102	305	20,4	0,23	437	0,77	437	0,1	437	0	159	1
28	Smith	3B3-33	308	356	102	305	19	0,45	437	0,77	437	0,1	437	0	158	1
29	Smith	3B4-34	308	356	102	305	19,2	0,68	437	0,77	437	0,1	437	0	155	1
30	Smith	3B6-35	308	356	102	305	20,7	0,91	437	0,77	437	0,1	437	0	166	1
31	Smith	4B1-09	308	356	102	305	17,1	0,23	437	1,25	437	0,1	437	0	153	1
32	Smith	0C0-50	408	356	102	305	20,7	0	437	0	437	0,1	437	0	116	1
33	Smith	1C1-14	408	356	102	305	19,2	0,23	437	0,18	437	0,1	437	0	119	1
34	Smith	1C3-02	408	356	102	305	21,9	0,45	437	0,18	437	0,1	437	0	123	1
35	Smith	1C4-15	408	356	102	305	22,7	0,68	437	0,18	437	0,1	437	0	131	1
36	Smith	1C6-16	408	356	102	305	21,8	0,91	437	0,18	437	0,1	437	0	122	1
37	Smith	2C1-17	408	356	102	305	19,9	0,23	437	0,31	437	0,1	437	0	124	1
38	Smith	2C3-03	408	356	102	305	19,2	0,45	437	0,31	437	0,1	437	0	104	1
39	Smith	2C3-27	408	356	102	305	19,3	0,45	437	0,31	437	0,1	437	0	115	1
40	Smith	2C4-18	408	356	102	305	20,4	0,68	437	0,31	437	0,1	437	0	125	1
41	Smith	2C6-19	408	356	102	305	20,8	0,91	437	0,31	437	0,1	437	0	124	1
42	Smith	3C1-20	408	356	102	305	21	0,23	437	0,56	437	0,1	437	0	141	1
43	Smith	3C3-21	408	356	102	305	16,6	0,45	437	0,56	437	0,1	437	0	125	1
44	Smith	3C4-22	408	356	102	305	18,3	0,68	437	0,56	437	0,1	437	0	128	1

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
45	Smith	3C6-23	408	356	102	305	19	0,91	437	0,56	437	0,1	437	0	137	1
46	Smith	4C1-24	408	356	102	305	19,6	0,23	437	0,77	437	0,1	437	0	147	1
47	Smith	4C3-04	408	356	102	305	18,6	0,45	437	0,63	437	0,1	437	0	129	1
48	Smith	4C3-28	408	356	102	305	19,2	0,45	437	0,77	437	0,1	437	0	152	1
49	Smith	4C4-25	408	356	102	305	18,5	0,68	437	0,77	437	0,1	437	0	153	1
50	Smith	4C6-26	408	356	102	305	21,2	0,91	437	0,77	437	0,1	437	0	159	1
51	Smith	0D0-47	613	356	102	305	19,5	0	437	0	437	0,1	437	0	73	1
52	Smith	4D1-13	613	356	102	305	16,1	0,23	437	0,42	437	0,1	437	0	87	1
53	Kong	1_30	253	762	76	724	21,5	0	0	2,45	280	0	0	0	239	1
54	Kong	1_25	257	635	76	597	24,6	0	0	2,45	280	0	0	0	224	1
55	Kong	1_20	254	508	76	470	21,2	0	0	2,45	280	0	0	0	190	1
56	Kong	1_15	254	381	76	343	21,2	0	0	2,45	280	0	0	0	164	1
57	Kong	1_10	255	254	76	216	21,7	0	0	2,45	280	0	0	0	89	1
58	Kong	2_30	253	762	76	724	19,2	0	0	0,86	303	0	0	0	249	1
59	Kong	2_25	257	635	76	597	18,6	0	0	0,86	303	0	0	0	224	1
60	Kong	2_20	254	508	76	470	19,9	0	0	0,86	303	0	0	0	215	1
61	Kong	2_15	254	381	76	343	22,8	0	0	0,86	303	0	0	0	140	1
62	Kong	2_10	255	254	76	216	20,1	0	0	0,86	303	0	0	0	100	1
63	Kong	3_30	253	762	76	724	22,6	2,45	280	0	0	0	0	0	276	1
64	Kong	3_25	257	635	76	597	21,0	2,45	280	0	0	0	0	0	226	1
65	Kong	3_20	254	508	76	470	19,2	2,45	280	0	0	0	0	0	208	1
66	Kong	3_15	254	381	76	343	21,9	2,45	280	0	0	0	0	0	159	1
67	Kong	3_10	255	254	76	216	22,6	2,45	280	0	0	0	0	0	86	1
68	Kong	4_30	253	762	76	724	22,0	0,86	303	0	0	0	0	0	242	1

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
69	Kong	4_25	257	635	76	597	21,0	0,86	303	0	0	0	0	0	201	1
70	Kong	4_20	254	508	76	470	20,1	0,86	303	0	0	0	0	0	181	1
71	Kong	4_15	254	381	76	343	22,0	0,86	303	0	0	0	0	0	109	1
72	Kong	4_10	255	254	76	216	22,6	0,86	303	0	0	0	0	0	96	1
73	Kong	5_30	253	762	76	724	18,6	0,61	280	0,61	280	0	0	0	239	1
74	Kong	5_25	257	635	76	597	19,2	0,61	280	0,61	280	0	0	0	208	1
75	Kong	5_20	254	508	76	470	20,1	0,61	280	0,61	280	0	0	0	173	1
76	Kong	5_15	254	381	76	343	21,9	0,61	280	0,61	280	0	0	0	127	1
77	Kong	5_10	255	254	76	216	22,6	0,61	280	0,61	280	0	0	0	78	1
78	Kong	6_30	253	762	76	724	26,1	0,51	303	0	0	0	0	0	308	1
79	Kong	6_25	257	635	76	597	25,1	0,61	303	0	0	0	0	0	266	1
80	Kong	6_20	254	508	76	470	26,1	0,77	303	0	0	0	0	0	245	1
81	Kong	6_15	254	381	76	343	26,1	1,02	303	0	0	0	0	0	173	1
82	Kong	6_10	255	254	76	216	25,1	1,53	303	0	0	0	0	0	98	1
83	Kong	7_30A	253	762	76	724	25,1	0	0	0	0	0	0	0	253	1
84	Kong	7_30B	253	762	76	724	26,1	0,17	303	0	0	0	0	0	300	1
85	Kong	7_30C	253	762	76	724	25,1	0,34	303	0	0	0	0	0	259	1
86	Kong	7_30D	253	762	76	724	21,3	0,68	303	0	0	0	0	0	264	1
87	Kong	7_30E	253	762	76	724	21,3	0,85	303	0	0	0	0	0	297	1
88	de Paiva	G33S-11	203	229	76	203	23,3	0	0	0	0	0,92	355	0	85	1
89	de Paiva	G33S-12	203	229	76	203	19,9	0	0	1,09	221	0,92	355	0	85	1
90	de Paiva	G33S-31	203	229	76	203	19,9	0	0	0	0	0,83	347	0	107	1
91	de Paiva	G33S-32	203	229	76	203	20,1	0	0	1,09	221	0,83	347	0	101	1
92	Kong	N4200	425	560	130	500	23,7	0	420	0	420	0,24	420	0	265	1

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
93	Kong	N42A2	425	560	130	500	23,7	0,43	420	0,12	420	0,24	420	0	284	1
94	Kong	N42B2	425	560	130	500	23,7	0,43	420	0,22	420	0,24	420	0	377	1
95	Kong	N42C2	425	560	130	500	23,7	0,43	420	0,34	420	0,24	420	0	358	1
96	Kong	H4100	250	560	130	500	49,1	0	420	0	420	0,24	420	0	642	1
97	Kong	H41A2(1)*	250	560	130	500	49,1	0,43	420	0,12	420	0,24	420	0	713	1
98	Kong	H41B2	250	560	130	500	49,1	0,43	420	0,22	420	0,24	420	0	706	1
99	Kong	H41C2	250	560	130	500	49,1	0,43	420	0,34	420	0,24	420	0	709	1
100	Kong	H4200	425	560	130	500	49,1	0	420	0	420	0,24	420	0	401	1
101	Kong	H42A2(1)	425	560	130	500	49,1	0,43	420	0,12	420	0,24	420	0	488	1
102	Kong	H42B2(1)	425	560	130	500	49,1	0,43	420	0,22	420	0,24	420	0	456	1
103	Kong	H42C2(1)	425	560	130	500	49,1	0,43	420	0,34	420	0,24	420	0	421	1
104	Kong	H4300	625	560	130	500	49,1	0	420	0	420	0,24	420	0	337	1
105	Kong	H43A2(1)	625	560	130	500	49,1	0,43	420	0,12	420	0,24	420	0	347	1
106	Kong	H43B2	625	560	130	500	49,1	0,43	420	0,22	420	0,24	420	0	381	1
107	Kong	H43C2	625	560	130	500	49,1	0,43	420	0,34	420	0,24	420	0	402	1
108	Kong	H45A2	1000	560	130	500	49,1	0,43	420	0,12	420	0,24	420	0	211	1
109	Kong	H45B2	1000	560	130	500	49,1	0,43	420	0,22	420	0,24	420	0	237	1
110	Kong	H45C2	1000	560	130	500	49,1	0,43	420	0,34	420	0,24	420	0	235	1
111	Kong	H41A0	250	560	120	500	50,7	0	420	0,13	420	0,26	420	0	347	1
112	Kong	H41A1	250	560	120	500	50,7	0,23	420	0,13	420	0,26	420	0	398	1
113	Kong	H41A2(2)	250	560	120	500	50,7	0,47	420	0,13	420	0,26	420	0	490	1
114	Kong	H41A3	250	560	120	500	50,7	0,94	420	0,13	420	0,26	420	0	455	1
115	Kong	H42A2(2)	425	560	120	500	50,7	0,47	420	0,13	420	0,26	420	0	392	1
116	Kong	H42B2(2)	425	560	120	500	50,7	0,47	420	0,24	420	0,26	420	0	361	1

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
117	Kong	H42C2(2)	425	560	120	500	50,7	0,47	420	0,37	420	0,26	420	0	374	1
118	Kong	H43A0	625	560	120	500	50,7	0	420	0,13	420	0,26	420	0	214	1
119	Oh J-K	H43A1	625	560	120	500	50,7	0,23	420	0,13	420	0,26	420	0	260	1
120	Oh J-K	H43A2(2)	625	560	120	500	50,7	0,47	420	0,13	420	0,26	420	0	277	1
121	Oh J-K	H43A3	625	560	120	500	50,7	0,94	420	0,13	420	0,26	420	0	291	1
122	Oh J-K	H45A2(2)	1000	560	120	500	50,7	0,46	420	0,13	420	0,26	420	0	165	1
123	Oh J-K	U41A0	250	560	120	500	73,6	0	420	0,13	420	0,26	420	0	438	1
124	Oh J-K	U41A1	250	560	120	500	73,6	0,23	420	0,13	420	0,26	420	0	542	1
125	Oh J-K	U41A2	250	560	120	500	73,6	0,47	420	0,13	420	0,26	420	0	548	1
126	Oh J-K	U41A3	250	560	120	500	73,6	0,94	420	0,13	420	0,26	420	0	547	1
127	Oh J-K	U42A2	425	560	120	500	73,6	0,47	420	0,13	420	0,26	420	0	418	1
128	Oh J-K	U42B2	425	560	120	500	73,6	0,47	420	0,24	420	0,26	420	0	410	1
129	Oh J-K	U42C2	425	560	120	500	73,6	0,47	420	0,37	420	0,26	420	0	408	1
130	Oh J-K	U43A0	625	560	120	500	73,6	0	420	0,13	420	0,26	420	0	291	1
131	Oh J-K	U43A1	625	560	120	500	73,6	0,23	420	0,13	420	0,26	420	0	310	1
132	Oh J-K	U43A2	625	560	120	500	73,6	0,47	420	0,13	420	0,26	420	0	338	1
133	Oh J-K	U43A3	625	560	120	500	73,6	0,94	420	0,13	420	0,26	420	0	333	1
134	Oh J-K	U45A2	1000	560	120	500	73,6	0,47	420	0,13	420	0,26	420	0	214	1
135	Oh J-K	N33A2	625	560	130	500	23,7	0,43	420	0,12	420	0,24	420	0	228	1
136	Oh J-K	N43A2	625	560	130	500	23,7	0,43	420	0,12	420	0,24	420	0	255	1
137	Oh J-K	N53A2	625	560	130	500	23,7	0,43	420	0,12	420	0,24	420	0	207	1
138	Oh J-K	H31A2	250	560	130	500	49,1	0,43	420	0,12	420	0,24	420	0	746	1
139	Oh J-K	H32A2	425	560	130	500	49,1	0,43	420	0,12	420	0,24	420	0	530	1
140	Oh J-K	H33A2	625	560	130	500	49,1	0,43	420	0,12	420	0,24	420	0	378	1

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [MPa]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
141	Oh J-K	H51A2	250	560	130	500	49,1	0,43	420	0,12	420	0,24	420	0	702	1
142	Oh J-K	H52A2	425	560	130	500	49,1	0,43	420	0,12	420	0,24	420	0	567	1
143	Oh J-K	H53A2	625	560	130	500	49,1	0,43	420	0,12	420	0,24	420	0	363	1
144	Tan K-H	A-0.27-2.15	125	500	110	463	58,8	0	0	0,48	375	0,11	375	0	675	1
145	Tan K-H	A-0.27-3.23	125	500	110	463	51,6	0	0	0,48	375	0,11	375	0	630	1
146	Tan K-H	A-0.27-4.30	125	500	110	463	53,9	0	0	0,48	375	0,11	375	0	640	1
147	Tan K-H	A-0.27-5.38	125	500	110	463	57,3	0	0	0,48	375	0,11	375	0	630	1
148	Tan K-H	B-0.54-2.15	250	500	110	463	56,0	0	0	0,48	375	0,11	375	0	468	1
149	Tan K-H	B-0.54-3.23	250	500	110	463	45,7	0	0	0,48	375	0,11	375	0	445	1
150	Tan K-H	B-0.54-4.30	250	500	110	463	53,9	0	0	0,48	375	0,11	375	0	500	1
151	Tan K-H	B-0.54-5.38	250	500	110	463	53,0	0	0	0,48	375	0,11	375	0	480	1
152	Tan K-H	C-0.81-2.15	375	500	110	463	51,2	0	0	0,48	375	0,11	375	0	403	1
153	Tan K-H	C-0.81-3.23	375	500	110	463	44,0	0	0	0,48	375	0,11	375	0	400	1
154	Tan K-H	D-1.08-2.15	500	500	110	463	48,2	0	0	0,48	375	0,11	375	0	270	1
155	Tan K-H	D-1.08-3.23	500	500	110	463	44,1	0	0	0,48	375	0,11	375	0	280	1
156	Tan K-H	D-1.08-4.30	500	500	110	463	46,8	0	0	0,48	375	0,11	375	0	290	1
157	Tan K-H	D-1.08-5.38	500	500	110	463	48,0	0	0	0,48	375	0,11	375	0	290	1
158	Tan K-H	E-1.62-3.23	750	500	110	463	50,6	0	0	0,48	375	0,11	375	0	220	1
159	Tan K-H	E-1.62-4.30	750	500	110	463	44,6	0	0	0,48	375	0,11	375	0	190	1
160	Tan K-H	F-2.16-4.30	1000	500	110	463	41,1	0	0	0,48	375	0,11	375	0	150	1
161	Tan K-H	G-2.70-5.38	1250	500	110	463	42,8	0	0	0,48	375	0,11	375	0	105	1
162	Yang K-H	L5-40	200	400	160	355	31,4	0	0	0	0	0,28	408	0	447	1
163	Yang K-H	L5-60	300	600	160	555	31,4	0	0	0	0	0,18	408	0	535	1
164	Yang K-H	L5-60R	300	1500	160	555	31,4	0	0	0	0	0,18	408	0	479	1

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
165	Yang K-H	L5-75	375	750	160	685	31,4	0	0	0	0	0,14	408	0	597	1
166	Yang K-H	L5-100	500	1000	160	935	31,4	0	0	0	0	0,1	408	0	582	1
167	Yang K-H	L10-40	400	400	160	355	31,4	0	0	0	0	0,28	408	0	192	1
168	Yang K-H	L10-40R	400	400	160	355	31,4	0	0	0	0	0,28	408	0	312	1
169	Yang K-H	L10-60	600	600	160	555	31,4	0	0	0	0	0,18	408	0	375	1
170	Yang K-H	L10-75	750	750	160	685	31,4	0	0	0	0	0,14	408	0	272	1
171	Yang K-H	L10-75R	750	750	160	685	31,4	0	0	0	0	0,14	408	0	330	1
172	Yang K-H	L10-100	1000	1000	160	935	31,4	0	0	0	0	0,1	408	0	544	1
173	Yang K-H	UH5-40	200	400	160	355	78,5	0	0	0	0	0,28	408	0	733	1
174	Yang K-H	UH5-60	300	600	160	555	78,5	0	0	0	0	0,18	408	0	823	1
175	Yang K-H	UH5-75	375	750	160	685	78,5	0	0	0	0	0,14	408	0	1010	1
176	Yang K-H	UH5-100	500	1000	160	935	78,5	0	0	0	0	0,1	408	0	1029	1
177	Yang K-H	UH10-40	375	400	160	355	78,5	0	0	0	0	0,28	408	0	499	1
178	Yang K-H	UH10-40R	375	400	160	355	78,5	0	0	0	0	0,28	408	0	385	1
179	Yang K-H	UH10-60	600	600	160	555	78,5	0	0	0	0	0,18	408	0	573	1
180	Yang K-H	UH10-75	750	750	160	685	78,5	0	0	0	0	0,14	408	0	338	1
181	Yang K-H	UH10-75R	750	750	160	685	78,5	0	0	0	0	0,14	408	0	361	1
182	Yang K-H	UH10-100	1000	1000	160	935	78,5	0	0	0	0	0,1	408	0	769	1

Base de datos ménsulas

En el presente apartado se adjunta la base de datos de 109 ensayos de ménsulas usados para validar el modelo cerrado de ángulo fijo.

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD. ³
1	Hermansen	HC-H1	121	406	228	375	39,8	0,15	380	0	0	0,59	341	0	600	1
2	Hermansen	HC-H2	121	406	228	375	35,8	0,15	380	0	0	0,59	341	0	520	1
3	Hermansen	HC-H3	121	406	228	375	37,8	0,35	303	0	0	0,59	341	0	570	1
4	Hermansen	HC-H4	121	406	228	375	38,7	0,35	303	0	0	0,59	341	0	580	1
5	Hermansen	HC-H7	111	406	228	372	36,1	0,67	342	0	0	1,35	350	0	900	1
6	Hermansen	HC-H8	111	406	228	372	30,4	0,67	342	0	0	1,35	350	0	915	1
7	Hermansen	HC-H9	111	406	228	373	37,6	1,00	340	0	0	0,76	353	0	885	1
8	Hermansen	HC-H10	111	406	228	372	33,9	0,67	342	0	0	1,35	350	0	860	1
9	Hermansen	HC-H13	111	406	228	372	36,7	0,67	342	0	0	1,35	336	0	805	1
10	Hermansen	HC-H14	121	406	228	375	40,0	0,35	249	0	0	0,59	349	0	698	1
11	Hermansen	HC-H19	111	406	228	375	46,5	0,00	0	0	0	0,46	344	0	498	1
12	Hermansen	HC-H20	111	406	228	375	44,7	1,19	328	0	0	0,29	348	0	903	1
13	Hermansen	HC-H21	111	406	228	373	30,4	1,00	256	0	0	0,76	326	0	682	1
14	Hermansen	HC-H22	111	406	228	373	47,3	1,00	256	0	0	0,76	326	0	870	1
15	Hermansen	HC-H23	111	406	228	373	41,4	1,00	256	0	0	0,76	326	0	739	1
16	Hermansen	HC-H27	111	406	228	372	37,3	0,00	0	0	0	2,01	338	0	743	1
17	Hermansen	HC-H28	111	406	228	375	40,3	0,00	0	0	0	0,44	346	0	467	1
18	Hermansen	HC-H29	111	406	228	375	17,6	0,00	0	0	0	0,44	346	0	462	1
19	Hermansen	HC-HT1	121	406	228	375	45,0	0,33	342	0	0	0,59	346	0	640	1
20	Hermansen	HC-HS1	76	268	152	237	36,0	0,55	253	0	0	1,06	343	0	292	1

³ Curvatura simple=1; Curvatura doble=2.

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
21	Hermansen	HC-HS2	76	268	152	237	32,0	0,83	251	0	0	1,06	343	0	315	1
22	Hermansen	HC-HS3	76	268	152	237	46,5	0,00	0	0	0	0,79	341	0	263	1
23	Kriz	KR-1S	241	457	203	409	29,9	0,34	345	0	0	0,93	303	0	423	1
24	Kriz	KR-2S	241	457	203	409	31,7	0,62	319	0	0	0,93	303	0	484	1
25	Kriz	KR-3S	241	457	203	409	30,5	0,93	323	0	0	0,93	310	0	487	1
26	Kriz	KR-4S	152	457	203	409	29,9	0,34	392	0	0	0,93	305	0	534	1
27	Kriz	KR-5S	152	457	203	409	29,9	0,62	341	0	0	0,93	305	0	602	1
28	Kriz	KR-6S	152	457	203	409	30,9	0,93	339	0	0	0,93	305	0	665	1
29	Kriz	KR-11	102	356	406	307	26,9	0	0	0	0	1,24	329	0	822	1
30	Kriz	KR-18	152	457	203	412	29,0	0	0	0	0	0,48	326	0	360	1
31	Kriz	KR-23	152	660	203	615	27,2	0	0	0	0	0,32	310	0	394	1
32	Kriz	KR-26	152	457	203	409	29,5	0	0	0	0	0,93	368	0	492	1
33	Kriz	KR-29	152	660	203	612	25,7	0	0	0	0	0,62	328	0	549	1
34	Kriz	KR-34	152	457	203	409	28,1	0	0	0	0	1,86	368	0	549	1
35	Kriz	KR-37	152	660	203	612	26,0	0	0	0	0	1,24	374	0	694	1
36	Kriz	KR-39	241	457	203	409	31,0	0	0	0	0	0,93	376	0	386	1
37	Kriz	KR-40	241	457	203	409	29,9	0	0	0	0	0,93	305	0	387	1
38	Kriz	KR-41	241	457	203	409	29,0	0	0	0	0	0,93	306	0	347	1
39	Kriz	KR-43	241	660	203	612	28,6	0	0	0	0	0,62	329	0	533	1
40	Kriz	KR-44	241	660	203	612	26,5	0	0	0	0	0,62	313	0	498	1
41	Kriz	KR-45	241	457	203	409	29,5	0	0	0	0	1,86	348	0	534	1
42	Kriz	KR-46	241	457	203	409	26,5	0	0	0	0	1,86	305	0	466	1
43	Kriz	KR-47	241	457	203	409	28,0	0	0	0	0	1,86	306	0	465	1
44	Kriz	KR-60	254	457	203	409	26,3	0	0	0	0	0,93	305	0	355	1

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [MPa]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
45	Kriz	KR-61	254	457	203	409	28,3	0	0	0	0	0,93	374	0	334	1
46	Kriz	KR-69	254	457	203	409	25,4	0	0	0	0	1,86	305	0	383	1
47	Kriz	KR-70	254	457	203	409	27,7	0	0	0	0	1,86	368	0	356	1
48	Kriz	KR-83	216	457	203	412	15,9	0	0	0	0	0,48	316	0	229	1
49	Kriz	KR-84	216	457	203	409	15,8	0	0	0	0	0,93	326	0	311	1
50	Kriz	KR-85	216	457	203	406	15,0	0	0	0	0	1,23	308	0	282	1
51	Kriz	KR-88	89	660	203	612	26,3	0	0	0	0	1,24	328	0	672	1
52	Kriz	KR-92	216	457	203	412	28,7	0	0	0	0	0,48	316	0	287	1
53	Kriz	KR-93	216	457	203	409	27,4	0	0	0	0	0,93	328	0	401	1
54	Kriz	KR-94	216	457	203	406	27,2	0	0	0	0	1,23	322	0	506	1
55	Kriz	KR-97	89	660	203	612	44,3	0	0	0	0	1,24	305	0	964	1
56	Kriz	KR-101	216	457	203	412	43,9	0	0	0	0	0,48	319	0	347	1
57	Kriz	KR-102	216	457	203	409	46,1	0	0	0	0	0,93	321	0	432	1
58	Kriz	KR-103	216	457	203	406	45,4	0	0	0	0	1,23	328	0	525	1
59	Mattock	MA-A2	152	255	152	226	25,3	0	0	0	0	1,16	321	0	158	1
60	Mattock	MA-A3	228	255	152	225	26,6	0	0	0	0	1,86	382	0	125	1
61	Mattock	MA-B2	152	255	152	226	23,8	0,37	462	0	0	1,16	317	0	173	1
62	Mattock	MA-B3A	228	255	152	225	28,7	0,75	452	0	0	1,86	357	0	187	1
63	Yong	YO-B1	140	406	254	356	49,8	0,31	420	0	0	0,43	420	0	778	1
64	Yong	YO-B2	140	406	254	356	48,6	0,31	420	0	0	0,43	420	0	667	1
65	Yong	YO-C1	140	406	254	356	63,3	0,31	420	0	0	0,57	420	0	796	1
66	Yong	YO-C2	140	406	254	356	55,5	0,31	420	0	0	0,57	420	0	836	1
67	Yong	YO-D1	140	406	254	356	39,2	0,31	420	0	0	0,66	420	0	701	1
68	Yong	YO-D2	140	406	254	356	54,5	0,31	420	0	0	0,66	420	0	801	1

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
69	Fattuhi	FAH-T1	89	150	150	105	40,2	0	0	0	0	1,00	558	0	93	1
70	Fattuhi	FAH-T2	89	150	150	130	40,2	0,81	558	0	0	0,81	558	0	146	1
71	Fattuhi	FAH-T6	89	150	150	137	42,0	0	0	0	0	1,10	491	0	136	1
72	Fattuhi	FAH-T7	89	150	150	130	38,5	0,81	558	0	0	1,16	491	0	157	1
73	Fattuhi	FAH-T8	89	150	150	130	42,0	1,61	558	0	0	1,16	491	0	188	1
74	Fattuhi	FAH-T9	89	150	150	130	38,5	1,61	558	0	0	1,16	491	0	153	1
75	Fattuhi	FA-89	150	249	153	224	25,9	0	0	0	0	0,46	454	0	105	1
76	Fattuhi	FA-90	200	251	154	226	25,9	0	0	0	0	0,45	454	0	83	1
77	Fattuhi	FA-91	200	251	152	225	24,6	0	0	0	0	0,66	452	0	87	1
78	Fattuhi	FA-92	150	249	150	223	24,6	0	0	0	0	0,68	452	0	127	1
79	Fattuhi	FA-93	100	250	152	225	26,3	0	0	0	0	0,46	454	0	154	1
80	Fattuhi	FA-94	100	249	151	223	26,3	0	0	0	0	0,67	452	0	179	1
81	Fattuhi	FA-102	165	250	154	214	25,7	0	0	0	0	1,54	427	0	181	1
82	Fattuhi	FA-104	120	249	155	210	25,7	0	0	0	0	1,57	427	0	212	1
83	Selim	SE-A1	250	800	150	740	87,0	0,31	420	0	0	1,70	430	0	1200	1
84	Selim	SE-B1	250	800	150	740	56,0	0,31	420	0	0	1,13	430	0	1000	1
85	Selim	SE-C13	300	700	125	600	90,0	0,45	420	0	0	0,91	430	0	700	1
86	Selim	SE-C21	300	700	125	600	62,0	0,45	420	0	0	2,51	430	0	980	1
87	Selim	SE-C23	300	700	125	600	62,0	0,45	420	0	0	0,91	430	0	580	1
88	Selim	SE-PA2	300	600	150	500	53,0	1,05	360	0	0	2,51	450	0	800	1
89	Selim	SE-PB2	300	600	150	500	105,0	1,05	360	0	0	4,93	495	0	1150	1
90	Selim	SE-PC2	150	600	150	500	53,0	1,05	360	0	0	0,91	420	0	1040	1
91	Selim	SE-PD2	200	600	150	500	71,0	1,05	360	0	0	2,46	450	0	960	1
92	Selim	SE-PE2	450	600	150	450	71,0	1,16	360	0	0	4,52	480	0	730	1

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	d_w [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [MPa]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
93	Selim	SE-PF2	150	600	150	500	105,0	1,05	360	0	0	0,91	420	0	1050	1
94	Selim	SE-PG1	300	600	150	500	45,0	0,30	490	0	0	2,51	415	0	674	1
95	Selim	SE-PG2	300	600	150	500	94,0	0,30	490	0	0	2,51	415	0	1050	1
96	Selim	SE-A4	250	800	150	740	92,0	0	0	0	0	1,70	430	0	1500	1
97	Selim	SE-C12	300	700	125	600	90,0	0	0	0	0	2,51	430	0	950	1
98	Selim	SE-C22	300	700	125	600	62,0	0	0	0	0	2,51	430	0	700	1
99	Selim	SE-C24	300	700	125	600	62,0	0	0	0	0	0,90	430	0	490	1
100	Selim	SE-PA1	300	600	150	500	53,0	0	0	0	0	2,51	450	0	550	1
101	Selim	SE-PB1	300	600	150	500	105,0	0	0	0	0	4,93	495	0	1180	1
102	Selim	SE-PC1	150	600	150	500	53,0	0	0	0	0	0,90	420	0	650	1
103	Selim	SE-PE1	450	600	150	450	71,0	0	0	0	0	4,52	480	0	680	1
104	Her	Her-1	80	250	140	221	69,2	1,13	384	0	0	2,26	388	0	641	1
105	Her	Her-4	140	250	140	222	63,2	0,92	369	0	0	1,74	403	0	398	1
106	Her	Her-9	220	250	140	220	49,4	0,93	369	0	0	1,86	383	0	206	1
107	Her	Her-13	80	250	140	221	57,5	1,59	384	0	0	2,26	388	0	543	1
108	Her	Her-16	140	250	140	221	60,6	0,92	369	0	0	1,74	403	0	315	1
109	Her	Her-20	220	250	140	220	63,0	0,93	369	0	0	1,86	383	0	193	1

Base de datos uniones viga – columna

En el presente apartado se adjunta la base de datos de 92 ensayos de uniones viga - columna usados para validar el modelo cerrado de ángulo fijo.

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	d_w [mm]	b_{viga} [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD. ⁴
1	Magget.	Unit A	460	380	330	290	255	22,1	0,81	365	1,61	317	1,22	365	0,07	576	1
2	Lee et al.	2	254	279	203	228	203	29	0,00	0	1,11	389	1,23	538	0,11	194	1
3	Lee et al.	5	254	279	203	228	203	24,8	0,00	0	1,11	389	1,23	538	0	206	1
4	Lee et al.	6	254	279	203	228	203	24,8	0,00	0	0,49	273	1,23	531	0	208	1
5	Paulay et al.	Unit 1	610	457	457	412	356	22,6	0,67	296	0,90	326	0,67	296	0,05	754	1
6	Paulay et al.	Unit 2	610	457	457	412	356	22,5	0,67	296	0,90	326	0,67	296	0,15	990	1
7	Paulay et al.	Unit 3	610	457	457	412	356	26,9	0,67	296	0,46	316	0,67	296	0,05	753	1
8	Park et al.	Unit 3	457	406	305	368	229	38,2	0,56	485	0,22	321	0,36	315	0,1	606	1
9	Kanada et al.	U40L	380	300	300	259	260	24,3	1,00	385	0,00	0	1,00	385	0	256	1
10	Kanada et al.	U41L	380	300	300	259	260	26,7	1,00	385	0,26	294	1,00	385	0	339	1
11	Kanada et al.	U42L	380	300	300	261	260	30,1	0,99	385	0,13	294	0,99	385	0	337	1
12	Kanada et al.	U20L	380	300	300	261	260	26,7	0,00	0	0,00	0	0,73	387	0	188	1
13	Kanada et al.	U21L	380	300	300	261	260	30,1	0,00	0	0,26	294	0,73	387	0	198	1
14	Ehsani et al.	1B	480	300	300	244	259	33,6	0,78	490	0,87	437	1,17	490	0,06	554	1
15	Ehsani et al.	3B	480	300	300	244	259	40,9	0,78	490	1,31	437	1,17	490	0,06	591	1
16	Ehsani et al.	4B	439	300	300	244	259	44,6	0,78	490	1,48	437	1,56	490	0,06	635	1
17	Ehsani et al.	5B	480	340	340	289	300	24,3	1,03	414	0,77	437	2,06	414	0,13	571	1
18	Ehsani et al.	6B	480	340	340	289	300	39,8	0,58	490	0,77	437	0,87	490	0,07	469	1
19	Zerbe.	J1	381	305	305	242	254	39,4	1,38	483	1,09	531	2,07	483	0,05	438	1
20	Zerbe.	J3	381	305	305	242	254	39,9	1,38	483	1,09	531	2,07	483	0,05	449	1

⁴ Curvatura simple=1; Curvatura doble=2.

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	d_w [mm]	b_{viga} [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
21	Ehsani et al.	1	480	340	340	289	300	64,7	0,58	455	1,15	455	1,08	455	0,02	486	1
22	Ehsani et al.	2	480	340	340	289	300	67,3	0,58	455	1,15	455	1,08	455	0,04	609	1
23	Ehsani et al.	3	439	300	300	249	259	64,7	0,76	455	1,48	455	1,42	455	0,07	542	1
24	Ehsani et al.	4	439	300	300	249	259	67,3	1,04	455	1,48	455	1,88	455	0,05	627	1
25	Alameddine	LL8	508	356	356	293	317	56,5	0,75	479	1,20	446	1,35	468	0,04	860	1
26	Alameddine	LH8	508	356	356	293	317	56,5	0,75	479	1,80	446	1,35	468	0,04	838	1
27	Alameddine	HL8	508	356	356	293	317	56,5	0,98	457	1,22	446	1,46	457	0,07	987	1
28	Alameddine	HH8	508	356	356	293	317	56,5	0,98	457	1,84	446	1,46	457	0,07	986	1
29	Alameddine	LL11	508	356	356	293	317	74,5	0,75	479	1,14	446	1,35	468	0,03	769	1
30	Alameddine	LH11	508	356	356	289	317	74,5	0,76	479	1,77	446	1,36	468	0,03	934	1
31	Alameddine	HL11	508	356	356	289	317	74,5	0,99	457	1,16	446	1,48	457	0,06	967	1
32	Alameddine	HH11	508	356	356	289	317	74,5	0,99	457	1,77	446	1,48	457	0,06	1021	1
33	Alameddine	LL14	508	356	356	286	317	92,4	0,76	479	1,22	446	1,38	468	0,02	878	1
34	Alameddine	LH14	508	356	356	293	317	92,4	0,75	479	1,80	446	1,35	468	0,02	890	1
35	Alameddine	HH14	508	356	356	293	317	92,4	0,98	457	1,87	446	1,46	457	0,04	1032	1
36	Fujii et al.	B1	250	220	220	190	160	30	1,22	387	0,41	291	1,22	387	0,07	246	1
37	Fujii et al.	B2	250	220	220	190	160	30	1,22	387	0,41	291	1,22	387	0,07	214	1
38	Fujii et al.	B3	250	220	220	190	160	30	1,22	387	0,41	291	1,22	387	0,24	273	1
39	Fujii et al.	B4	250	220	220	190	160	30	1,22	387	1,10	291	1,22	387	0,24	287	1
40	Kaku et al.	1	220	220	220	201	160	31,1	0,00	0	0,49	250	0,90	360	0,17	249	1
41	Kaku et al.	2	220	220	220	201	160	41,7	0,00	0	0,49	250	0,90	360	0,1	244	1
42	Kaku et al.	3	220	220	220	201	160	41,7	0,00	0	0,49	250	0,90	360	0	212	1
43	Kaku et al.	4	220	220	220	201	160	44,7	0,00	0	0,12	281	0,90	360	0,17	236	1
44	Kaku et al.	5	220	220	220	201	160	36,7	0,00	0	0,12	281	0,90	360	0,09	220	1

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	d_w [mm]	b_{viga} [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
45	Kaku et al.	6	220	220	220	201	160	40,4	0,00	0	0,12	281	0,90	360	0	208	1
46	Kaku et al.	7	220	220	220	204	160	32,2	0,70	395	0,49	250	0,70	395	0,12	249	1
47	Kaku et al.	8	220	220	220	204	160	41,2	0,70	395	0,49	250	0,70	395	0,08	243	1
48	Kaku et al.	9	220	220	220	204	160	40,6	0,70	395	0,49	250	0,70	395	0	234	1
49	Kaku et al.	10	220	220	220	204	160	44,4	0,70	395	0,12	281	0,70	395	0,17	241	1
50	Kaku et al.	11	220	220	220	204	160	41,9	0,70	395	0,12	281	0,70	395	0,08	229	1
51	Kaku et al.	12	220	220	220	204	160	35,1	0,70	395	0,12	281	0,70	395	0	207	1
52	Kaku et al.	14	220	220	220	204	160	41	0,28	381	0,12	281	0,28	282	0,08	224	1
53	Kaku et al.	15	220	220	220	204	160	39,7	0,32	381	0,12	281	0,32	395	0,08	229	1
54	Kaku et al.	16	220	220	220	204	160	37,4	1,13	381	0,49	250	1,13	381	0	250	1
55	Blakeley et al.	interior	889	686	457	606	457	48,5	2,36	289	1,52	297	1,77	289	0,03	1722	2
56	Meinheit et al.	I	457	457	330	384	279	26,2	1,22	457	0,50	409	0,61	457	0,4	1090	2
57	Meinheit et al.	II	457	457	330	374	279	41,8	2,65	449	0,50	409	1,33	449	0,25	1597	2
58	Meinheit et al.	III	457	457	330	370	279	26,6	4,94	402	0,50	409	1,65	402	0,39	1228	2
59	Meinheit et al.	IV	457	330	457	251	406	36,1	1,12	438	0,73	409	2,25	438	0,3	1454	2
60	Meinheit et al.	V	457	457	330	374	279	35,9	2,65	449	0,50	409	1,33	449	0,04	1530	2
61	Meinheit et al.	VI	457	457	330	374	279	36,8	2,65	449	0,50	409	1,33	449	0,48	1646	2
62	Meinheit et al.	VII	457	330	457	251	406	37,2	1,12	438	0,73	409	2,25	438	0,47	1468	2
63	Meinheit et al.	XII	457	457	330	374	279	35,2	2,65	449	2,36	423	1,33	449	0,3	1948	2
64	Meinheit et al.	XIII	457	457	330	374	279	41,3	2,65	449	1,51	409	1,33	449	0,25	1557	2
65	Meinheit et al.	XIV	457	330	457	251	406	33,2	1,12	438	2,18	409	2,25	438	0,32	1539	2
66	Fenwick.	Unit 1	300	300	250	260	200	42,9	0,62	318	2,55	275	1,93	280	0	521	2
67	Fenwick.	Unit 3	300	300	250	264	200	39,3	1,37	318	3,00	275	0,69	318	0	437	2
68	Birss.	B1	610	457	457	411	356	27,9	0,96	427	1,21	346	0,96	427	0,05	1217	2

ID	ENSAYO DE	ENSAYO	H_w [mm]	L_w [mm]	t_w [mm]	d_w [mm]	b_{viga} [mm]	f'_c [MPa]	ρ_L [%]	f_{yL} [MPa]	ρ_t [%]	f_{yt} [MPa]	ρ_b [%]	f_{yb} [%]	$\frac{N}{L_w t_w f'_c}$	V_{test} [kN]	COND. DE BORD.
69	Birss.	B2	610	457	457	411	356	31,5	0,96	427	0,50	398	0,96	427	0,44	1213	2
70	Beckingsale.	B11	610	457	457	414	356	35,9	0,82	423	2,85	336	0,82	423	0,04	965	2
71	Beckingsale.	B12	610	457	457	414	356	34,6	0,82	422	2,85	336	0,82	422	0,04	982	2
72	Beckingsale.	B13	610	457	457	414	356	31,4	0,82	398	1,91	336	0,82	398	0,26	1015	2
73	Park et al.	interior	457	406	305	366	229	34	0,56	412	2,13	305	0,56	412	0,24	966	2
74	Park et al.	Unit 1	457	406	305	364	229	41,3	0,82	473	3,52	320	0,82	473	0,1	1001	2
75	Durrani et al.	X1	419	362	362	326	279	34,3	0,87	414	0,76	352	1,29	414	0,05	840	2
76	Durrani et al.	X2	419	362	362	326	279	33,6	0,87	414	1,15	352	1,29	414	0,06	853	2
77	Durrani et al.	X3	419	362	362	326	279	31	0,48	345	0,76	352	0,90	345	0,05	629	2
78	Otani et al.	C1	300	300	300	264	200	25,6	1,28	422	0,27	324	0,64	422	0,08	436	2
79	Otani et al.	C2	300	300	300	264	200	25,6	1,28	422	0,90	324	0,64	422	0,08	432	2
80	Otani et al.	C3	300	300	300	264	200	25,6	1,28	422	2,01	324	0,64	422	0,08	410	2
81	Abrams.	LIJ3	343	457	343	402	343	31,1	0,00	470	0,55	400	0,57	470	0	724	2
82	Abrams.	LIJ4	343	457	343	402	343	34,3	0,00	470	0,55	400	0,57	470	0	789	2
83	Leon.	BCJ2	305	254	254	229	203	30,3	1,31	448	0,49	414	0,87	448	0	358	2
84	Leon.	BCJ3	305	305	254	275	203	27,4	1,09	448	0,49	414	0,73	448	0	394	2
85	Leon.	BCJ4	305	356	254	320	203	27,2	0,62	448	0,49	414	0,62	448	0	462	2
86	Kitamaya et al.	B1	300	300	300	270	200	24,5	1,47	351	0,35	235	1,24	351	0,08	570	2
87	Kitamaya et al.	B2	300	300	300	270	200	24,5	1,47	351	0,35	235	1,24	351	0,08	570	2
88	Kitamaya et al.	B3	300	300	300	270	200	24,5	0,94	371	0,88	235	0,78	371	0,08	515	2
89	Fujii et al.	A1	250	220	220	190	160	40,2	1,82	644	0,41	291	1,52	644	0,08	412	2
90	Fujii et al.	A2	250	220	220	190	160	40,2	1,82	387	0,41	291	1,52	387	0,08	380	2
91	Fujii et al.	A3	250	220	220	190	160	40,2	1,82	644	0,41	291	1,52	644	0,23	412	2
92	Fujii et al.	A4	250	220	220	190	160	40,2	1,82	644	1,10	291	1,52	644	0,23	421	2

ANEXO B

Distribución modo de falla para modelos simples de la comparación con la literatura.

Tabla B.1. Distribución modo de falla modelos simples para muros cortos.

Muros Cortos	Corte	Flexión
ACI 318-08 Cap. 21	210	42
MCBC-04	197	55
Modelo Iterativo	160	92
Modelo Cerrado	161	91

Tabla B.2. Distribución modo de falla modelos simples para vigas altas.

Vigas Altas	Corte	Flexión
ACI 318-89	149	17
BS 8110-1997	121	45
Modelo Iterativo	78	88
Modelo Cerrado	68	98

Tabla B.3. Distribución modo de falla modelos simples para ménsulas.

Ménsulas	Corte	Flexión
ACI 318-08 Cap. 11.8	63	5
Russo et al. (2006)	54	14
Modelo Iterativo	52	16
Modelo Cerrado	49	19

Tabla B.4. Distribución modo de falla modelos simples para uniones viga – columna.

Uniones Viga-Columna	Corte	Flexión	Flexo Compresión
ACI 318-08 Cap. 21.7.4	65	27	0
Wang et al. (2012)	37	52	3
Modelo Iterativo	47	45	0
Modelo Cerrado	42	50	0