

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**EVALUACIÓN DEL ANCHO EFECTIVO EN MUROS DE
DUCTILIDAD LIMITADA DE BORDE EMPLEANDO MODELOS
NO LINEALES VALIDADOS POR ENSAYOS
EXPERIMENTALES**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

LUIS ALFREDO CEFERINO ROJAS

Lima- Perú

2013

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

ÍNDICE

ÍNDICE	2
RESUMEN.....	5
LISTA DE TABLAS	6
LISTA DE FIGURAS	7
INTRODUCCIÓN.....	15
1. FUNDAMENTO TEÓRICO Y CONCEPTOS PREVIOS	17
1.1. CONCEPTO DE ANCHO EFECTIVO	17
1.2. REVISIÓN DE LA NORMATIVIDAD: ANCHO EFECTIVO, RESISTENCIA AL MOMENTO FLECTOR, A LA FUERZA CORTANTE Y A LA FRICCIÓN	18
1.3. ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS Y PROGRAMA TNO DIANA.....	24
1.3.1. Ideas Básicas de elementos finitos en el análisis lineal y el programa TNO DIANA	25
1.3.2. Ideas Básicas de elementos finitos en el análisis no lineal y el programa TNO DIANA.	30
1.3.2.1. <i>Procesos iterativos y el método de Newton-Raphson</i>	32
1.3.2.2. <i>Criterios de convergencia</i>	36
1.3.2.3. <i>Procedimientos incrementales</i>	38
1.3.3. Agrietamiento y no-linealidades en el concreto.....	39
1.3.3.1. <i>Concepto de agrietamiento con ejes fijos y rotatorios</i>	41
1.3.3.2. <i>Determinación de carga y descarga</i>	43
1.3.3.3. <i>Matriz de rigidez</i>	45
1.3.3.4. <i>Efectos de expansión lateral debido al módulo de Poisson</i>	49
1.3.3.5. <i>Comportamiento en tensión del concreto</i>	51
1.3.3.6. <i>Comportamiento en compresión del concreto</i>	53
1.3.3.7. <i>Comportamiento plástico del acero</i>	56
2. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	61
2.1. INTRODUCCIÓN.....	61

2.2. DESCRIPCIÓN DE ESPECÍMENES	61
2.2.1. Espécimen 01 y 02	62
2.2.2. Espécimen 03 y 04	62
2.3. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	65
2.4. RESISTENCIA DE ESPECÍMENES	70
2.4.1. Espécimen 01 y 02	70
2.4.2. Espécimen 03.....	72
2.4.3. Espécimen 04.....	74
2.5. CONSTRUCCIÓN DE ESPECÍMENES	76
2.6. CONFIGURACIÓN DEL ENSAYO DE LOS ESPECÍMENES	79
2.7. INSTRUMENTACIÓN.....	83
2.7.1. Espécimen 01 y 02	84
2.7.2. Espécimen 03 y 04	86
2.8. RESUMEN.....	91
3. RESULTADOS EXPERIMENTALES Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN OBTENIDA	92
3.1. INTRODUCCIÓN.....	92
3.2. COMPORTAMIENTO DE LOS ESPECÍMENES ENSAYADOS.....	92
3.2.1. Espécimen 01.....	93
3.2.2. Espécimen 02.....	97
3.2.3. Espécimen 03.....	102
3.2.4. Espécimen 04.....	105
3.3. DISTRIBUCIÓN DE DAÑO Y PATRONES DE GRIETAS DE LOS ESPECÍMENES ENSAYADOS	111
3.3.1. Espécimen 01.....	111
3.3.2. Espécimen 02.....	111
3.3.3. Espécimen 03.....	111
3.3.4. Espécimen 04.....	112

3.4.	DISIPACIÓN DE ENERGÍA	115
3.5.	EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO CALCULADO	118
3.6.	COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ENTRE ESPECÍMENES ..	122
3.7.	RESUMEN.....	125
4.	ANÁLISIS NO LINEAL Y EVALUACIÓN DEL ANCHO EFECTIVO EN LAS ALAS	127
4.1.	INTRODUCCIÓN.....	127
4.2.	CONSTRUCCIÓN DE MODELOS NO LINEALES CON EL PROGRAMA DE CÓMPUTO TNO DIANA	127
4.2.1.	Parámetros del modelo del espécimen 02.....	132
4.2.2.	Parámetros del modelo del espécimen 04	135
4.3.	CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DE MODELOS NO LINEALES CONSTRUIDOS CON EL PROGRAMA DE CÓMPUTO IDIANA	138
4.3.1.	Muro de sección rectangular.....	140
4.3.2.	Muro con alas	145
4.4.	EVALUACIÓN DEL ANCHO EFECTIVO	151
4.4.1.	En compresión.....	151
4.4.2.	En tracción	154
4.5.	VARIACIÓN DEL ANCHO EFECTIVO EN ALTURA.....	157
4.5.1.	Cálculo de anchos efectivos en compresión	161
4.5.2.	Calculo de anchos efectivos en tracción.....	165
4.6.	RESUMEN.....	169
5.	CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS	171
5.1.	CONCLUSIONES.....	171
5.2.	TRABAJO FUTURO	173
	BIBLIOGRAFÍA.....	174
	ANEXO A:	175

RESUMEN

El presente trabajo de investigación está enfocado en la caracterización de las propiedades adquiridas por los muros de ductilidad limitada al proveerles otros muros de ductilidad limitada como elementos de borde, primordialmente, pero no únicamente, a través del concepto de ancho efectivo. Bajo este marco, se mostró la descripción del programa experimental que fue compuesto del ensayo bajo carga axial constante y acción lateral cíclica de 4 especímenes de muros de ductilidad limitada, 2 fueron muros de sección transversal rectangular y otros 2 fueron muros de sección transversal tipo "H".

Los resultados de los ensayos experimentales fueron presentados y analizados. Primero, las acciones laterales máximas de los especímenes en los ensayos experimentales fueron comparadas con las resistencias calculadas con las normas técnicas E-060 y ACI318-11. Y segundo, las resistencias experimentales últimas, las propagaciones de grietas, los tipos de falla, las degradaciones de rigideces y los amortiguamientos viscosos equivalentes fueron usados para diferenciar el comportamiento de los muros de sección rectangular con aquellos de sección transversal "H".

Luego, se elaboraron simulaciones numéricas de los especímenes ensayados experimentalmente con modelos de elementos finitos no lineales bajo un planteamiento de agrietamiento distribuido basado en deformaciones totales. Se verificó la influencia del ancho de banda de agrietamiento h , la resistencia a la tracción f'_c y los modelos de ejes rotatorios y fijos en los resultados de las simulaciones numéricas, para después comparar las respuestas calculadas del análisis numérico con aquellas respuestas experimentales.

Basados en los resultados numéricos obtenidos de la simulación del muro de sección transversal "H", se calculó el ancho efectivo para el ala en tracción y para el ala en compresión. Finalmente, con las propiedades con las que mejor se simuló el muro de sección "H", se construyeron otros 3 modelos de muros de sección transversal "H" de alturas equivalentes a 2 pisos, tres pisos, y 4 pisos con la intención de calcular sus respectivos anchos efectivos y verificar la influencia de la altura del muro en el ancho efectivo desarrollado a través de las historias de carga.

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1. Especificaciones de la mezcla en seco pre-preparada.	66
Tabla 2.2. Especificaciones del diseño de mezclas del vaciado del espécimen 04.	66
Tabla 2.3. Diseño de mezclas del vaciado del espécimen 04.	66
Tabla 2.4. 1° Vaciado: resistencias a la compresión de las probetas.	67
Tabla 2.5. 2° Vaciado: resistencias a la compresión de las probetas.	67
Tabla 2.6. Módulos de elasticidad de las probetas.	69
Tabla 2.7. Resultados de ensayos de resistencia a la tracción.	69
Tabla 2.8. Parámetros para el cálculo de resistencias del muro 01, 02 y muro 03. .	70
Tabla 2.9. Resistencia a la fuerza cortante según NTE E-060 y ACI 318-11.	72
Tabla 2.10. Resumen de resistencias de los especímenes.	75
Tabla 2.11. Comparación de resistencias de los especímenes 01, 02, 03 y 04.	76
Tabla 2.12. Distorsiones objetivos.	83
Tabla 2.13. Descripción de canales de datos para especímenes 01 y 02.	85
Tabla 2.14. Descripción de canales de transductores y celdas de carga para especímenes 03 y 04.	86
Tabla 2.15. Canales de deformímetros para especímenes 03 y 04.	88
Tabla 3.1. Energía disipada por los especímenes en cada etapa de carga.	115
Tabla 3.2. Amortiguamiento viscoso equivalente de los especímenes en cada etapa de carga.	116
Tabla 3.3. Rigidez secante de los especímenes en cada etapa de carga.	118
Tabla 3.4. Relaciones de amortiguamientos y rigideces entre los especímenes de sección rectangular y los de sección tipo "H".	123
Tabla 4.1. Parámetros del concreto según Código CEB-FIP 1990.	130
Tabla 4.2. Parámetros en la calibración de los modelos numéricos de los especímenes 02 y 04. R = Rotatorio, F = Fijo.	139
Tabla 4.3. Esfuerzo máximo de compresión, fuerza resultante y ancho efectivo para el concreto del ala en compresión.	153
Tabla 4.4. Esfuerzo máximo de tracción, fuerza resultante y ancho efectivo para el concreto del ala en tracción.	156
Tabla 4.5. Alturas de los modelos empleados para el cálculo del ancho efectivo en altura.	158
Tabla 4.6. Modelos empleados para el cálculo del ancho efectivo en altura.	159

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Distribución de deformaciones en el ala.....	17
Figura 1.2. Esquema de "ancho efectivo" en el ala.	18
Figura 1.3. Deformaciones y esfuerzos en sección transversal de concreto reforzado.	20
Figura 1.4. Esquema de diagrama de interacción típico para muros.....	22
Figura 1.5. Diagrama de flujo del proceso iterativo.	33
Figura 1.6. Iteración de Newton-Raphson Regular (cambio de pendiente en cada iteración).....	35
Figura 1.7. Iteración de Newton-Raphson Modificado (cambio de pendiente solo en cada incremento).	36
Figura 1.8. Elementos de convergencia.	37
Figura 1.9. Izquierda: Control de incrementos por fuerzas. Derecha: Control de incrementos por desplazamientos.....	38
Figura 1.10. Carga y descarga secante (Manual del DIANA).....	44
Figura 1.11. Modelo constitutivo para la tracción del concreto (Manual de DIANA). 51	
Figura 1.12. Modelo para concreto en compresión (Thonderfeldt et al.).....	54
Figura 1.13. Factor de reducción debido al agrietamiento lateral (Manual de DIANA).	54
Figura 2.1. Geometría y refuerzo de los muros 01 y 02.	63
Figura 2.2. Geometría de los especímenes 03 y 04.....	64
Figura 2.3. Refuerzo de los especímenes 03 y 04.	65
Figura 2.4. Equipos usados en el registro esfuerzo-deformación del concreto.....	68
Figura 2.5. Curvas experimentales esfuerzo-deformación del concreto en compresión.	68
Figura 2.6. Ensayo de tracción de malla electrosoldada y acero de refuerzo G60. . 69	
Figura 2.7. Diagrama de Interacción para los especímenes 01 y 02.	71
Figura 2.8. Diagrama de Interacción para espécimen 01, 02 y diferentes anchos efectivos del espécimen 03.....	74
Figura 2.9. Preparación de concreto in-situ.....	77
Figura 2.10. Cimiento. Izquierda: Especimen 04. Derecha: Especimen 02.	77
Figura 2.11. Malla de refuerzo. Izquierda: Especimen 01. Derecha: Especimen 04.77	
Figura 2.12. Deformímetros en espécimen 04.	77

Figura 2.13. Muestreo de vaciados de concreto. Izquierda: Slump de 5". Derecha: Probetas extraídas.....	78
Figura 2.14. Vaciado de concreto. Izquierda: Vaciado del espécimen 01 y 02. Derecha: Vaciado de Espécimen 04.....	78
Figura 2.15. Especímenes desencofrados. De izquierda derecha y de arriba hacia abajo: muro 01, 02, 03 y 04.....	79
Figura 2.16. Controlador del actuador que impone carga axial.....	80
Figura 2.17. Esquema de la disposición de actuadores y gatas para muros 01 y 02.....	80
Figura 2.18. Esquema de la disposición de actuadores y gatas para muros 01 y 02.....	81
Figura 2.19. Control de las dos gatas hidráulicas mediante software.....	82
Figura 2.20. Historia de desplazamientos impuestos por las dos gatas hidráulicas.....	82
Figura 2.21. Registradores de datos.....	84
Figura 2.22. Instrumentación de especímenes 01 y 02.....	86
Figura 2.23. Distribución de transductores y strain gages en espécimen 03.....	90
Figura 2.24. Variante en strain gages del espécimen 04 en relación al espécimen 03.....	91
Figura 3.1 Muros listos para ser ensayados. Izquierda: Espécimen 01. Derecha: Espécimen 02.....	92
Figura 3.2. Muros listos para ser ensayados. Izquierda: Espécimen 03. Derecha: Espécimen 04.....	93
Figura 3.3. Curva de histéresis del espécimen 01.....	95
Figura 3.4. Distorsión 1/2105: Pequeñas grietas en talón y en base del muro.....	96
Figura 3.5. Distorsión 1/1503: Grietas superficiales extendidas en base del muro..	96
Figura 3.6. Distorsión 1/1075: Izq.: Grietas horizontales. Dcha.: Grietas en base...	96
Figura 3.7. Distorsión 1/549: Vista sur y norte de grietas diagonales.....	96
Figura 3.8. Distorsión 1/280: Izq.: Desprendimiento de concreto en talón. Dcha.: Grietas diagonales.....	97
Figura 3.9. Distorsión 1/200: Izq.: Levantamiento de talón. Dcha.: Grietas diagonales.....	97
Figura 3.10. Distorsión 1/154: Desprendimiento de concreto a lo largo de toda la base.....	97
Figura 3.11. Curva de histéresis del espécimen 02.....	100

Figura 3.12. Distorsión 1/1503: Vista sur y norte de grietas en muro.	100
Figura 3.13. Distorsión 1/1075: Grietas horizontales y diagonales en muro.	100
Figura 3.14. Distorsión 1/549: Vistas sur y norte de grietas en muro.	101
Figura 3.15. Distorsión 1/280: Diversas grietas diagonales en muro.	101
Figura 3.16. Distorsión 1/200: Izq.: Grietas diagonales en muro. Dcha.: Comienzo de aplastamiento de talón.	101
Figura 3.17. Distorsión 1/154: Izq.: Grietas diagonales en muro. Dcha.: Comienzo de aplastamiento de talón.	102
Figura 3.18. Historia de desplazamiento del cimiento y la viga.	104
Figura 3.19. Curva de histéresis del espécimen 03.	104
Figura 3.20. Distorsión 1/1503: Grieta en un ala del espécimen.	105
Figura 3.21. Distorsión 1/1079: Grieta en un ala del espécimen.	105
Figura 3.22. Curva de histéresis del espécimen 04.	108
Figura 3.23. Distorsión 1/4167: Izq.: Grieta en ala este. Dcha.: Grieta en el ala oeste.	108
Figura 3.24. Distorsión 1/2941: Izq.: Grieta en base del alma. Dcha.: Grieta en ala oeste.	108
Figura 3.25. Distorsión 1/2105: Vistas del ala este.	109
Figura 3.26. Distorsión 1/1503: Vistas norte y sur de grieta diagonal en el alma.	109
Figura 3.27. Distorsión 1/1075: Izq.: Vista sur, grieta diagonal en alma. Dcha.: Grosor de grieta.	109
Figura 3.28. Distorsión 1/549: Vista sur y norte de las grietas en alma.	109
Figura 3.29. Distorsión 1/280: Izq.: Vista ala este. Dcha.: Vista sur alma.	110
Figura 3.30. Distorsión 1/200: Vista sur y norte de las grietas en alma.	110
Figura 3.31. Distorsión 1/154: Vista sur y norte de las grietas en el alma.	110
Figura 3.32. Distorsión 1/118: Vista del alma y el ala al final del ensayo.	110
Figura 3.33. Propagación de grietas en espécimen 01.	112
Figura 3.34. Propagación de grietas en espécimen 02.	113
Figura 3.35. Propagación de grietas en espécimen 04.	114
Figura 3.36. Esquema para el cálculo de amortiguamiento equivalente.	116
Figura 3.37. Evolución de amortiguamientos viscosos equivalentes para los 4 especímenes (Primer ciclo).	117
Figura 3.38. Esquema típico de ciclo de carga.	117

Figura 3.39. Evolución de rigideces secantes para los 4 especímenes (Primer ciclo)	118
Figura 3.40. Comparación de curvas envolventes de especímenes 01 y 02 y sus resistencias calculadas.	120
Figura 3.41. Comparación de curva envolventes del espécimen 04 y sus resistencias calculadas.	122
Figura 3.42. Relación de amortiguamientos equivalente según influencia de las alas.	124
Figura 3.43. Relación de rigideces secantes según influencia de las alas.	124
Figura 3.44. Comparación de curvas envolventes entre los especímenes 01, 02, 03 y 04.	125
Figura 4.1. Similitud de expresión de Thonderfeldt con resultados de probetas en compresión uniaxial para el espécimen 04.	129
Figura 4.2. Gráfica del comportamiento uniaxial en compresión del concreto de los modelos usados para la simulación del espécimen 02 y 04.	129
Figura 4.3. Gráfica de comportamiento en tracción uniaxial del concreto.	131
Figura 4.4. Modelos usados para el comportamiento plástico de la malla electrosoldada y la varilla de 1/2"	132
Figura 4.5. Geometría del muro de sección rectangular (rojo: muro, anaranjado: viga)	133
Figura 4.6. Distribución de refuerzos (rojo: varillas de 1/2", azul: malla electrosoldada).	133
Figura 4.7. Elemento de 8 nudos, 16 grados de libertad y 9 puntos de integración.	134
Figura 4.8. Restricciones de los grados de libertad a lo largo de la base (traslaciones X y Y).	134
Figura 4.9. Cargas aplicadas al muro de sección rectangular. Izquierda: Carga axial distribuida. Derecha: Acción lateral a modo de desplazamientos impuestos.	134
Figura 4.10. Geometría del modelo del espécimen 04 (rojo: muro de concreto, anaranjado: viga de concreto, amarillo: viga metálica).	135
Figura 4.11. Distribución de refuerzos (rojo: varillas de 1/2", azul: malla electrosoldada).	136
Figura 4.12. Elementos de 8 nudos, 5 grados de libertad por nudo; y dos esquemas de integración usados para el espécimen 04.	137

Figura 4.13. Restricciones en la base de las translaciones y de las rotaciones, en el plano del alma de las translaciones en Z y las rotaciones X y Y.	138
Figura 4.14. Cargas aplicadas en el muro de sección "H". Izquierda: Carga axial distribuida. Derecha: Acción lateral a modo de desplazamientos impuestos.....	138
Figura 4.15. Influencia del ancho de banda de agrietamiento en muro de sección rectangular.....	141
Figura 4.16. Influencia de modelo de ejes fijos en muro de sección rectangular. ...	142
Figura 4.17. Influencia de la resistencia a la tracción del concreto en muro de sección rectangular.....	143
Figura 4.18. Agrietamiento según modelo numérico versus resultados experimentales del espécimen 02.....	145
Figura 4.19. Influencia del ancho de banda de agrietamiento en muro con alas. ...	146
Figura 4.20. Influencia de modelo de ejes fijos en muro con alas.	147
Figura 4.21. Influencia de la resistencia a la tracción del concreto en muro con alas.	148
Figura 4.22. Agrietamiento según modelo numérico versus resultados experimentales del espécimen 04.....	150
Figura 4.23. Distribución de los esfuerzos verticales del concreto en la base del ala en compresión del espécimen 04 del análisis no lineal.	152
Figura 4.24. Historia de anchos efectivos en compresión del espécimen 04.....	154
Figura 4.25. Distribución de los esfuerzos verticales de la malla electrosoldada en la base del ala en tracción del espécimen 04 del análisis no lineal.....	155
Figura 4.26. Historia de anchos efectivos en tracción del espécimen 04.....	157
Figura 4.27. De izquierda a derecha: Modelos I, II, III y IV empleados para cálculo de ancho efectivo en altura.	158
Figura 4.28. De izquierda a derecha: Modelos I, II, III y IV empleados para cálculo de ancho efectivo en altura.	160
Figura 4.29. De izquierda a derecha: Deformaciones principales en tracción de los modelos I, II, III y IV.	160
Figura 4.30. Distribución de los esfuerzos verticales del concreto en la base del ala en compresión del análisis no lineal del modelo II (4.80 m de altura).....	161
Figura 4.31. Distribución de los esfuerzos verticales del concreto en la base del ala en compresión del análisis no lineal del modelo III (7.20 m de altura).....	162

Figura 4.32. Distribución de los esfuerzos verticales del concreto en la base del ala en compresión del análisis no lineal del modelo IV (9.60 m de altura).	162
Figura 4.33. Ancho efectivo en compresión en modelo II comparado con normatividad.	163
Figura 4.34. Ancho efectivo en compresión en modelo III comparado con normatividad.	164
Figura 4.35. Ancho efectivo en compresión en modelo IV comparado con normatividad.	164
Figura 4.36. Historia de anchos efectivos en compresión de modelos I, II, III y IV.	164
Figura 4.37. Distribución de los esfuerzos verticales de la malla electrosoldada en la base del ala en tracción del análisis no lineal del modelo II (4.80 m de altura).....	165
Figura 4.38. Distribución de los esfuerzos verticales de la malla electrosoldada en la base del ala en tracción del análisis no lineal del modelo III (7.20 m de altura).....	166
Figura 4.39. Distribución de los esfuerzos verticales de la malla electrosoldada en la base del ala en tracción del análisis no lineal del modelo IV (9.60 m de altura). ...	166
Figura 4.40. Ancho efectivo en tracción en modelo II comparado con normatividad.	168
Figura 4.41. Ancho efectivo en tracción en modelo III comparado con normatividad.	168
Figura 4.42. Ancho efectivo en tracción en modelo III comparado con normatividad.	168
Figura 4.43. Historia de anchos efectivos en tracción de modelos I, II, III y IV.	169

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

- β = Factor de retención de corte.
- β_1 = Factor que calcula la profundidad del bloque de compresión equivalente.
- ε = Vector de deformaciones en un punto de un cuerpo.
- ε_s = Deformación del acero de refuerzo.
- ε^e = Deformación contributiva elástica.
- ε^p = Deformación contributiva plástica.
- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
- f_s = Esfuerzo del acero de refuerzo.
- f_t = Resistencia a la tracción del concreto.
- κ = Variable interna que controla el endurecimiento plástico.
- σ = Vector de esfuerzos en un punto de un cuerpo.
- σ_z = Esfuerzo vertical en ala.
- σ_{\max} = Esfuerzo vertical máximo en el ala.
- b_{eff} = Ancho efectivo en el ala.
- a = Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.
- c = Distancia medida desde el eje neutro hasta la fibra en compresión más extrema.
- d = Distancia desde la fibra en compresión más extrema hasta el acero de refuerzo en una sección transversal de concreto reforzado.
- D = Matriz de relaciones esfuerzo deformación.
- E_s = Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.
- g = Vector de fuerzas de volumétricas sobre un punto de un cuerpo.
- G_f^I = Energía del modo I de fractura.
- h = Ancho de banda de agrietamiento.
- L = Operador diferencial que define un campo de deformaciones.
- K = Matriz de rigidez ensamblada.
- M_n = Resistencia nominal a la flexión en la sección transversal.
- M_u = Momento flector amplificado.
- N = Matriz de funciones de interpolación de un elemento finito.

P_n = Resistencia nominal a la carga axial en la sección transversal.

P_u o N_u = Carga axial amplificada, debe tomarse positiva para compresión y negativa para tracción.

t = Vector de fuerzas de superficie sobre un punto de la superficie de un cuerpo.

T = Matriz de transformación de sistema de coordenadas.

V_c = Aporte del concreto a la resistencia a la fuerza cortante.

V_n = Resistencia nominal a la fuerza cortante en la sección transversal.

V_u = Fuerza cortante amplificada.

V_s = Aporte del acero transversal a la resistencia a la fuerza cortante.

w_f = Espesor del ala.

INTRODUCCIÓN

La norma técnica peruana NTE E-060 recomienda un ancho efectivo que en el cálculo de la resistencia a la acción combinada de carga axial y flexión conduce a resultados menores con respecto al ancho efectivo sugerido por la norma ACI318-11. Ésta recomendación parece razonable considerando las pocas investigaciones existentes en este ámbito y la variabilidad de los resultados de dichas investigaciones. Sin embargo, este hecho puede resultar contraproducente debido a que ambas normas exigen garantizar una falla por flexión en los muros en vez de una falla por corte; y para lograr este objetivo las normas plantean que la resistencia a la cortante de un muro estructural de concreto armado sea la suficiente para soportar la fuerza que genere la falla por flexión. Entonces asumir un ancho efectivo menor implica calcular una resistencia a la flexión menor, por lo tanto la supuesta fuerza calculada que genere la falla en esta resistencia a la flexión será menor a la real, y finalmente en la práctica los ingenieros no estamos garantizando una falla por flexión debido a que le estaríamos proveyendo a la estructura una resistencia al cortante solamente capaz de resistir una acción lateral menor a la que provoque la verdadera falla por flexión.

La meta principal de esta investigación es la evaluación de un “ancho efectivo” en las alas, o muros de borde ortogonales al plano principal, para su uso en muros de ductilidad limitada, que pueda representar la acción de éstas sobre el comportamiento del muro principal, coplanar a las cargas principales.

La meta antes comentada será alcanzada mediante la concretización de lo siguiente:

- Ensayo experimental de dos muros de ductilidad limitada de sección transversal rectangular y otros dos con “alas” en sus bordes (sección transversal “H”).
- Análisis de los resultados experimentales buscando caracterizar la influencia de las “alas” en el comportamiento de los muros de ductilidad limitada (resistencia y degradación de la rigidez)
- Construcción y validación de modelos no lineales de elementos finitos, construidos con el programa de cómputo DIANA, de los muros ensayados para la posterior evaluación del “ancho efectivo”.

Para alcanzar todos estos objetivos, en el capítulo 1 se presentan las recomendaciones que dan las normas NTE E-060 y ACI318-11 para el cálculo del ancho efectivo y para el cómputo de las resistencias a la acción combinada de carga axial y momento flector, cortante y fricción en la base. Además, también en este capítulo, se presenta un resumen de los fundamentos teóricos bajo los que se constituyen los análisis de elementos finitos no lineales de estructuras de concreto reforzado enfocándonos en el planteamiento de agrietamientos distribuidos basados en deformaciones totales. En el capítulo 2 se describe el programa experimental planteado para ensayar los cuatro especímenes antes mencionados y se calculan, usando las propiedades de los materiales que componen los especímenes, sus resistencias máximas según lo propuesto por la NTE E-060 y el ACI318-11. En el capítulo 3 se presentan los resultados de los ensayos experimentales, comparándolos con lo calculado según las normas antes mencionadas, y el análisis de los mismos, calculando ciertos parámetros como amortiguamiento viscoso equivalente, rigídicies secantes y resistencias máximas para caracterizar la influencia de las alas en el comportamiento de los muros de ductilidad limitada. Luego, en el capítulo 4, usando el programa de cómputo TNO DIANA, se presentan los resultados de análisis no lineales de elementos finitos, para simular los especímenes ensayados experimentalmente. Entonces, calibrando las curvas resultantes de la simulación para que replique el comportamiento experimental de los muros, se integraron los esfuerzos verticales sobre el área transversal de las alas de los muros para encontrar la fuerza resultante, en tracción o compresión, sobre estos elementos y finalmente se calculó el ancho efectivo de las alas. Asimismo, extrapolando las propiedades de los muros de sección transversal "H", se construyen modelos numéricos de muros "H" de 2, 3 y 4 pisos para analizar la influencia de la altura en el ancho efectivo. Finalmente, se presentan el resumen, las conclusiones y líneas futuras de investigación relacionadas al presente trabajo de investigación.

1. FUNDAMENTO TEÓRICO Y CONCEPTOS PREVIOS

1.1. CONCEPTO DE ANCHO EFECTIVO

El comportamiento de los elementos de borde, como ya se ha mencionado, juega un rol importante en el comportamiento de los muros estructurales. Más aún, cuando estos elementos de borde son otros muros, se hace necesario analizar la distribución de las deformaciones a lo largo de las “alas” para conocer sus influencias en el comportamiento del elemento estructural. Dado que la distribución de estas deformaciones es no lineal, como se muestra en la figura 1.1, y las ecuaciones constitutivas de los materiales, necesarias para encontrar la distribución de esfuerzos sobre las alas, lo son también, se hace considerablemente complicado el análisis y diseño de estos elementos.

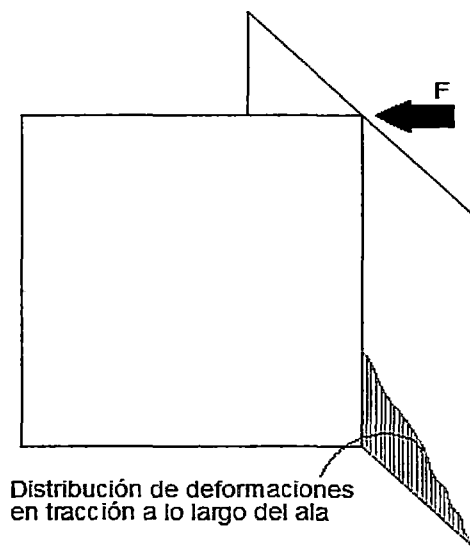


Figura 1.1. Distribución de deformaciones en el ala.

Sin embargo, para evitar las complicaciones que conlleva la consideración de las distribuciones no lineales de deformaciones, y por lo tanto de esfuerzos, a lo largo de las alas, los ingenieros hemos incorporado el concepto de “ancho efectivo”. La filosofía detrás de este concepto se basa en que si el ala tuviese una longitud igual a la del “ancho efectivo”, y asumiendo que todos los esfuerzos verticales a lo largo del ala son iguales al existente en la intersección ala-alma, produciría una fuerza resultante (momento flector) equivalente al producido en el muro por sus correspondientes distribuciones no lineales de esfuerzo a lo largo de sus alas. La figura 1.2 muestra un esquema de la equivalencia antes mencionada.

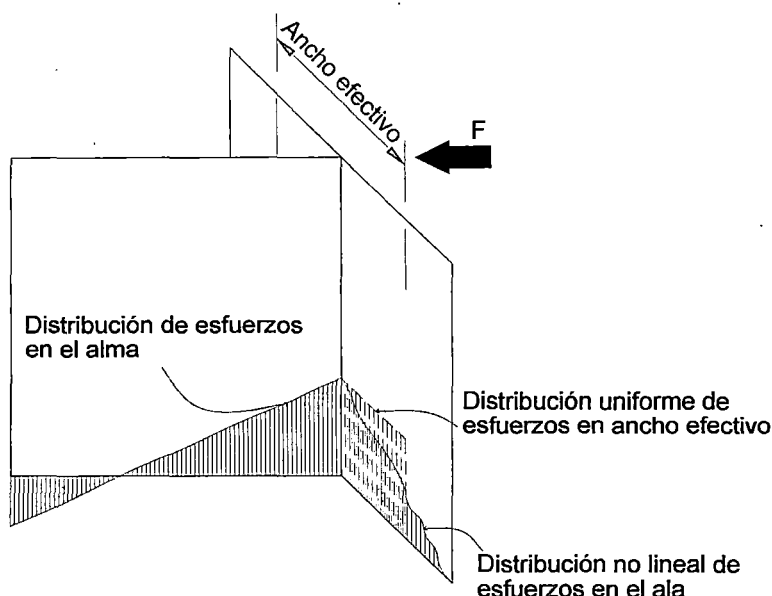


Figura 1.2. Esquema de "ancho efectivo" en el ala.

Para cumplir con la premisa antes mencionada se debe cumplir que la fuerza resultante de la integración de los esfuerzos verticales sobre el área transversal del ala debe ser igual a la fuerza producida sobre el ala a lo largo de su ancho efectivo. La siguiente expresión muestra esta equivalencia:

$$\iint_{Ala} \sigma_z dA = \sigma_{max} \times (b_{eff} \times w_f) \quad (1.1)$$

Donde σ_z = esfuerzo vertical, σ_{max} = esfuerzo vertical en la intersección ala-alma, b_{eff} = ancho efectivo, y w_f = espesor del ala.

1.2. REVISIÓN DE LA NORMATIVIDAD: ANCHO EFECTIVO, RESISTENCIA AL MOMENTO FLECTOR, A LA FUERZA CORTANTE Y A LA FRICCIÓN

Tanto la norma técnica peruana, NTE-E-060 como el ACI318-11 contemplan algunas recomendaciones para el tratamiento del ancho efectivo en los muros de borde. Empero, antes de revisar estas directivas, se revisarán diligentemente las formulaciones que estas normas establecen para el cálculo de la resistencia última a la acción combinada de momento flector y carga axial. Luego, y después de revisadas las consideraciones relacionadas al establecimiento del ancho efectivo en los elementos de borde según las recomendaciones de ambas normas, finalmente,

se revisarán las disposiciones para el encuentro de la fuerza cortante resistente y a la fricción en la base en muros en general.

En cuanto a la resistencia a la flexión y carga axial, ambas normas establecen que el cómputo de esta resistencia puede efectuarse con base en las conocidas siguientes hipótesis:

- Las secciones transversales de los muros permanecen planas después de aplicadas las cargas.
- La máxima deformación en compresión utilizable para el concreto es 0,003.
- Comportamiento elastoplástico de las varillas de acero.
- Resistencia a la tensión en el concreto no debe ser considerada.
- Se puede asumir en la zona en compresión del concreto una distribución uniforme de esfuerzos de $0.85 f'c$ distribuidos sobre superficie limitada por los bordes del elemento y por una línea paralela al eje neutro que dista una distancia $a = \beta_1 \times c$ de él. Donde $f'c =$ resistencia a la compresión del concreto, $c =$ distancia medida desde el eje neutro hasta la fibra en compresión más extrema, $\beta_1 =$ factor que es 0,85 para concretos con resistencia entre 170 y 280 kgf/cm², 0,65 para concretos de mayor resistencia a 560 kgf/cm², y que varía linealmente entre 0,85 y 0,65 cuando la resistencia del concreto se encuentra entre 280 y 560 kgf/cm².

En base a estas suposiciones se pueden computar los puntos (P_n , M_n) para construir los conocidos diagramas de interacción para los muros como se ejemplifica en la figura 1.3 y mediante las siguientes expresiones:

Para cada punto j se varía el término α , que a su vez varía la deformación del acero en tracción más lejano a las fibras en compresión, ecuación 1.2, y se computan las demás formulaciones:

$$c_j = \left(\frac{0,003}{0,003 - \alpha \times \varepsilon_y} \right) \quad (1.2)$$

$$\varepsilon_{s,i,j} = \left(\frac{c_j - d_i}{c_j} \right) \times 0,003 \quad (1.3)$$

$$fs_i = Es_i \times \varepsilon s_i \leq fy \quad (1.4)$$

$$Fs_{i,j} = As_i \times fs_{i,j} \quad (1.5)$$

$$a_j = \beta 1 \times c_j \quad (1.6)$$

$$Cc_j = 0,85 \times f'c \times (Ac_j) \quad (1.7)$$

$$Pn_j = Cc_j + \sum_{i=1}^n Fs_{i,j} \quad (1.8)$$

$$Mn_j = Cc_j \times (br_j) + \sum_{i=1}^n Fs_i \times (br_{i,j}) \quad (1.9)$$

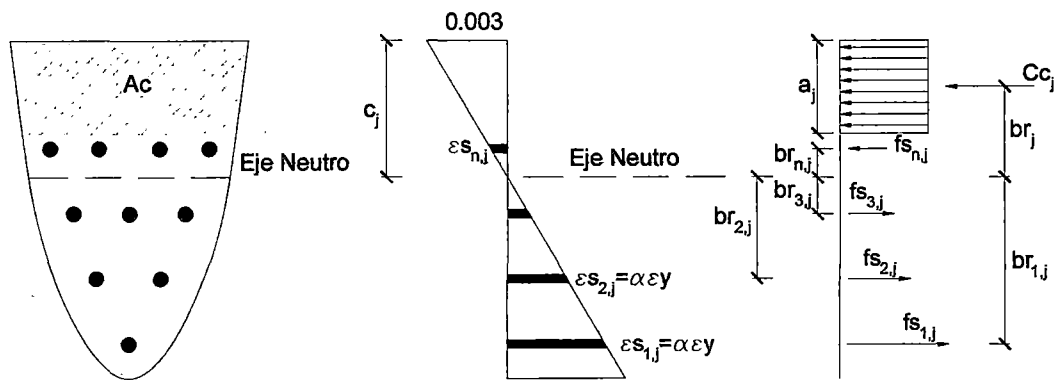


Figura 1.3. Deformaciones y esfuerzos en sección transversal de concreto reforzado.

Donde c_j = distancia de la fibra en compresión más lejana al eje neutro para cada punto del diagrama, α = factor que se toma como positivo para deformaciones en compresión en el acero y negativo para el caso contrario, ε_y = deformación de fluencia del acero, $\varepsilon s_{i,j}$ = deformación de las varillas i para el punto j del diagrama de interacción, fy = esfuerzo de fluencia del acero, Es_i = módulo de elasticidad para las varillas i , $fs_{i,j}$ = esfuerzo producido en las varillas i para el punto j del diagrama de interacción, As_i = área transversal total de las varillas i , $Fs_{i,j}$ = fuerza producida por el total de varillas i para el punto j del diagrama de interacción, a_j = profundidad de bloque de compresiones equivalente para el punto j del diagrama de interacción, Ac_j = área dentro del bloque de compresión equivalente del concreto para j del diagrama de interacción, Cc_j = fuerza en compresión del concreto para el punto j del diagrama de interacción, Pn_j = fuerza

axial resistente nominal para el punto j del diagrama de interacción, br_j = distancia desde el centroide del Ac_j hasta el eje neutro, $br_{i,j}$ = distancia desde las varillas i hasta el eje neutro para el punto j del diagrama de interacción, y Mn_j = momento flector resistente nominal para el punto j del diagrama de interacción.

Adicionalmente, ambas normas establecen una disminución a la resistencia a la fuerza axial máxima, debido a las posibles excentricidades que pudiesen no haberse tomado en cuenta, según la siguiente expresión:

$$Pn_{\max} = 0,80P_o = 0,80[0,85f'c \times (Ag - As_t) + fy \times As_t] \quad (1.10)$$

Donde Ag = área geométrica total de la sección transversal del muro, y As_t = área total de refuerzo.

Sin embargo, ambas normas "castigan" estas resistencias nominales con un factor de reducción de resistencia ϕ que es 0.7 cuando la fuerza axial resultante está en compresión y es mayor a $0,1 \times f'c \times Ag$, 0.9 cuando la fuerza axial resultante está en tensión, o es una interpolación entre lineal 0.7 y 0.9 cuando la fuerza axial resultante se encuentra entre $0,1 \times f'c \times Ag$ y 0 respectivamente.

Todo lo expresado hasta aquí para encontrar los diagramas de interacción provocan que estos diagramas terminen resultando en gráficas como la mostrada en la esquematización de la figura 1.4.

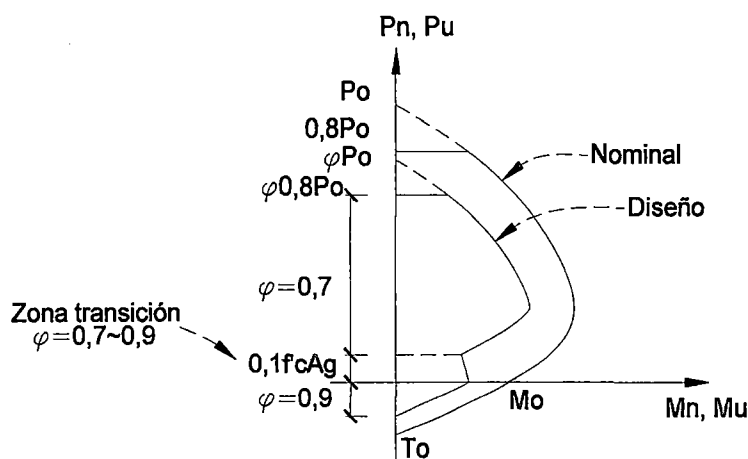


Figura 1.4. Esquema de diagrama de interacción típico para muros.

Estas últimas anotaciones son las que permiten calcular la resistencia de un muro a acciones combinadas de carga axial y flexión. Sin embargo, para determinar la sección transversal del muro involucrada en el cálculo del diagrama de interacción, se necesita conocer el ancho efectivo del ala. La norma E-060 no hace distinciones entre muros de ductilidad limitada, malla única de refuerzos y de espesores de 8, 10 o 12 cm, y muros convencionales de concreto reforzado, doble malla y de espesores mayores a 20 cm; y expresa en su acápite 21.9.6.3 que el ancho efectivo, tanto para compresión como para tracción, se extiende en cada lado desde la cara del alma a una distancia igual al menor de los valores entre 10 % de la altura total del muro y la mitad de la distancia desde el alma hasta el muro adyacente. Sin embargo, el ACI-318-11, contemplando solamente muros convencionales de concreto reforzado, en su acápite 21.9.5.2 establece que el ancho efectivo, también tanto en compresión como en tracción, se extiende desde la cara del alma a cada lado una distancia igual al menor de los valores entre 25% de la altura total del muro y la mitad de la distancia desde el alma hasta el muro adyacente. La única diferencia como se puede notar es que la norma E-060 es más "conservadora" que el ACI318-11 en cuanto al ancho efectivo sugerido, 10% de la altura total del muro a cada lado versus 25% de este valor, respectivamente.

Por otro lado, tanto la norma E-060 y el ACI 318-11 consideran que la resistencia nominal a la fuerza cortante se compone del aporte del concreto y del acero horizontal. Sin embargo el ACI318-11 considera un factor de reducción de resistencia, ϕ , de 0.75 mientras que la norma E-060 toma este valor como 0.85.

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \quad (1.10)$$

Donde V_n = resistencia a la fuerza cortante, V_c = aporte a la fuerza cortante del concreto, y V_s = aporte a la fuerza cortante del acero transversal.

Sin embargo, la formulación para el cálculo del aporte del concreto dada en la norma E-060 (ecuación 1.11) difiere de la dada por el ACI 318-11 (el menor valor de las ecuaciones 2.12 y 2.13).

$$V_c = A_{cw} \times (\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad (1.11)$$

$$V_c = 0,87 \times \sqrt{f'_c} \times t \times d + \frac{Nu \times d}{4 \times lw} \quad (1.12)$$

$$V_c = \left[0,15 \times \sqrt{f'_c} + \frac{lw \left(0,33 \sqrt{f'_c} + 0,2 \frac{Nu}{lw \times t} \right)}{\frac{Mu}{Vu} - \frac{lw}{2}} \right] \times t \times d \quad (1.13)$$

Donde A_{cw} = área de corte de la sección transversal del muro (alma); $\alpha_c = 0,8$ para $[hm/lm] \leq 1,5$, $0,53$ para $[hm/lm] \geq 2$, y varía linealmente entre $0,8$ y $0,53$ cuando $[hm/lm]$ está entre $1,5$ y 2 , donde hm es la altura total del muro y lm es la longitud total del muro o segmento de muro considerado; Nu = carga axial amplificada, positivo para compresión y negativo para tensión, t = espesor del muro considerado, d = valor tomado generalmente como $0,8lw$. Nota: las ecuaciones (1.11), (1.12), 1.13) están en sistema MKS (kgf, cm, kgf/cm²).

Adicionalmente, para el cálculo del aporte del acero transversal, tanto la norma E-060 (ecuación 1.14) y el ACI 318-11 (ecuación 1.15) ofrecen expresiones similares.

$$V_s = A_{cw} \times \rho_h \times f_y \quad (1.14)$$

$$V_s = \frac{A_{vh} \times f_y \times d}{s} \quad (1.15)$$

Donde ρ_h = cuantía del refuerzo horizontal, A_{vh} = área de la varilla de refuerzo al corte horizontal, y s = espaciamiento del refuerzo al corte horizontal.

En tanto, para la resistencia a la fricción en la base, ambas normas proponen la misma expresión (1.16).

$$\phi V_n = \phi \times \mu (N_u + A_v f_y) \quad (1.16)$$

Donde V_n = resistencia a la fuerza cortante por fricción, A_v = área de refuerzo al cortante por fricción, N_u = fuerza de compresión neta permanente, μ = factor que varía entre 0,7 y 1,4 según la condición de la junta fría que se forma, y $\phi = 0,85$.

Después de haber repasado las expresiones para el cálculo de la fuerza cortante y el momento flector resistente para muros según la NTE E-060 y el ACI 318-2011, es necesario también recalcar finalmente que prefiriendo una falla por flexión para muros, ambas normas exigen proveer resistencia al cortante tal que :

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) \quad (1.17)$$

Donde V_{ua} y M_{ua} son la fuerza cortante y el momento flector amplificados en la base del muro provenientes del análisis, y M_n es el momento nominal resistente. Es aquí donde ser conservadores para el cálculo del aporte del ancho efectivo de las alas puede resultar contraproducente. Considerando un ancho efectivo menor, "más conservador", al "real" podría conducir a suponer una resistencia a la flexión menor a la "real", y por tanto, de la expresión 1.17, podríamos imaginar que se necesita un cortante último V_u menor al que realmente necesitaríamos para asegurar una falla por flexión. Entonces, en conclusión, ser más conservadores en la elección del ancho efectivo puede conllevar a una falla por corte, y por tanto frágil e indeseada, de los muros.

1.3. ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS Y PROGRAMA TNO DIANA

No es intención de este presente subcapítulo la exposición de todos los conceptos de elementos finitos relacionados a la ingeniería estructural debido a lo vasto del tema, y a que, principalmente, existe en la literatura actual diversos textos que cubren excelentemente el tema, y cualquier intento por resumir todos esos

conceptos en este presente trabajo de tesis no sería más que un infructuoso ejercicio con un resultado demasiado burdo. Lo que se busca aquí es exponer algunas posibilidades de análisis de elementos finitos que brinda el programa de cómputo TNO DIANA.

1.3.1. Ideas Básicas de elementos finitos en el análisis lineal y el programa TNO DIANA

En el análisis elástico estructural, DIANA usa el principio de los desplazamientos virtuales, ecuación 2.18, para establecer relaciones de equilibrio sobre una estructura que se desea analizar. En corto, este principio establece que una estructura elástica está en equilibrio para un cierto sistema de cargas si, para cualquier desplazamiento virtual de un compatible estado de deformaciones, el trabajo virtual externo es igual al energía de las deformaciones virtuales.

$$\int_V (\delta \varepsilon^T \times \sigma) dV = \int_V (\delta u^T \times g) dV + \int_{S_i} (\delta u^T \times t) dS_i \quad (1.18)$$

Donde V es el volumen del cuerpo analizado, S_i es la superficie de dicho cuerpo sobre la cual los desplazamientos no han sido especificados o también llamada superficie de borde, σ son los vectores de esfuerzos internos reales en cada punto del cuerpo analizado, g son los vectores de fuerzas de cuerpo por unidad de volumen, t son los vectores de fuerzas por unidad de área sobre la superficie S_i , y $\delta \varepsilon$ son los vectores de deformaciones virtuales que corresponden a los desplazamientos virtuales δu .

En el análisis de elementos finitos, la solución en el dominio V se divide en un finito número de elementos de volúmenes V_e , los cuales están conectados por puntos nodales en las intersecciones de estos elementos. De este modo el dominio de la solución queda discretizado y representado por esta serie de elementos. Los desplazamientos desconocidos en cada elemento se aproximan por funciones continuas expresadas en términos de variables nodales; las funciones sobre cada elemento finito son llamadas funciones de forma o de interpolación.

En cada elemento los desplazamientos de cada punto arbitrario (x, y, z) , u_e , pueden ser medidos en un conveniente sistema de coordenadas cartesianas locales y son aproximadas por las funciones de forma y las variables nodales, expresión 1.19.

$$u_e(x, y, z) = Nu_e \quad (1.19)$$

Donde N es la matriz de interpolación con las funciones de forma $N(x, y, z)$ y u_e es el vector de desplazamientos nodales del elemento, expresado en coordenadas locales xyz . Este vector u_e , compuesto de variables nodales del vector de desplazamientos en un sistema local de grados de libertad, puede ser obtenido de un sistema global mediante T_e , matriz de transformación del elemento que transforma el correspondiente sistema global de grados de libertad a un sistema local de grados de libertad de cada elemento orientado en el sistema coordenado xyz , expresión 1.20.

$$u_e = T_e u \quad (1.20)$$

Las deformaciones en cualquier punto de la estructura pueden ser determinados por:

$$\varepsilon = Lu \quad (1.21)$$

Donde L es un operador diferencial que define un campo de deformaciones compatible. El campo de deformaciones puede ser reescrito como la derivada del vector u_e según las funciones de forma:

$$\varepsilon = LN u_e = B u_e \quad (1.22)$$

Donde la matriz B define la relación deformación-desplazamiento para un punto particular y es llamada matriz diferencial. Asumiendo un comportamiento lineal elástico, la relación entre los esfuerzos y las deformaciones en un punto particular puede ser escrita como:

$$\sigma = D(\varepsilon - \varepsilon_0) + \sigma_0 \quad (1.23)$$

Donde la matriz D es la relación esfuerzo-deformación y es una función de las propiedades del material como el módulo de Young E y el módulo de Poisson ν . El

vector ε_0 denota el estado inicial de deformaciones, y el vector σ_0 contiene los esfuerzos residuales iniciales. Regularmente la matriz D está solamente definida en un sistema local de coordenadas cartesianas $(x1, y1, z1)$ de un elemento. Para obtener las deformaciones en este nuevo sistema es necesario aplicar una rotación de deformaciones:

$$\varepsilon_1 = T_e \varepsilon \quad (1.24)$$

Donde T_e es la matriz de transformación de las deformaciones. De la expresión 1.22 el vector local de deformaciones ε_1 puede ser relacionado directamente con el vector local de desplazamientos del sistema grados de libertad del elemento u_e :

$$\varepsilon_1 = T_e B u_e \quad (1.25)$$

Después de establecer todas estas relaciones correspondientes a la discretización del medio continuo del cuerpo de volumen V , la expresión del principio de desplazamientos virtuales, 1.18, puede ahora ser ahora reescrita como la sumatoria del trabajo virtual hecho por cada elemento individual que tiene su respectivo volumen V_e y su superficie de borde S_e :

$$\sum_{e=1}^{n_e} \int_{V_e} (\delta \varepsilon^T \times \sigma) dV = \sum_{e=1}^{n_e} \int_{V_e} (\delta u^T \times g_e) dV + \sum_{e=1}^{n_e} \int_{S_e} (\delta u^T \times t_e) dS \quad (1.26)$$

Donde n_e es el número total de elementos, g_e son las fuerzas de cuerpo de los elementos por unidad de volumen, y t_e son las fuerzas de superficie por unidad de área que actúan sobre el área de borde el elemento S_e . Para cada elemento, su superficie de borde S_e puede estar separada en una parte exterior y otra interior teniendo interfaces imaginarias con elementos adyacentes.

La ecuación 1.26 es de fundamental importancia para el método de elementos finitos basado en desplazamientos, usado por DIANA, e impone algunas restricciones en las funciones de desplazamiento. En la aproximación de los elementos finitos basados en el Principio de los trabajos virtuales se intenta asegurar el equilibrio, el cual para cada elemento debería lucir como:

$$\int_{V_e} {}^*u^T (L^T \times \sigma + g_e) dV - \int_{S_e} {}^*u^T (L_n^T \times \sigma - t_e) dS = 0 \quad (1.27)$$

Se puede probar que este teorema es solamente valido si todas las derivadas de u y σ son finitos en todo el volumen V . En general los esfuerzos no logran continuidad en las interfaces de los elementos; sin embargo, si funciones de forma son escogidas tal que los desplazamientos coincidan en los nudos y los elementos adyacentes (i y j) tienen desplazamientos idénticos en sus interfaces, entonces una condición de continuidad en promedio sobre los esfuerzos puede ser alcanzada en forma de:

$$\int_{S_{i,j}} {}^*u^T (L_n^T \times \sigma_i - L_n^T \times \sigma_j - \bar{t}_e) dS = 0 \quad (1.28)$$

Donde \bar{t}_e es la contribución de las cargas externas aplicadas. Esta expresión es otra aproximación del cumplimiento del equilibrio y por lo tanto la ecuación del equilibrio 1.27 es verdadera dentro de cada singular elemento hasta sus superficies de frontera S_e . Suponiendo que las funciones de desplazamientos satisfacen la condición 1.27, la integración puede ser resuelta sobre el volumen y área de cada elemento. Sustituyendo respectivamente los desplazamientos y deformaciones de los elementos por 1.19 y 1.22, la ecuación del trabajo virtual para cada elemento puede ser reescrita como:

$${}^*u_e^T \int_{V_e} (B^T \times \sigma) dV = {}^*u_e^T \int_{V_e} (N^T \times g_e) dV - {}^*u_e^T \int_{S_e} (N_n^T \times t_e) dS \quad (1.29)$$

La integral que contiene a las fuerzas de superficie, $\int_{S_e} (N_n^T \times t_e) dS$, puede ser reemplazada por un vector de fuerzas nodales equivalentes r_e correspondiente al vector de grados de libertad del elemento u_e . Reordenando y sustituyendo r_e para las fuerzas de superficie, la ecuación del trabajo virtual puede ser expresada en la forma siguiente:

$${}^*u_e^T \left(\int_{V_e} (B^T \times \sigma) dV - \int_{V_e} (N^T \times g_e) dV \right) = {}^*u_e^T \times r_e \quad (1.30)$$

Como esta relación es válida para cualquier desplazamiento virtual *u_e , la ecuación de equilibrio para cada elemento puede ser escrita como:

$$\int_{V_e} (B^T \times \sigma) dV - \int_{V_e} (N^T \times g_e) dV = r_e \quad (1.31)$$

Esta expresión es válida para cualquier relación esfuerzo deformación. En el caso del comportamiento lineal elástico, sustituyendo 1.23 para los esfuerzo en 1.31 se obtiene:

$$K_e u_e + f_e = r_e \quad (1.32)$$

Donde

$$K_e = \int_{V_e} (B^T \times D \times B) dV \quad (1.33)$$

es la matriz de rigidez del elemento y

$$f_e = \int_{V_e} (N^T \times g_e) dV - \int_{V_e} (B^T \times D \times \varepsilon_0) dV + \int_{V_e} (B^T \times \sigma_0) dV \quad (1.34)$$

es la contribución del elemento al vector de fuerzas f .

Considerando la expresión (1.26) y usando la aproximación de desplazamientos (1.19), en el caso del comportamiento lineal y elástico se tiene:

$$\begin{aligned} \sum_{e=1}^{n_e} ^*u_e^T \left[\int_{V_e} (B^T \times D \times B) dV \right] u_e &= \sum_{e=1}^{n_e} ^*u_e^T \int_{V_e} (N^T \times g_e) dV + \sum_{e=1}^{n_e} ^*u_e^T \int_{S_e} (N^T \times t_e) dS + \\ \sum_{e=1}^{n_e} ^*u_e^T \left[\int_{V_e} (B^T \times D \times \varepsilon_0) dV - \int_{V_e} (B^T \times \sigma_0) dV \right] & \end{aligned} \quad (1.35)$$

Para transformar la matriz de rigidez de un sistema de coordenadas locales al global, se debe usar la matriz de transformación T :

$$K_e = T^T \left[\int_{V_e} (B^T \times D \times B) dV \right] T \quad (1.36)$$

Entonces finalmente, considerando el principio de los desplazamientos virtuales y las ecuaciones de aproximación de los elementos finitos, se ensambla la matriz de rigidez de toda la estructura según los aportes y la conectividad de los elementos finitos tal que el problema estructural encuentra sus desplazamientos desconocidos

en

$$Ku = f \quad (1.37)$$

donde la matriz K es la matriz de rigidez del ensamblaje de todos los elementos

$$K = \sum_{e=1}^{n_e} T_e^T K_e T_e \quad (1.38)$$

y el vector de fuerzas f es el compuesto por

$$f = f_g + f_t + f_{\sigma_0} - f_{\sigma_0} + f_c \quad (1.39)$$

donde

$f_g = \sum_{e=1}^{n_e} T_e^T \int_{V_e} (N^T \times g_e) dV$ es la contribución de las fuerzas de cuerpo del elemento,

$f_t = \sum_{e=1}^{n_e} T_e^T \int_{S_e} (N^T \times t_e) dS$ es la contribución de las fuerzas de superficie,

$f_{\sigma_0} = \sum_{e=1}^{n_e} T_e^T \int_{V_e} (B^T \times D \times \epsilon_0) dV$ es el efecto de las deformaciones iniciales,

$f_{\sigma_0} = \sum_{e=1}^{n_e} T_e^T \int_{V_e} (B^T \times \sigma_0) dV$ es el efecto de los esfuerzos iniciales, y

f_c es la contribución de las fuerzas nodales concentradas.

De este modo DIANA enfrenta cualquier análisis estructural, discretizándolo en una serie de elementos finitos y usando el principio de los desplazamientos virtuales y las funciones de forma para finalmente plantear la ecuación 1.37 y obtener los desplazamientos del sistema de grados de libertad de la estructura en sus nudos; y a partir de estos obtiene también las deformaciones, ecuación 1.25, y luego los esfuerzos mediante las ecuaciones constitutivas.

1.3.2. Ideas Básicas de elementos finitos en el análisis no lineal y el programa TNO DIANA.

En el análisis no lineal, la relación entre un vector de fuerzas y de desplazamientos ya no es, obviamente, lineal. Uno de los casos, como el análisis que se muestra en la sección 4 de esta tesis, es el que solamente considera la no linealidad de las mismas ecuaciones constitutivas. En tal sentido, las ecuaciones constitutivas que definen la relación de los esfuerzos y las deformaciones, y por tanto los estados de desplazamientos, dependen de los esfuerzos y deformaciones en estados anteriores

de carga. Sin embargo, similarmente al problema lineal, lo que se necesita calcular es el vector de desplazamientos que equilibra las fuerzas internas y externas. En el caso lineal, DIANA calcula la solución directamente, resolviendo el sistema de ecuaciones lineales planteado en la expresión 1.37, pero en el caso no lineal no puede hacerlo de este modo. Para determinar este estado de equilibrio lo que se hace en elementos finitos es discretizar en espacio (con los elementos finitos, como ya se ha visto para el caso lineal) y también en tiempo (o en incrementos). Para lograr el equilibrio al final del incremento se puede usar un procedimiento iterativo-incremental.

Un buen punto de comienzo es lograr el estado de equilibrio en el cual el vector de fuerzas internas sea igual al de fuerzas externas, satisfaciendo las condiciones de borde a lo largo de todos los incrementos.

$$f_{int} = f_{ext} \quad (1.40)$$

$$u_1 = u_i^0 \quad (1.41)$$

El vector de fuerzas internas será dependiente de la historia de deformaciones, y por ende de la historia de desplazamientos. Se puede escribir entonces:

$$f_{int}(u, historia) = f_{ext}(u) \quad (1.42)$$

Se supone que el sistema descrito hasta aquí ya está discretizado en espacio (en elementos finitos). Para permitir la solución numérica, una discretización en tiempo también es llevada a cabo, aunque es necesario recalcar que para este caso "tiempo" carece de significado físico y se usa el término solamente para describir una serie de situaciones. Comenzando en un tiempo t con una solución aproximada ${}^t u$, DIANA busca una solución ${}^{t+\Delta t} u$ para la cual se cumple la expresión 1.40. Dentro de este incremento solamente los desplazamientos al comienzo son conocidos. El vector de fuerzas internas, que depende de la historia de desplazamientos, es calculado del estado de la estructura en el tiempo t , del incremento Δt y del incremento de desplazamientos Δu . Las fuerzas externas solamente dependen de la geometría actual. Si se considera solamente un incremento, el mismo incremento y la situación en el comienzo del incremento (historia) son fijos. La ecuación de equilibrio dentro del incremento solamente

depende de Δu . Se puede escribir el problema no lineal como: encontrar Δu tal que

$${}^{t+\Delta}u = {}^t u + \Delta u \quad (1.41)$$

y, con g igual al vector de las fuerzas fuera de balance (fuerzas residuales),

$$g(\Delta u) = f_{ext}(\Delta u) - f_{int}(\Delta u) = 0 \quad (1.42)$$

1.3.2.1. *Procesos iterativos y el método de Newton-Raphson*

Un método puramente incremental usualmente tendería a resultados inexactos en el análisis no lineal, a menos que muy pequeños pasos sean usados. En cambio combinados con procesos iterativos, los errores que se producen pueden ser reducidos sucesivamente. Estos métodos son en realidad procedimientos implícitos. El tamaño de paso permisible es usualmente más grande que en el caso de un proceso sin iteraciones. El procedimiento general que DIANA usa para todos los métodos iterativos que tiene precargados es el mismo y es tal como sigue.

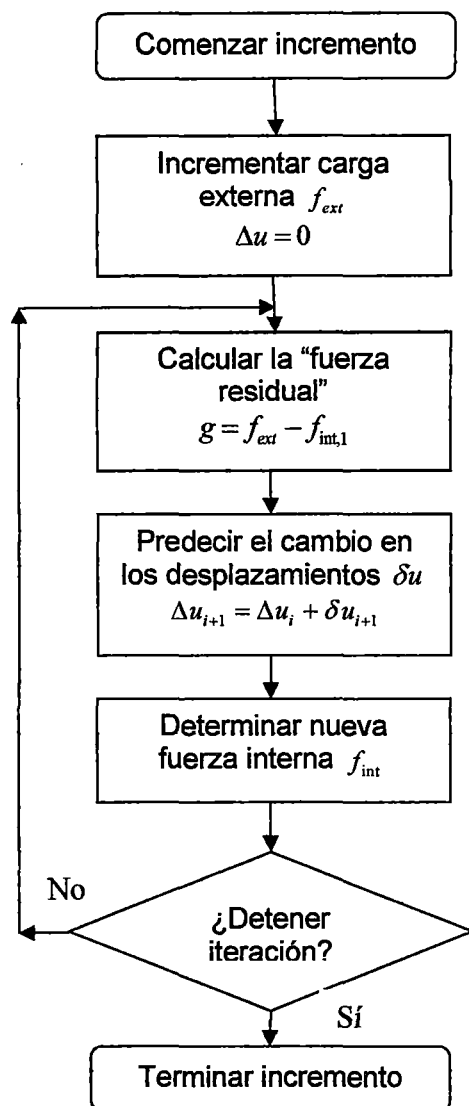


Figura 1.5. Diagrama de flujo del proceso iterativo.

En todos los métodos iterativos que DIANA tiene precargado, el incremento de desplazamiento Δu es actualizado iterativamente mediante iterativos incrementos δu hasta que el equilibrio sea alcanzado con una cierta tolerancia establecida. Indicando el número de iteración con un subíndice a la derecha, los desplazamientos en la iteración $i+1$ son calculados de:

$$\Delta u_{i+1} = \Delta u_i + \delta u_{i+1} \quad (1.43)$$

La diferencia entre los distintos procedimientos que DIANA incorpora es la forma en la que se calcula δu . Los incrementos iterativos son calculados mediante el uso de una "matriz de rigidez" que representa algo así como una forma linealizada de

relación entre el vector fuerzas y el vector desplazamientos. Esta matriz de rigidez puede ir cambiando en cada iteración, la matriz que es usada en cada iteración i será llamada K_i . Un planteamiento directo es determinar los incrementos iterativos de desplazamiento por

$$\delta u_i = K_i^{-1} g_i \quad (1.44)$$

donde g_i es el vector de fuerzas desbalanceadas al comienzo de la iteración i . En este caso un set de ecuaciones lineales es resuelto en cada iteración.

DIANA tiene precargados tres procedimientos puramente iterativos: el método de Newton-Raphson, el método Quasi-Newton y el de Rigidez constante. Solamente se detallará el método de Newton-Raphson debido a que es este el que se usará para el análisis no lineal de la sección 4.

Para el proceso Newton-Raphson, generalmente dos subclases pueden ser distinguidas: el Regular y el Modificado Newton-Raphson. Ambos usan la ecuación 1.44 para determinar el incremento iterativo del vector de desplazamientos. En el procedimiento de Newton-Raphson, la matriz de rigidez K_i representa la rigidez tangencial de la estructura:

$$K_i = \frac{\partial g}{\partial \Delta u} \quad (1.45)$$

La diferencia entre el método de Newton-Raphson Modificado y Regular es el punto en el que la matriz de rigidez es evaluada.

Newton-Raphson Regular

En la iteración en el Newton-Raphson Regular, la rigidez tangencial, expresión 1.45, es evaluada en cada iteración, figura 1.6. Esto significa que la predicción de la expresión 1.44 es basada en la última situación conocida o calculada, incluso si esto no está en un estado de equilibrio.

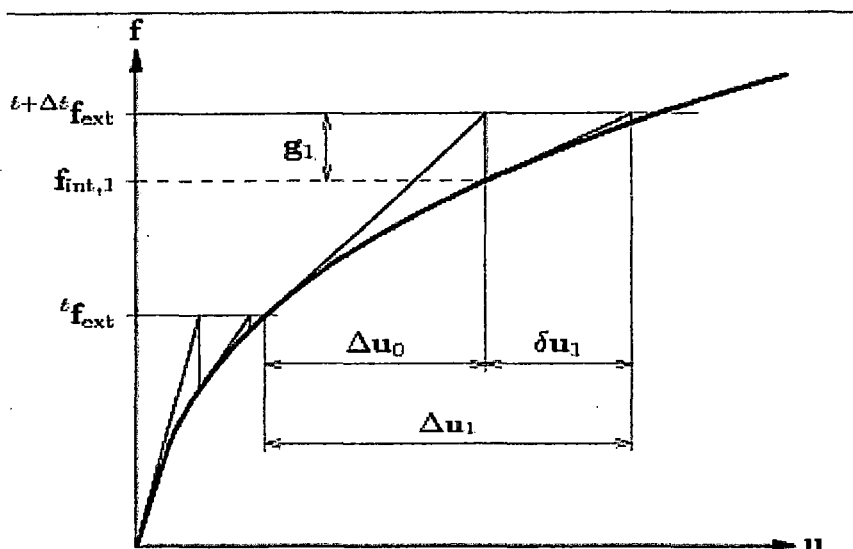


Figura 1.6. Iteración de Newton-Raphson Regular (cambio de pendiente en cada iteración).

El proceso de Newton-Raphson Regular logra una característica convergencia cuadrática, lo que significa que este método converge a la solución final con solamente algunas iteraciones.

Una desventaja de este método es que la matriz de rigidez tiene que ser calculada en cada iteración y, si un método de solución directa es usado para resolver el sistema lineal de ecuaciones, el tiempo que se consume en la descomposición de la matriz será consumido en cada iteración también. Más aún, la convergencia cuadrática es solamente garantizada si una correcta matriz de rigidez es usada y si la predicción inicial está en la vecindad de la solución final. Si la predicción inicial está lejos de la solución final, este método fácilmente falla a causa de divergencia.

Newton-Raphson Modificado

En el método de Newton-Raphson Modificado solamente se evalúa la rigidez en el comienzo del incremento, figura 1.7. Esto significa que la predicción es siempre basada en un estado de equilibrio que ya ha convergido. Si un método de solución directo es usado para resolver el set de ecuaciones lineales, no es necesario realizar la descomposición de nuevo, solamente la relativamente rápida sustitución será llevada a cabo.

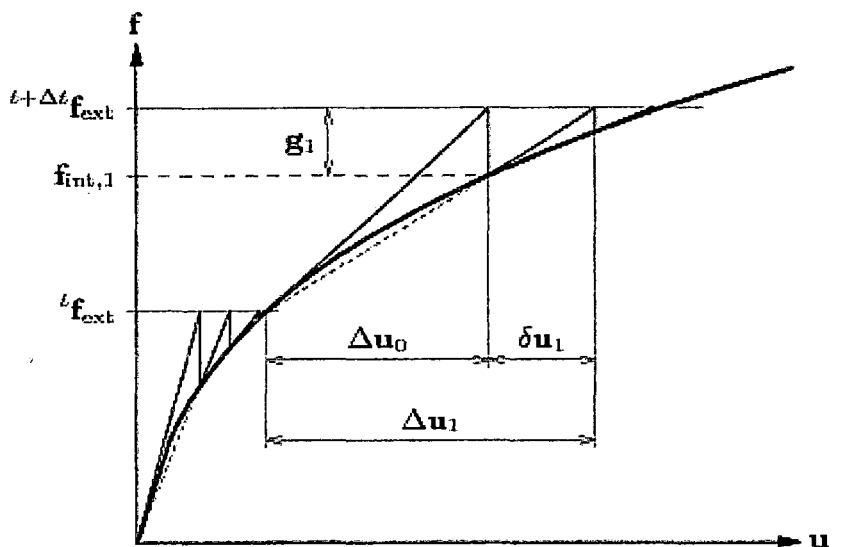


Figura 1.7. Iteración de Newton-Raphson Modificado (cambio de pendiente solo en cada incremento).

Usualmente, el método de Newton-Raphson Modificado converge al equilibrio más lento que el método de Newton-Raphson Regular. Sin embargo, para cada iteración solamente la predicción del incremento iterativo del vector desplazamientos y del vector de fuerzas internas tienen que ser calculados, no es necesario calcular una nueva matriz de rigidez.

1.3.2.2. Criterios de convergencia

El proceso iterativo debe ser detenido si los resultados son satisfactorios, figura 1.5. Para este propósito DIANA ofrece tres reglas de convergencia. Además de detener la iteración en caso de convergencia, el proceso iterativo puede también ser detenido si un especificado número máximo de iteraciones es alcanzado o si la iteración obviamente tiende a la divergencia. La detección de divergencia es basada en las mismas reglas que la detección de convergencia. La figura 1.8 muestra los elementos usados para fijar estas reglas de convergencia.

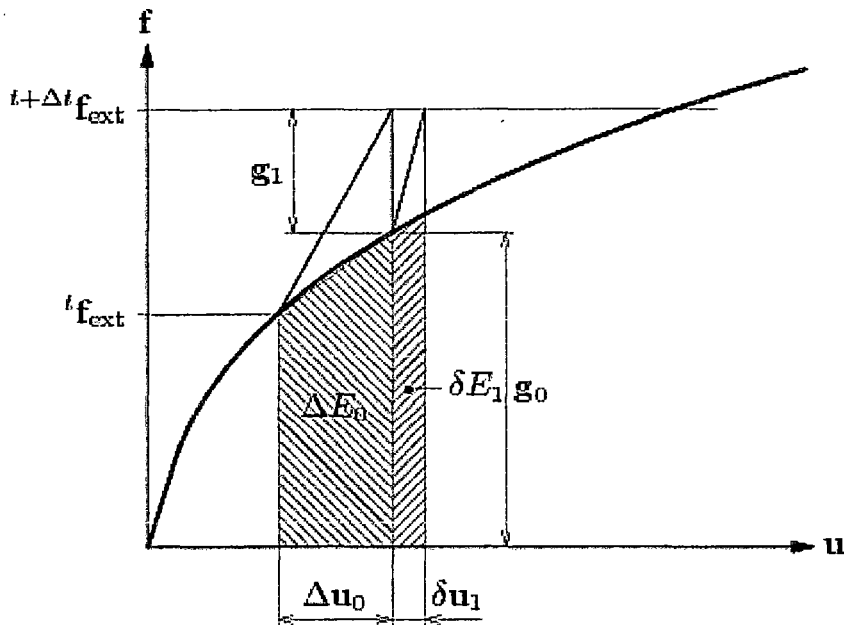


Figura 1.8. Elementos de convergencia.

Norma de Fuerzas

La norma de fuerzas es la norma Euclidiana del vector de fuerzas desbalanceadas g . Para verificar la convergencia, la norma de fuerzas después de la nueva iteración es cotejada con la norma del vector de fuerzas desbalanceadas inicial g_0 .

$$\text{Relación de normas de fuerza} = \frac{\sqrt{g_i^T g_i}}{\sqrt{g_0^T g_0}}$$

Norma de Desplazamientos

La norma de desplazamiento es la norma Euclidiana del incremento iterativo de desplazamientos. Para verificar la convergencia, la norma de incremento de desplazamientos es cotejada con la norma del incremento de desplazamientos en la primera predicción del incremento.

$$\text{Relación de normas de desplazamiento} = \frac{\sqrt{\delta u_i^T \delta u_i}}{\sqrt{\Delta u_0^T \Delta u_0}}$$

Norma de Energía

Una tercera forma que DIANA tiene para verificar si la convergencia ha sido alcanzada es la norma de energía. Esta norma está compuesta de las fuerzas internas y de los desplazamientos relativos, como lo indica la figura 1.8, con ΔE_0 y δE_1 . Para determinar la convergencia, la relación de energía es calculada como:

$$\text{Relación de normas de energía} = \left| \frac{\delta u_i^T (f_{\text{int},i+1} + f_{\text{int},i})}{\Delta u_0^T (f_{\text{int},1} + f_{\text{int},0})} \right|$$

1.3.2.3. Procedimientos incrementales

El procedimiento iterativo-incremental para el análisis no lineal consiste de dos partes: el incremento y la iteración. La iteración fue discutida líneas arriba. Dentro de las muchas formas en las que DIANA tiene la posibilidad de introducir incrementos, se discutirá solo el incremento controlado por carga y por desplazamiento, ya que estos son la clase de incrementos usados en la sección 4.

Control de incrementos por desplazamientos y por carga

En la figura 2.15 se presentó el proceso iterativo donde las cargas externas fueron aumentadas al comienzo del incremento mediante el directo crecimiento del vector de fuerzas externas f_{ext} . Esto es usualmente llamado 'control por cargas', figura 1.9. Otra forma de poner una carga externa en la estructura es imponer unos ciertos desplazamientos u_c . Esto último es llamado 'control por desplazamientos', figura 2.9.

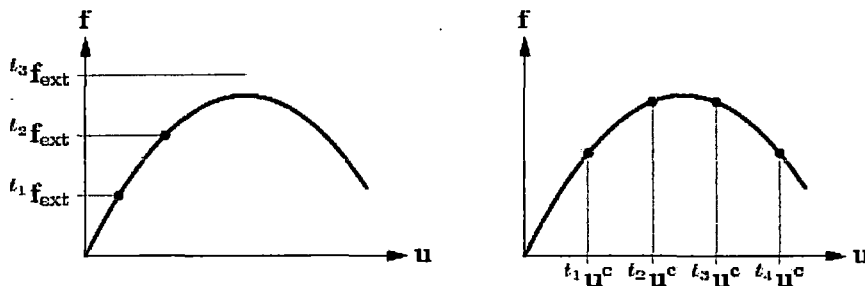


Figura 1.9. Izquierda: Control de incrementos por fuerzas. Derecha: Control de incrementos por desplazamientos.

En el caso del control por desplazamientos el vector de fuerzas externas no es incrementado directamente. Para obtener una primera predicción correcta del desplazamiento, los desplazamientos impuestos deben ser incorporados en el

vector de fuerzas externas. Esta 'fuerza efectiva' puede ser calculada reescribiendo la ecuación 1.44 y separando el vector del incremento del desplazamiento en dos partes: una que se refiere a los desplazamientos restringidos y otra a los no restringidos, respectivamente Δu^r y Δu^n . La matriz de rigidez y el vector de fuerzas pueden ser reescritos así:

$$\begin{pmatrix} K^{nn} & K^{nr} \\ K^{rn} & K^{rr} \end{pmatrix}_0 \begin{Bmatrix} \Delta u^n \\ \Delta u^r \end{Bmatrix}_0 = \begin{Bmatrix} g^n \\ g^r \end{Bmatrix}_0 \quad (1.46)$$

Los incrementos de desplazamiento desconocidos Δu^n pueden ser calculados de la primera fila de la expresión 1.46 como:

$$\Delta u_0^n = (K_0^{nn})^{-1} \{-K_0^{nr} \Delta u^r + g_0^n\} \quad (1.47)$$

Comparando 1.44 y 1.47, $-K_0^{nr} \Delta u^r$ puede ser considerado como el vector de fuerzas efectivas, equivalente a los desplazamientos impuestos. En las subsecuentes iteraciones, los incrementos iterativos del desplazamiento impuesto son 0 y por lo tanto el vector de fuerzas efectivas se desvanece.

1.3.3. Agrietamiento y no-linealidades en el concreto

Dentro de las fuentes que generan no-linealidad en el concreto, el agrietamiento es el que juega uno de los roles más importantes. Dos planteamientos pueden ser distinguidos para el análisis de la propagación de grietas en las estructuras de concreto, el planteamiento de agrietamiento discreto, *discrete crack model*, y el distribuido, *smearred crack model*. En el primer planteamiento, los nudos son desconectados, o en todo caso los elementos y sus nudos son reorganizados, si el esfuerzo de tensión en el concreto excede un valor límite. Una gran desventaja de este planteamiento discreto es el hecho que la topología de la malla de elementos finitos cambia continuamente. En aplicaciones prácticas tales procesos en el análisis computacional son descontrolados y es por esto que se muchos investigadores se concentran en el planteamiento distribuido del agrietamiento, *smearred crack models*. En este planteamiento las grietas son asumidas como distribuidas sobre el área perteneciente a un punto de integración. En realidad, el planteamiento distribuido del agrietamiento contempla un planteamiento continuo del problema en el sentido de que hay un dominio representativo por el cual se pueden definir

nociones como 'esfuerzo', 'deformación', etc. Se acepta que objeciones pueden ser creadas en contra de tal planteamiento debido a la heterogeneidad del concreto y a la naturaleza discontinua del agrietamiento. Sin embargo, experiencias a lo largo de las últimas décadas indican que el concreto, incluyendo al fenómeno del agrietamiento, puede ser expresado de forma suficientemente precisa dentro del marco de la mecánica continua (De Borst, 1987). Es por esta razón que a pesar que DIANA tiene incorporados ambos planteamientos, el discreto y el distribuido, se usará en el capítulo 5 el distribuido.

Dentro del planteamiento distribuido del agrietamiento, se pueden distinguir tres clases de modelos, uno basado en deformaciones descompuestas, otro basado en deformaciones totales, y un último basado en plasticidad; todos ellos incorporados en DIANA. El modelo de agrietamiento distribuido basado en deformaciones descompuestas tiende a ocasionar problemas de convergencia, necesita iteraciones internas para manejar cambios como carga y descarga, y sobretodo necesita de la implementación de parámetros que son difíciles de conseguir en laboratorio (Rots, 1988); el modelo de agrietamiento basado en plasticidad tiene problemas con su planteamiento de descarga inherentemente elástico porque es conocido que una representación secante de la descarga es una mejor aproximación del comportamiento en descarga para materiales quasi-frágiles, y a pesar de pensar que esto puede tener gran influencia solamente en problemas cíclicos (Feenstra & Rots, 2001), se debe decir que también para cargas monotónicas no proporcionales se pueden encontrar resultados erróneos con la opción de descarga elástica (Rots, 2002). Por estas razones es que en el análisis no lineal de la sección 4 particularmente se escogió el planteamiento basado en deformaciones totales.

Sin embargo, aún dentro del planteamiento distribuido del concreto basado en deformaciones totales se deben distinguir dos opciones: con grietas de ejes fijos y de ejes rotatorios, ambas opciones disponibles en DIANA. Para la versión de ejes fijos se necesita el parámetro de retención de corte β , que establece el 'porcentaje' del módulo elástico de corte que aún sigue preservado después del agrietamiento, para el esfuerzo de corte que se forma entre grietas, mientras que la versión rotatoria usa un término implícito de corte para proporcionar coaxialidad entre los ejes rotatorios de esfuerzos y deformaciones principales. Debido a lo difícil y muchas veces arbitrario que fue escoger el parámetro de retención de corte β para

muchos análisis no lineales que se han ido desarrollando en las últimas décadas con la versión de grietas de ejes fijos, y a que la versión rotatoria, aun cuando dentro de sus deficiencias se pueden indicar a la suposición de coaxialidad entre los esfuerzos y deformaciones principales y a la falta de consistencia con la realidad al considerar que las grietas rotan, desvaneciendo y borrando de la memoria las grietas antiguas, esta última versión tiene ligeramente más acogida debido a que sus resultados prácticos han mostrado ser realistas y en la versión de grietas de ejes fijos las respuestas fueron muy rígidas (Rots, 1988).

Sin embargo, debido a que el planteamiento de grietas fijas se muestra interesante para el análisis de grandes grietas diagonales que influyen el comportamiento total de la estructura, como en el caso del tipo de grietas que se esperan en muros de ductilidad limitada sometidos a acción lateral cíclica, para el análisis de la sección 4 se usarán ambos planteamientos, el de grietas rotatorias y fijas, y a continuación se detalla la matemática detrás de estos planteamientos.

El modelo constitutivo basado en deformaciones totales fue desarrollado inicialmente sobre el planteamiento de la Teoría del Campo de Compresión Modificada, originalmente propuesta por Vecchio & Collins, 1986. Este modelo sigue un planteamiento de agrietamiento distribuido para la energía de fractura.

1.3.3.1. *Concepto de agrietamiento con ejes fijos y rotatorios*

Un modelo constitutivo basado en deformaciones totales describe el esfuerzo en función de la deformación. Este concepto es conocido como hipo-elasticidad cuando el comportamiento en carga y descarga es producido en el mismo camino esfuerzo-deformación. Sin embargo, DIANA, para este modelo, implementa un comportamiento en carga y descarga distinto, considerando una descarga secante, figura 1.10. Para este planteamiento se usa un modelo de agrietamiento ortogonal.

Modelo de agrietamiento Ortogonal

En el planteamiento de agrietamiento distribuido basado en deformaciones totales con ejes de agrietamiento rotatorios es usado el concepto coaxial esfuerzo-deformación, en el cual las relaciones esfuerzo-deformación son evaluadas en las direcciones principales del vector deformación. Por otra parte, en el planteamiento de agrietamiento distribuido basado en deformaciones totales con ejes de

agrietamiento fijos las relaciones esfuerzo deformación son evaluados, después de producidas las grietas, en la misma dirección, dirección inicial donde se forma la grieta.

El concepto básico de los modelos de agrietamiento basados en deformaciones totales es que los esfuerzos son evaluados en las direcciones donde el agrietamiento ocurre. El vector de deformaciones ε_{xyz} en sistema de coordenadas del elemento xyz es actualizado con el incremento de deformaciones $\Delta\varepsilon_{xyz}$ de este modo:

$${}^{i+\Delta t}_{i+1}\varepsilon_{xyz} = {}^i\varepsilon_{xyz} + {}^{i+\Delta t}_{i+1}\Delta\varepsilon_{xyz} \quad (1.48)$$

Esta expresión se transforma al sistema de coordenadas de las direcciones de agrietamiento, nst , con la matriz de transformación T ,

$${}^{i+\Delta t}_{i+1}\varepsilon_{nst} = T {}^{i+\Delta t}_{i+1}\varepsilon_{xyz} \quad (1.49)$$

En el caso del planteamiento de grietas rotatorias, en su concepto coaxial rotatorio la matriz de transformación de deformaciones T depende del vector de deformaciones actualizado, así:

$$T = T({}^{i+\Delta t}_{i+1}\varepsilon_{xyz}) \quad (1.50)$$

Luego, la matriz de transformación del vector deformación es determinado mediante el cálculo de los vectores propios del tensor de deformaciones. El tensor de deformaciones es:

$$E = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} \quad (1.51)$$

DIANA almacena los vectores propios en una matriz R :

$$R = [n \quad s \quad t] = \begin{bmatrix} c_{xn} & c_{xs} & c_{xt} \\ c_{yn} & c_{ys} & c_{yt} \\ c_{zn} & c_{zs} & c_{zt} \end{bmatrix} \quad (1.52)$$

con $c_{ij} = \cos\phi_{ij}$, coseno del ángulo entre ejes i y j . Entonces la matriz de transformación T es calculada sustituyendo los valores apropiados,

$$T = \begin{bmatrix} c_{xn}^2 & c_{xs}^2 & c_{xt}^2 & c_{xn}c_{yn} & c_{yn}c_{zn} & c_{zn}c_{xn} \\ c_{yn}^2 & c_{ys}^2 & c_{yt}^2 & c_{xs}c_{ys} & c_{ys}c_{zs} & c_{zs}c_{xs} \\ c_{zn}^2 & c_{zs}^2 & c_{zt}^2 & c_{xt}c_{yt} & c_{yt}c_{zt} & c_{zt}c_{xt} \\ 2c_{xn}c_{xs} & 2c_{yn}c_{ys} & 2c_{zn}c_{zs} & c_{xn}c_{ys} + c_{yn}c_{xs} & c_{yn}c_{zs} + c_{zn}c_{ys} & c_{zn}c_{xs} + c_{xn}c_{zs} \\ 2c_{xs}c_{xt} & 2c_{ys}c_{yt} & 2c_{zs}c_{zt} & c_{xs}c_{yt} + c_{ys}c_{xt} & c_{ys}c_{zt} + c_{zs}c_{yt} & c_{zs}c_{xt} + c_{xs}c_{zt} \\ 2c_{xt}c_{xn} & 2c_{yt}c_{yn} & 2c_{zt}c_{zn} & c_{xt}c_{yn} + c_{yt}c_{xn} & c_{yt}c_{zn} + c_{zt}c_{yn} & c_{zt}c_{xn} + c_{xt}c_{zn} \end{bmatrix} \quad (1.53)$$

en general en una situación de esfuerzo tridimensional. Para otros casos, la apropiada submatriz es tomada. El modelo constitutivo es entonces formulado en el sistema de coordenadas del agrietamiento que en generalmente es:

$${}_{i+1}^{t+\Delta t} \sigma_{nst} = \sigma({}_{i+1}^{t+\Delta t} \epsilon_{nst}) \quad (1.54)$$

Finalmente, el vector de esfuerzos actualizado en el sistema de coordenadas del elemento es:

$${}_{i+1}^{t+\Delta t} \sigma_{xyz} = T^T {}_{i+1}^{t+\Delta t} \sigma_{nst} \quad (1.55)$$

El planteamiento de grietas de eje fijo difiere solamente del planteamiento rotatorio en sus formulaciones de la forma en la que se halla la matriz de transformación T . Para las grietas rotatorias la matriz de transformación T es constantemente actualizada debido a que está en función del estado momentáneo de la dirección de las deformaciones principales $T({}_{i+1}^{t+\Delta t} \epsilon_{xyz})$ debido al concepto de coaxialidad rotatoria. Sin embargo, en el planteamiento de grietas fijas la matriz de transformación del vector deformaciones T solamente es calculada una vez según la ecuación 1.53 al inicio del agrietamiento y luego es mantenida constante a lo largo de toda la carga.

1.3.3.2. Determinación de carga y descarga

Durante la carga el concreto es sujeto a esfuerzos de compresión y tracción los cuales pueden causar agrietamiento y aplastamiento del material. El deterioro del material debido al agrietamiento y al aplastamiento es monitoreado por DIANA con 6 variables internas de daño α_k , recolectados en un vector α . Se tienen variables internas $k=1, \dots, nstr$ monitoreando las deformaciones máximas, por lo tanto mayores o iguales a 0, y variables $k=nstr+1, \dots, 2 \times nstr$ monitoreando las deformaciones mínimas, por lo tanto menores o iguales a 0. Se asume que la

recuperación después del daño no es posible, lo cual implica que los valores absolutos de las variables internas de daño siempre se incrementan.

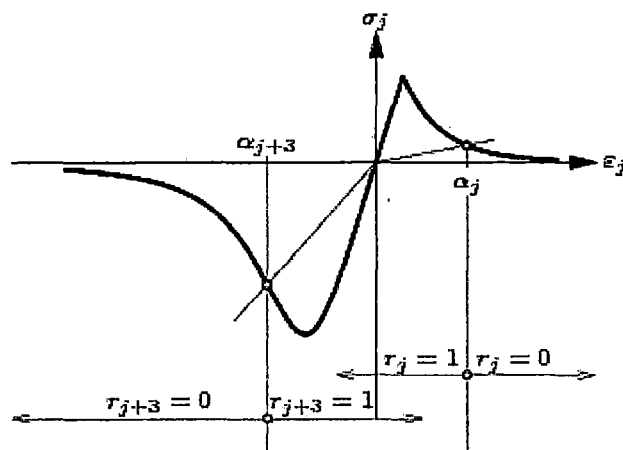


Figura 1.10. Carga y descarga secante (Manual del DIANA).

DIANA monitorea la condición de carga-descarga-recarga con restricciones de descarga adicionales r_k , los cuales son determinados para tensión y compresión para modelar la degradación de rigidez en tensión y compresión separadamente. En tensión las restricciones para la recarga son:

$$r_k = \begin{cases} 0 & \text{si } \varepsilon_{i+1}^{t+\Delta t} > \alpha_k \\ 1 & \text{si } \varepsilon_{i+1}^{t+\Delta t} \leq \alpha_k \end{cases} \quad k=1, \dots, nstr \quad (1.56) \quad \text{y}$$

en compresión son:

$$r_k = \begin{cases} 0 & \text{si } \varepsilon_{i+1}^{t+\Delta t} > \alpha_k \\ 1 & \text{si } \varepsilon_{i+1}^{t+\Delta t} \leq \alpha_k \end{cases} \quad k = nstr + 1, \dots, 2 \times nstr \quad (1.57)$$

La actualización de las variables internas puede ser expresado como:

$$\varepsilon_{i+1}^{t+\Delta t} \alpha = \varepsilon_i \alpha + W \Delta \varepsilon \quad (1.58)$$

con la matriz W dada por

$$W = \begin{cases} W_{k,k} = 1 - r_k & k = 1, \dots, nstr \\ W_{k,k-nstr} = 1 - r_k & k = nstr + 1, \dots, 2 \times nstr \end{cases} \quad (1.59)$$

Con la suposición de que no hay recuperación después del daño, el esfuerzo en la dirección j es dada por

$$\sigma_j = f_j(\alpha, \varepsilon_{nst}) \times g_j(\alpha, \varepsilon_{nst}) \quad (1.60)$$

La relación uniaxial esfuerzo-deformación f_j , es usualmente no solamente función de las variables internas α_j , sino también una función de las variable internas y de las deformaciones en las otras direcciones, por lo tanto $f_j(\alpha, \varepsilon)$. Si la descarga y la recarga son modeladas con un planteamiento secante, determinado por la deformación máxima y mínima en cada dirección de agrietamiento, la función de carga y descarga, denotada por g con $0 \leq g \leq 1$, es dada por

$$g_j = \begin{cases} 1 - \frac{\alpha_j - \varepsilon_j}{\alpha_j} & \text{si } \varepsilon_j > 0 \\ 1 - \frac{\alpha_{j+nstr} - \varepsilon_j}{\alpha_{j+nstr}} & \text{si } \varepsilon_j < 0 \end{cases} \quad (1.61)$$

La relación uniaxial esfuerzo-deformación, en la expresión 1.60, es basada en la resistencia básica en las direcciones del agrietamiento f , multiplicada por la función de carga y descarga g .

1.3.3.3. Matriz de rigidez

En un proceso de solución iterativo-incremental, el equilibrio entre las fuerzas internas y externas es logrado mediante métodos como el de Newton-Raphson. Para este propósito, el modelo constitutivo debería también definir una matriz de rigidez que sea utilizada para lograr el equilibrio.

DIANA tiene dos opciones para el cálculo de la matriz de rigidez: una rigidez secante y otra tangente. Como la segunda opción será la usada para el análisis de la sección 4, esa será la que se explicará a continuación.

Matriz de rigidez tangente

La matriz de rigidez tangente en el sistema de coordenadas del elemento es

$$D = T^T D_{\text{tangente}} T \quad (1.62)$$

con T como la matriz de transformación de deformaciones, y D_{tangente} es la matriz de rigidez tangente en la dirección del sistema de coordenadas del agrietamiento. La matriz de rigidez tangente puede ser descompuesta en cuatro sub-matrices,

$$D_{\text{tangente}} = \begin{bmatrix} D_{nn} & D_{n\theta} \\ D_{\theta n} & D_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad (1.63)$$

con D_{nn} como la sub-matriz de rigidez tangente de las componentes normales de deformación local (grieta), $D_{\theta\theta}$ como la sub-matriz de rigidez tangente de las componentes de corte de las deformaciones locales, y $D_{\theta n}$ y $D_{n\theta}$ son las sub-matrices de rigidez tangente representando los términos de acoplamiento entre las deformaciones normales y de corte.

Tanto en un marco co-rotacional como en el de grietas fijas, el acoplamiento entre las sub-matrices es igual a cero. La diferencia para el cálculo de la matriz de rigidez tangente entre los planteamientos de grietas con ejes fijos y con ejes rotatorios radica en el cálculo de $D_{\theta\theta}$.

En un marco co-rotacional la sub-matriz $D_{\theta\theta}$ es dependiente de las componentes de los esfuerzos principales para asegurar la coaxialidad de los esfuerzos principales y las deformaciones principales (Feenstra, 1993). Esta sub-matriz es,

$$D_{\theta\theta} = \begin{bmatrix} \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2(\varepsilon_2 - \varepsilon_3)} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2(\varepsilon_3 - \varepsilon_1)} \end{bmatrix} \quad (1.64)$$

Por otra parte, en un marco de grietas de ejes fijos $D_{\theta\theta}$ puede ir variando según se va llegando estados más avanzados de agrietamientos desde un estado elástico-isotrópico inicial hasta una matriz,

$$D_{\theta\theta} = \begin{bmatrix} \beta \frac{E}{2(1+\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & \beta \frac{E}{2(1+\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & \beta \frac{E}{2(1+\nu)} \end{bmatrix} \quad (1.65)$$

donde β es el factor de retención de corte. Conforme la deformación en tracción en la dirección i excede a la deformación última definida para el concreto en tracción, los términos diagonales de la matriz de $D_{\theta\theta}$ asociados a las direcciones de las

distorsiones γ_{ij} y γ_{ik} , siendo j y k direcciones perpendiculares a i , pasan de $\frac{E}{2(1+\nu)}$, del rango elástico-isotrópico, a $\beta \frac{E}{2(1+\nu)}$.

No existe distinción para el cálculo de la matriz de rigidez normal D_{nn} entre los planteamientos rotatorios y fijos. Es claro que los términos de la rigidez normal, D_{nn} , son derivadas parciales. Debido al acoplamiento dado por los efectos de las deformaciones laterales son incluidos en el cálculo de los esfuerzos principales, los términos fuera de la diagonal no son iguales a cero, y la matriz resultante es no simétrica.

$$D_{nn} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \sigma_{nn}}{\partial \varepsilon_{nn}} & \frac{\partial \sigma_{nn}}{\partial \varepsilon_{ss}} & \frac{\partial \sigma_{nn}}{\partial \varepsilon_{tt}} \\ \frac{\partial \sigma_{ss}}{\partial \varepsilon_{nn}} & \frac{\partial \sigma_{ss}}{\partial \varepsilon_{ss}} & \frac{\partial \sigma_{ss}}{\partial \varepsilon_{tt}} \\ \frac{\partial \sigma_{tt}}{\partial \varepsilon_{nn}} & \frac{\partial \sigma_{tt}}{\partial \varepsilon_{ss}} & \frac{\partial \sigma_{tt}}{\partial \varepsilon_{tt}} \end{bmatrix} \quad (1.66)$$

El punto de inicio para la derivación de los términos de D_{nst} es la relación esfuerzo-deformación dada en la ecuación 1.60.

$$\sigma_i = f_i(\alpha, \varepsilon_{nst}) \times g_i(\alpha, \varepsilon_{nst}) \quad (1.67)$$

La derivada con respecto al vector principal de deformaciones ε_{nst} es

$$\frac{\partial \sigma_i}{\partial \varepsilon_{nst}} = g_i(\alpha, \varepsilon_{nst}) \left\{ \frac{\partial \alpha^T}{\partial \varepsilon_{nst}} \frac{\partial f_i}{\partial \alpha} + \frac{\partial f_i}{\partial \varepsilon_{nst}} \right\} + f_i(\alpha, \varepsilon_{nst}) \left\{ \frac{\partial \alpha^T}{\partial \varepsilon_{nst}} \frac{\partial g_i}{\partial \alpha} + \frac{\partial g_i}{\partial \varepsilon_{nst}} \right\} \quad (1.68)$$

con la derivada de las variables internas con respecto al vector de deformaciones $\partial \alpha / \partial \varepsilon_{nst}$, dado por la matriz W en la expresión 1.59, esto resulta en:

$$\frac{\partial \sigma_i}{\partial \varepsilon_{nst}} = g_i(\alpha, \varepsilon_{nst}) \left\{ W^T \frac{\partial f_i}{\partial \alpha} + \frac{\partial f_i}{\partial \varepsilon_{nst}} \right\} + f_i(\alpha, \varepsilon_{nst}) \left\{ W^T \frac{\partial g_i}{\partial \alpha} + \frac{\partial g_i}{\partial \varepsilon_{nst}} \right\} \quad (1.69)$$

que puede ser elaborado como:

$$D_{nst} = \begin{bmatrix} (m_1 r_1 + (1-m_1)r_4)\overline{E}_1 & 0 & 0 \\ 0 & (m_2 r_2 + (1-m_2)r_5)\overline{E}_2 & 0 \\ 0 & 0 & (m_3 r_3 + (1-m_3)r_6)\overline{E}_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} g_1 & 0 & 0 \\ 0 & g_2 & 0 \\ 0 & 0 & g_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial \varepsilon_1} & \frac{\partial f_1}{\partial \varepsilon_2} & \frac{\partial f_1}{\partial \varepsilon_3} \\ \frac{\partial f_2}{\partial \varepsilon_1} & \frac{\partial f_2}{\partial \varepsilon_2} & \frac{\partial f_2}{\partial \varepsilon_3} \\ \frac{\partial f_3}{\partial \varepsilon_1} & \frac{\partial f_3}{\partial \varepsilon_2} & \frac{\partial f_3}{\partial \varepsilon_3} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} g_1 & 0 & 0 \\ 0 & g_2 & 0 \\ 0 & 0 & g_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial \alpha_1} & \frac{\partial f_1}{\partial \alpha_2} & \frac{\partial f_1}{\partial \alpha_3} & \frac{\partial f_1}{\partial \alpha_4} & \frac{\partial f_1}{\partial \alpha_5} & \frac{\partial f_1}{\partial \alpha_6} \\ \frac{\partial f_2}{\partial \alpha_1} & \frac{\partial f_2}{\partial \alpha_2} & \frac{\partial f_2}{\partial \alpha_3} & \frac{\partial f_2}{\partial \alpha_4} & \frac{\partial f_2}{\partial \alpha_5} & \frac{\partial f_2}{\partial \alpha_6} \\ \frac{\partial f_3}{\partial \alpha_1} & \frac{\partial f_3}{\partial \alpha_2} & \frac{\partial f_3}{\partial \alpha_3} & \frac{\partial f_3}{\partial \alpha_4} & \frac{\partial f_3}{\partial \alpha_5} & \frac{\partial f_3}{\partial \alpha_6} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1-r_1 & 0 & 0 \\ 0 & 1-r_2 & 0 \\ 0 & 0 & 1-r_3 \\ 1-r_4 & 0 & 0 \\ 0 & 1-r_5 & 0 \\ 0 & 0 & 1-r_6 \end{bmatrix} \quad (1.70)$$

En la expresión 1.70, un indicador de estatus adicional m_i es introducido, el cual es determinado por el estado de deformaciones:

$$m_i = \begin{cases} 1 & \text{si } \varepsilon_i > 0 \\ 0 & \text{si } \varepsilon_i \leq 0 \end{cases} \quad (1.71)$$

Los términos de las rigideces secantes son:

$$\overline{E}_j = \frac{f_j(\alpha, \varepsilon_{nst})}{\alpha_j} \quad (1.72)$$

y,

$$\overline{E}_j = \frac{f_j(\alpha, \varepsilon_{nst})}{\alpha_{j+nstr}} \quad (1.73)$$

respectivamente en el régimen de compresión y tracción. Los términos de la rigidez tangente son calculados con una aproximación de diferencias hacia adelante en la cual la componente j es perturbada con una pequeña cantidad h de este modo:

$$\frac{\partial f_i}{\partial \varepsilon_j} = \frac{f_i(\alpha, \varepsilon_{nst} + h e_j) - f_i(\alpha, \varepsilon_{nst})}{h} \quad (1.74)$$

y,

$$\frac{\partial f_i}{\partial \alpha_j} = \frac{f_i(\alpha + h a_j, \varepsilon_{nst}) - f_i(\alpha, \varepsilon_{nst})}{h} \quad (1.75)$$

con las componentes del vector e_j iguales a 0 excepto por la componente j . Esto también es igual para el vector a_j . DIANA toma la longitud de paso h para la

aproximación mediante una diferencia hacia adelante igual a $tol \times \varepsilon_j$ y $tol \times \alpha_j$ respectivamente, con tol igual a la raíz cuadrada de la precisión de la máquina, la cual DIANA asume igual a 1×10^{-16} .

Los términos de la diagonal de la matriz de rigidez normal D_{nstr} , dados en la expresión 1.70, son deducidos mediante los siguientes términos de rigidez:

$$\frac{\partial \sigma_i}{\partial \varepsilon_i} = (m_i r_i + (1 - m_i) r_{i+nstr}) \bar{E}_i + g_i ((1 - r_i) \frac{\partial f_i}{\partial \alpha_i} + (1 - r_{i+nstr}) \frac{\partial f}{\partial \alpha_{i+nstr}}) \quad (1.76)$$

Si el estado de deformaciones en tensión es activo, por ejemplo: $m_i = 1$ y $r_{i+nstr} = 1$, los términos de rigidez se reducirán a

$$\frac{\partial \sigma_i}{\partial \varepsilon_i} = r_i \bar{E}_i + g_i (1 - r_i) \frac{\partial f_i}{\partial \alpha_i} \quad (1.77)$$

la cual puede escribirse en un formato más conveniente:

$$\frac{\partial \sigma_i}{\partial \varepsilon_i} = \begin{cases} \bar{E}_i & \text{descarga } i.e., r_i = 1, g_i \leq 1 \\ \frac{\partial f_i}{\partial \alpha_i} & \text{carga } i.e., r_i = 0, g_i = 1 \end{cases} \quad (1.78)$$

En un estado de deformaciones en compresión, por ejemplo: $m_i = 0$ y $r_i = 1$, los términos de rigidez se reducirán a

$$\frac{\partial \sigma_i}{\partial \varepsilon_i} = r_{i+nstr} \bar{E}_i + g_i (1 - r_{i+nstr}) \frac{\partial f_i}{\partial \alpha_{i+nstr}} \quad (1.79)$$

que resulta en

$$\frac{\partial \sigma_i}{\partial \varepsilon_i} = \begin{cases} \bar{E}_i & \text{descarga } i.e., r_{i+nstr} = 1, g_i \leq 1 \\ \frac{\partial f_i}{\partial \alpha_i} & \text{carga } i.e., r_{i+nstr} = 0, g_i = 1 \end{cases} \quad (1.80)$$

1.3.3.4. Efectos de expansión lateral debido al módulo de Poisson

El efecto de Poisson en un material determina el desplazamiento lateral de un espécimen sujeto a una carga uniaxial en compresión o en tensión. Si los desplazamientos son restringidos, un confinamiento pasivo lateral actuará sobre el espécimen. Este efecto es considerado importante en un análisis tridimensional de estructuras de concreto reforzado. En el trabajo de Selby & Vecchio, 1993, este

efecto es modelado a través de un concepto de pre-deformación en el cual los efectos de expansión lateral son tomados en cuenta con una carga externa adicional en la estructura. El flujo computacional del motor de elementos finitos de DIANA es adaptado a este método.

El efecto de Poisson es tomado en cuenta vía un concepto de deformaciones uniaxiales equivalentes. En el caso del comportamiento lineal elástico, las relaciones constitutivas en una situación tridimensional de esfuerzo-deformación es dada por:

$$\sigma_{nst} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu \\ \nu & 1-\nu & \nu \\ \nu & \nu & 1-\nu \end{bmatrix} \varepsilon_{nst} \quad (1.81)$$

que puede ser expresado como

$$\sigma_{nst} = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & E \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \\ \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \\ \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \end{bmatrix} \varepsilon_{nst} \quad (1.82)$$

Esta relación puede ser escrita en términos de una deformación uniaxial equivalente:

$$\sigma_{nst} = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & E \end{bmatrix} \varepsilon_{nst} \quad (1.83)$$

con el vector de deformaciones uniaxiales equivalentes como:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \\ \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \\ \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \end{bmatrix} \quad (1.84)$$

o

$$\varepsilon_{nst} = P \varepsilon_{nst} \quad (1.85)$$

DIANA aplica este concepto para el análisis no lineal. El vector de esfuerzos en el sistema de coordenadas principales, ecuación 1.54, es evaluado en términos del vector de deformaciones uniaxiales equivalentes $\overline{\varepsilon}_{123}$ y no en términos del vector de deformaciones principales, ε_{nst} . El vector de deformaciones uniaxiales equivalentes es simplemente determinado cuando el vector principal de deformaciones y el (constante) módulo de Poisson son conocidos. La matriz es dada por:

$$D_{nst} = \frac{\partial \sigma_{nst}}{\partial \varepsilon_{nst}} = \frac{\partial \sigma_{nst}}{\partial \varepsilon_{nst}} P \quad (1.86)$$

Con la matriz $\frac{\partial \sigma_{nst}}{\partial \varepsilon_{nst}}$ dada por la expresión 1.69 con $\overline{\varepsilon}_{nst}$ sustituida por ε_{nst} .

1.3.3.5. Comportamiento en tensión del concreto

DIANA ofrece múltiples posibilidades para la simulación del comportamiento en tensión del concreto, muchos de gran complejidad de descripción. Para modelos de agrietamiento distribuido basados en deformaciones totales, varios modelos de ablandamiento basados en energía de fractura han sido implementados en DIANA. Para la parte elástica, figura 1.11, solamente es necesaria la definición del módulo de Young, y con este y la resistencia a la tracción del concreto f_t se puede calcular la deformación a la cual se produce f_t , expresión 1.87.

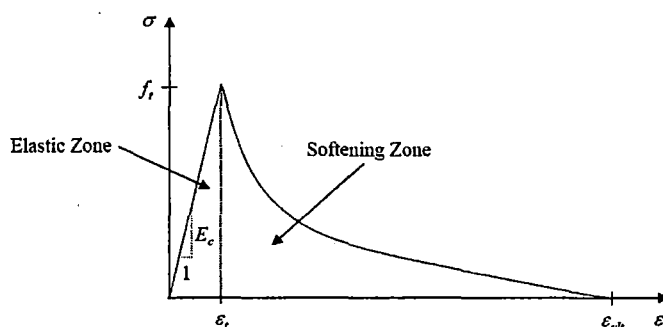


Figura 1.11. Modelo constitutivo para la tracción del concreto (Manual de DIANA).

Después de la parte elástica, en la parte descendiente de la curva no lineal, se tomó el modelo de Hordijk et al. (1991), ecuación 1.87, para el análisis de la sección 4. Es modelo basado en la energía del Modo I de Fractura (G_f^I), cantidad de energía necesaria para provocar el agrietamiento normal al plano de la grieta de una unidad

de área de cierto material. Para relacionar la energía del Modo I de Fractura, energía necesaria para generar el agrietamiento de una unidad cuadrada de área en el material, con la energía g_f , área debajo de la curva de relación esfuerzo-deformación en tracción, figura 1.11, para el concreto, se necesita dividir al primer término entre un ancho de banda de agrietamiento h , expresión 1.89. Esta energía g_f puede ser vista como la cantidad de energía necesaria que se tiene que imponer a un punto de integración para generar una grieta sobre el área que este representa. El ancho de banda agrietamiento h es escogido para evitar la dependencia en la malla que finalmente puede generar resultados erróneos. Generalmente su valor depende de muchos factores, principalmente del tamaño de los elementos finitos, el esquema de puntos de integración y la orientación de la grieta. Muchos autores han intentado proponer métodos para encontrar un ancho de banda de agrietamiento óptimo (por ejemplo: Bazant y Oh, 1982). Sin embargo, estos métodos no han sido totalmente aceptados debido a que este ancho de banda de agrietamiento varía incluso con el nivel de daño de la estructura para muchos casos. Sin embargo Rots (1988) en su tesis de doctorado mostró que el error en la elección de h generalmente no afecta el comportamiento global de la estructura, y sugirió que para elementos cuadrados de 8 nudos con un esquema de integración gaussiana de 3x3, como se usará en análisis de la sección 4, con grietas diagonales, un ancho de banda de agrietamiento igual en distancia al lado del elemento puede funcionar correctamente. Sin embargo, comúnmente se determina también este valor mediante prueba y error.

Finalmente, para encontrar la deformación última ε_{ult} , expresión 1.90, del modelo constitutivo en tracción del concreto, se usa la energía del Modo de Fractura I (G_f^I) y este ancho de banda de agrietamiento también.

$$\sigma = \begin{cases} E_c \varepsilon & \text{si } 0 \leq \varepsilon < \varepsilon_c \\ f_t \left[\left(1 + \left(c_1 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ult}} \right)^3 \right) \exp \left(-c_2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ult}} \right) - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ult}} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \right] & \text{si } \varepsilon_c \leq \varepsilon < \varepsilon_{ult} \\ 0 & \text{si } \varepsilon_{ult} \leq \varepsilon < \infty \end{cases} \quad (1.87)$$

$$\varepsilon_c = \frac{f_t}{E_c} \quad (1.88)$$

$$g_t = \frac{G_f^I}{h} \quad (1.89)$$

$$\varepsilon_{ult} = 5.136 \frac{G_f^I}{hf_t} \quad (1.90)$$

Donde:

σ = Esfuerzo en tensión del concreto.

ε = Deformación en tensión del concreto.

ε_{ult} = Deformación última en tensión del concreto.

c_1 = Parámetro de la curva de Hordijk et al. considerado como 3.

c_2 = Parámetro de la curva de Hordijk et al. considerado como 6.93.

G_f^I = Energía de Fractura del Modo I.

h = Ancho de banda del agrietamiento.

f_t = Esfuerzo de tracción pico para el concreto.

ε_c = Deformación en tracción a la cual se produce f_t .

1.3.3.6. Comportamiento en compresión del concreto

El comportamiento en compresión del concreto fue modelado en la sección 4 usando una de las funciones predefinidas por DIANA. En este caso se usó el modelo propuesto por Thonderfeldt et al. (1987), ecuación 1.91, y la figura 1.12 muestra esta relación. Esta curva permite ser modificada internamente por DIANA para tomar en cuenta el efecto lateral del agrietamiento y del confinamiento. Este modelo sigue un comportamiento no lineal en dos zonas: una parte ascendente y otra descendente. Los únicos datos que necesita DIANA para construir esta curva son: La resistencia a la compresión uniaxial del concreto f_c' y la selección de los respectivos modelos de las influencias del agrietamiento y el confinamiento para el comportamiento en compresión del material.

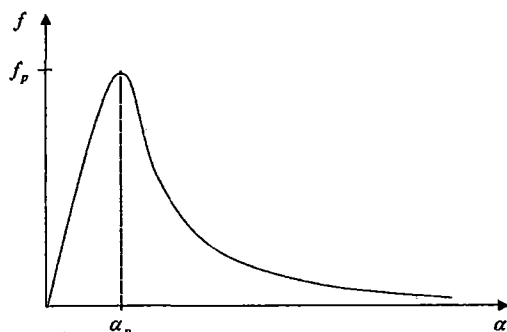


Figura 1.12. Modelo para concreto en compresión (Thonderfeldt et al.).

Para construir esta curva, DIANA necesita primero calcular los parámetros que definen la curva base f_p y α_p , los cuales son encontrados usando las ecuaciones 1.92 y 1.94 respectivamente. Entonces, hay dos modificaciones a la curva base: primero, debido al agrietamiento lateral del concreto y segundo, debido al incremento de los esfuerzos isotrópicos (confinamiento).

Para incluir el agrietamiento lateral en el comportamiento en compresión del concreto, es necesario calcular dos factores de reducción: $\beta_{\sigma_{cr}}$ para esfuerzos (expresiones 1.99 y 1.102) y $\beta_{\epsilon_{cr}}$ para deformaciones (expresiones 1.100 y 1.103). Estos factores serán evaluados en la sección 4 usando el modelo de Vecchio y Collins, 1993, figura 1.13, tomando en cuenta las largas deformaciones en tensión perpendiculares al esfuerzo principal en compresión que pueden influenciar grandemente el mecanismo de falla en muros de concreto armado.

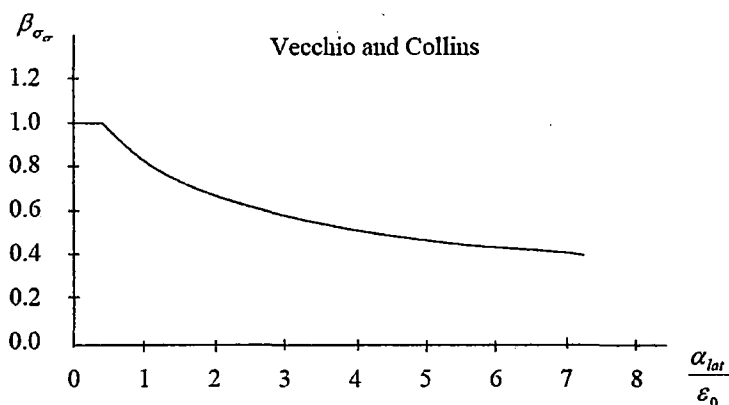


Figura 1.13. Factor de reducción debido al agrietamiento lateral (Manual de DIANA).

Finalmente, para considerar el incremento de la resistencia del concreto debido al confinamiento lateral, dos factores pico (K_{σ} para los esfuerzos y K_{ϵ} para las deformaciones) fueron calculados con las expresiones 1.105 y 1.106, que fueron

propuestas en el modelo de Selby y Vecchio, 1993. Como puede ser notado estos dos factores son los usados en las ecuaciones 1.93 y 1.95 modificando directamente el comportamiento en compresión del concreto.

La lista de todas las ecuaciones para el comportamiento en compresión se muestra a continuación:

$$f = f_p \frac{\alpha}{\alpha_p} \left(\frac{n}{n-1 + \left(\frac{\alpha}{\alpha_p} \right)^{nk}} \right) \quad (1.91)$$

$$f_p = \beta_{\sigma_\sigma} f_{cf} \quad (1.92)$$

$$f_{cf} = K_\sigma f'_c \quad (1.93)$$

$$\alpha_p = \beta_{\varepsilon_\sigma} \varepsilon_p \quad (1.94)$$

$$\varepsilon_p = K_\varepsilon \varepsilon_0 \quad (1.95)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{n f'_c}{n-1 E_c} \quad (1.96)$$

$$n = 0.80 + \frac{f_{cc}}{173.3} \quad (1.97)$$

$$k = \begin{cases} 1 & \text{si } 0 > \alpha \geq \alpha_p \\ 0.67 + \frac{f_{cc}}{632.1} & \text{si } \alpha \leq \alpha_p \end{cases} \quad (1.98)$$

$$\beta_{\sigma_\sigma} = \beta_{\sigma_\sigma}(\alpha_{lat}) \quad (1.99)$$

$$\beta_{\varepsilon_\sigma} = \beta_{\varepsilon_\sigma}(\alpha_{lat}) \quad (1.100)$$

$$\alpha_{lat} = \sqrt{\alpha_{1,1}^2 + \alpha_{1,2}^2} \quad (1.101)$$

$$\beta_{\sigma_\sigma} = \frac{1}{1 + K_c} \leq 1 \quad (1.102)$$

$$\beta_{\varepsilon_\sigma} = 1 \quad (1.103)$$

$$K_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_{lat}}{\varepsilon_0} - 0.37 \right) \quad (1.104)$$

$$K_\sigma = \frac{f_{cf}}{f_{cc}} \geq 1 \quad (1.105)$$

$$K_\varepsilon = K_\sigma \quad (1.106)$$

Donde:

f = Esfuerzo en compresión (kgf/cm²).

f_p = Esfuerzo pico en compresión después de considerar el efecto confinamiento y agrietamiento (kgf/cm²).

f_{cf} = Esfuerzo en compresión sin reducción por agrietamiento (kgf/cm²).

f_{cc} = Esfuerzo uniaxial en compresión (kgf/cm²).

α = Deformación en compresión.

α_p = Deformación para el esfuerzo pico después de considerar agrietamiento y confinamiento.

ε_p = Deformación para el esfuerzo pico sin reducción por agrietamiento.

ε_0 = Deformación para el esfuerzo pico en compresión para el caso uniaxial.

n y k = Parámetros del modelo (sin unidades).

α_{lat} = Variable de daño lateral promedio (sin unidades)

$\alpha_{l,1}$ & $\alpha_{l,2}$ = Variables internas gobernando el daño por tensión en las direcciones laterales (sin unidades).

$\beta_{\sigma_{cr}}$ = Factor de reducción de esfuerzo pico (sin unidades).

$\beta_{\varepsilon_{cr}}$ = Factor de reducción de deformación (sin unidades).

K_{σ} = Factor de esfuerzo pico igual a 1 para valores de esfuerzo de compresión uniaxial (sin unidades).

K_{ε} = Factor de deformación igual a 1 para valores de deformación de compresión uniaxial (sin unidades).

1.3.3.7. Comportamiento plástico del acero

Para el comportamiento del acero de refuerzo de la sección 4 se usará la teoría de la plasticidad debido a que los metales han sido satisfactoriamente modelados no linealmente en las últimas décadas con estas teorías. Se asumirá una plasticidad isotrópica según el criterio de Von Mises y un endurecimiento por trabajo plástico. A continuación se muestra el fundamento de estas teorías.

Comparando el comportamiento elástico de los materiales con el plástico, una observación fundamental es que en el comportamiento elástico no ocurren deformaciones permanentes en la estructura, mientras que en el comportamiento

plástico deformaciones permanentes, o irreversibles, pueden ser observadas. A pesar que el fenómeno de estas deformaciones irreversibles puede ser relacionado a procesos dentro de los materiales, en un contexto amplio los fundamentos matemáticos de la plasticidad pueden ser aplicados a materiales que muestran deformaciones irreversibles, como en nuestro caso el acero. En el contexto de deformaciones pequeñas, la suposición básica es una descomposición de deformaciones aditivas en una parte elástica y en otra parte irreversible o plástica:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (1.107)$$

Usando una aproximación usual a la teoría de flujo plástico para describir la elastoplasticidad de un material, no se puede modelar simplemente el esfuerzo total σ en función solamente de la deformación total ε en un instante determinado, sino es necesario también evaluar la historia de las deformaciones.

Suposiciones

La historia de esfuerzos y deformaciones de un material son usualmente tomados en cuenta implícitamente mediante un parámetro interno, digamos κ , que es gobernada mediante alguna ley evolutiva. El comportamiento elastoplástico de un material puede ser descrito mediante las siguientes suposiciones:

- La relación elástica esfuerzo-deformación, que especifica la relación entre el esfuerzo total y la deformación elástica, se puede asumir es:

$$\sigma = D\varepsilon^e \quad (1.108)$$

con D como la matriz de rigidez del material.

- La condición de fluencia, la cual especifica el estado de esfuerzo en el cual el flujo plástico es iniciado. Esta condición de fluencia puede ser escrita como una función del vector de esfuerzos y del parámetro de estado interno.

$$f(\sigma, \kappa) = 0 \quad (1.109)$$

Cuando el valor de la función de fluencia es menor que cero, el estado es asumido como elástico y no ocurre flujo plástico.

- La regla de flujo, la cual especifica la tasa de crecimiento del vector de deformaciones plásticas o inelásticas como función del estado de esfuerzos.

De acuerdo a la teoría de flujo plástico, asumiendo las reglas de Koiter, la tasa de crecimiento del vector de deformaciones plásticas es:

$$\dot{\varepsilon}^p = \sum_{j=1}^n \dot{\lambda}_j \frac{\partial g_j}{\partial \sigma} \quad (1.110)$$

con las n funciones de potencial plástico g_j , que pueden ser consideradas como función del vector de esfuerzos y del parámetro de estado interno $g_j(\sigma, \kappa)$. Los multiplicadores plásticos $\dot{\lambda}_j$ son restringidos por las condiciones estándar de Tucker:

$$f \leq 0; \quad \dot{\lambda}_j \leq 0; \quad \dot{\lambda}_j f = 0 \quad (1.111)$$

Estas condiciones son en realidad una reformulación del estado admisible en el flujo plástico; por ejemplo que ningún flujo plástico ($\dot{\lambda}_j = 0$) ocurrirá si la función de flujo plástico es menos que 0.

- Las hipótesis de endurecimiento, las cuales especifican la evolución del parámetro de estado interno. En general, la evolución de este parámetro es dada como función del vector de esfuerzos y de la tasa de crecimiento del vector de deformaciones plásticas $\dot{\kappa} = h(\sigma, \dot{\varepsilon}^p)$.

Variaciones de esfuerzo y deformación

La descomposición aditiva de las variaciones del vector de deformaciones es el punto de comienzo de la relación de rigidez (infinitesimal). La variación del vector de esfuerzos es determinada por la parte elástica de la variación del vector de deformaciones:

$$\dot{\sigma} = D \{ \dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^p \} = D \left\{ \dot{\varepsilon} - \sum_{j=1}^n \dot{\lambda}_j \frac{\partial g_j}{\partial \sigma} \right\} \quad (1.112)$$

De la condición de consistencia $\dot{f} = 0$, o completamente escrito:

$$\dot{f} = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} \dot{\sigma} + \frac{\partial f}{\partial \kappa} \frac{\partial \kappa}{\partial \lambda} \dot{\lambda} = 0 \quad (1.113)$$

De aquí se desprende,

$$\dot{\lambda} = \frac{1}{E_p} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} \dot{\sigma} \quad (1.114)$$

con el módulo de endurecimiento plástico E_p igual a,

$$E_p = -\frac{\partial f}{\partial \kappa} \frac{\partial \kappa}{\partial \lambda} \quad (1.115)$$

Finalmente, substituyendo esta expresión en la ecuación de la variación de esfuerzos y después de aplicarle la fórmula de Sherman-Morrison, que calcula la inversa de la suma de una matriz invertible y un producto vectorial de un vector columna y otro fila, el siguiente resultado es obtenido,

$$\dot{\sigma} = \left[D - \frac{D \frac{\partial g}{\partial \sigma} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} D}{E_p + \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} D \frac{\partial g}{\partial \sigma}} \right] \dot{\varepsilon} \quad (1.116)$$

Criterio de Von Mises

La condición de fluencia de Von Mises es una aproximación a la teoría de Tresca, un cilindro circular en el espacio de esfuerzos principales, figura 2.14. La función de fluencia de Von Mises es dada por la siguiente formulación:

$$f(\sigma, \kappa) = \sqrt{3J_2} - \bar{\sigma}(\kappa) = \sqrt{\frac{1}{2} \sigma^T P \sigma} - \bar{\sigma}(\kappa) \quad (1.117)$$

donde $\bar{\sigma}(\kappa)$ es la resistencia a la fluencia uniaxial como función del parámetro de estado interno κ . La proyección de la matriz P es

$$P = \begin{bmatrix} 2 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & -1 & 2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6 \end{bmatrix} \quad (1.118)$$

La regla de flujo plástico generalmente es dada por la regla de flujo asociada $g \equiv f$, de la cual se desprende que las variaciones del vector de deformaciones plásticas

$$\text{son } \dot{\varepsilon}^p = \dot{\lambda} \frac{P \sigma}{2\bar{\sigma}} \quad (1.119)$$

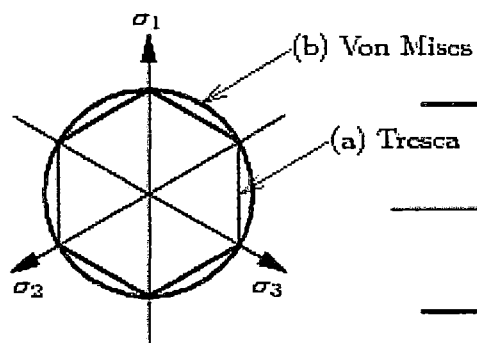


Figura 2.14. Condición de fluencia de Tresca y Von Mises.

Endurecimiento

La relación entre el parámetro de estado interno κ y el proceso plástico es dada por las hipótesis de endurecimiento. Generalmente se considera para el criterio de fluencia de Von Mises, dos diferentes hipótesis: endurecimiento por deformación plástica y por trabajo plástico. Para el análisis de la sección 4 se usará la hipótesis del endurecimiento por trabajo plástico y éste se explica a continuación.

Endurecimiento por trabajo plástico

Para el endurecimiento por trabajo plástico la suposición básica, como el nombre lo dice, es que el endurecimiento depende del trabajo hecho por los incrementos de deformación plástica,

$$\dot{\kappa} = \dot{W}_p = \sigma^T \dot{\epsilon}^p \quad (1.120)$$

con

$$\dot{\epsilon}^p = \begin{Bmatrix} \dot{\epsilon}_1^p \\ \dot{\epsilon}_2^p \\ \dot{\epsilon}_3^p \end{Bmatrix} = \dot{\lambda} \frac{1}{2\bar{\sigma}} \begin{Bmatrix} 2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 \\ -\sigma_1 + 2\sigma_2 - \sigma_3 \\ -\sigma_1 - \sigma_2 + 2\sigma_3 \end{Bmatrix} \quad (1.121)$$

Entonces se puede escribir,

$$\dot{\kappa} = \dot{\lambda} \quad (1.122)$$

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describirá el marco del programa experimental que se siguió al evaluar la contribución de los muros de borde en muros de ductilidad limitada. Dentro de este marco, 4 especímenes a escala natural fueron ensayados, 2 especímenes de sección transversal rectangular y otros dos de sección transversal tipo "H". La entera descripción de estos especímenes, geometría, refuerzos, propiedades del concreto y del acero, es cuidadosamente detallada también en este capítulo. Asimismo, con los datos de las propiedades de los materiales se calcularán las resistencias a la acción combinada de carga axial y flexión, a cortante y a la fricción en la base para todos los especímenes. Finalmente, en este capítulo se relatará el esquema cíclico al que se someterá a los especímenes en los ensayos experimentales, y también la instrumentación que se fijó para la medición y para la imposición de las acciones laterales en los especímenes.

2.2. DESCRIPCIÓN DE ESPECÍMENES

De los cuatro especímenes ensayados dos correspondieron a una geometría transversal de sección rectangular: los especímenes 01 y 02, 250 cm de largo por 10 cm de espesor. Mientras, los otros dos especímenes ensayados, espécimen 03 y espécimen 04, fueron de sección transversal "H", el alma y el ala de 250 cm de largo y de 10cm de espesor. Todos los especímenes fueron construidos sobre respectivos cimientos de 30 cm de peralte reforzados con cuantía mínima tanto longitudinalmente como transversalmente. Asimismo, sobre cada uno de los muros, se construyeron respectivamente vigas de concreto armado, encargadas de transmitir las cargas impuestas por las gatas a estos especímenes, de 30 cm de peralte y 30 cm de ancho, reforzadas longitudinal y transversalmente con cuantía mínima.

En cuanto a la altura de los muros, todos contaron con 230 cm de alto, desde la parte superior del cimiento hasta la parte inferior de la viga; sin embargo, por razones constructivas, la excepción fue el muro 04, éste tuvo 240 cm de alto. Tal como generalmente son reforzados los muros de ductilidad limitada en las construcciones peruanas, todos los especímenes contaron con una sola malla

electrosoldada Q188, parrilla de varillas corrugadas de 6 mm de diámetro cada 15 cm, en el centro y 3 varillas de 1/2" en cada esquina. La cuantía resultante en todos los especímenes, transversal y longitudinal, fue 0.00188, mayor al valor mínimo establecido en la norma E-060, 0.0018. Es importante recalcar que el esfuerzo de fluencia especificado por lo fabricantes era de 5000 kgf/cm² para las mallas electrosoldadas y 4200 kgf/cm² para las varillas de 1/2". Para establecer la conexión entre el muro y el cimiento, se usó, como es la práctica común en edificaciones de muros de ductilidad limitada, la misma malla electrosoldada a modo de "dowels", embebida parcialmente en el cimiento y en el mismo muro para transmitir las cargas entre ellos. Para la conexión viga muro, mechones de la malla electrosoldada por sobre el muro fueron dejados para que luego queden embebidos luego del vaciado de concreto para las vigas.

La preparación del concreto fue in-situ y con dosificaciones tales que produjeran resistencias a la compresión de 210 kgf/cm².

2.2.1. Especímen 01 y 02

Los especímenes 01 y 02 son dos muros de ductilidad limitada fueron planeados para ser idénticos y cuentan con las características previamente mencionadas. La geometría y el refuerzo de ambos muros se muestran en la figura 2.1.

2.2.2. Especímen 03 y 04

Los especímenes 03 y 04 son dos muros de ductilidad limitada planeados para ser idénticos. Sin embargo, por asuntos constructivos, hubo una diferencia geométrica entre ambos. Mientras el muro 03 fue de 2.3 metro de alto, la altura del muro 04 fue de 2.4 m. En general, estos muros de sección transversal "H", cuentan, como se dijo previamente, con un refuerzo conformado por una malla electrosoldada Q188 en los muros que comprenden el alma y las alas y 3 varillas de 1/2" en cada esquina del alma y de cada ala, cuantía transversal y longitudinal de 0.00188. Al igual que los muros 01 y 02, también existen vigas y cimientos de sección transversal y refuerzo idénticos a los de los especímenes anteriormente descritos. Por lo demás, se buscó que las demás propiedades de estas muestras sean las que ya se han descrito. La geometría y el refuerzo de ambos especímenes se muestran en la figura 2.2 y 2.3 respectivamente.

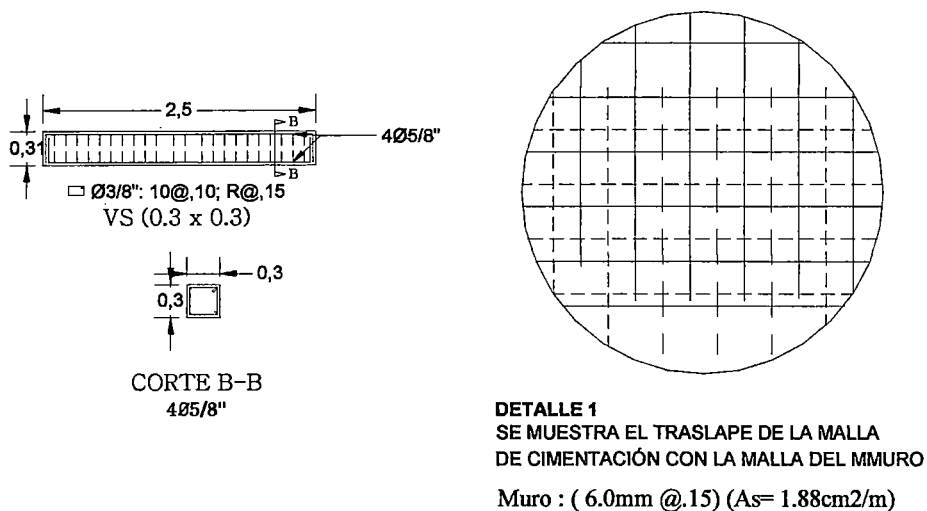
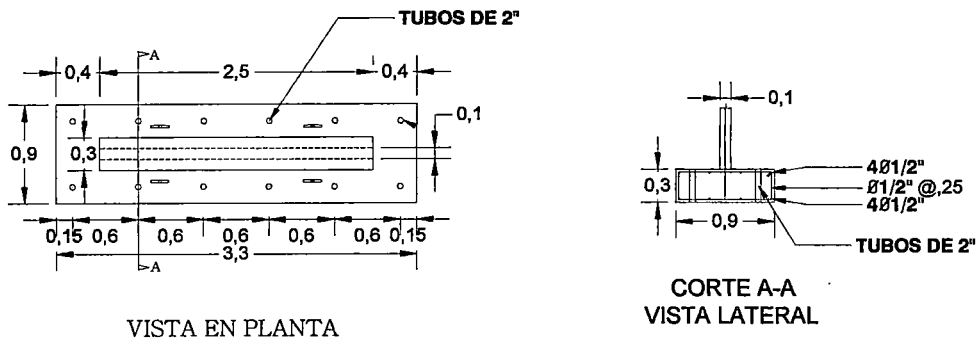
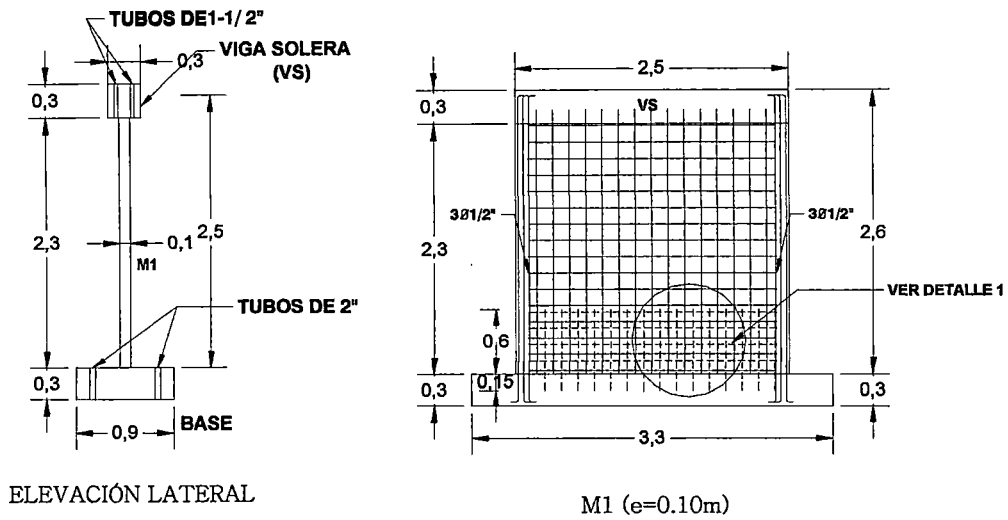


Figura 2.1. Geometría y refuerzo de los muros 01 y 02.

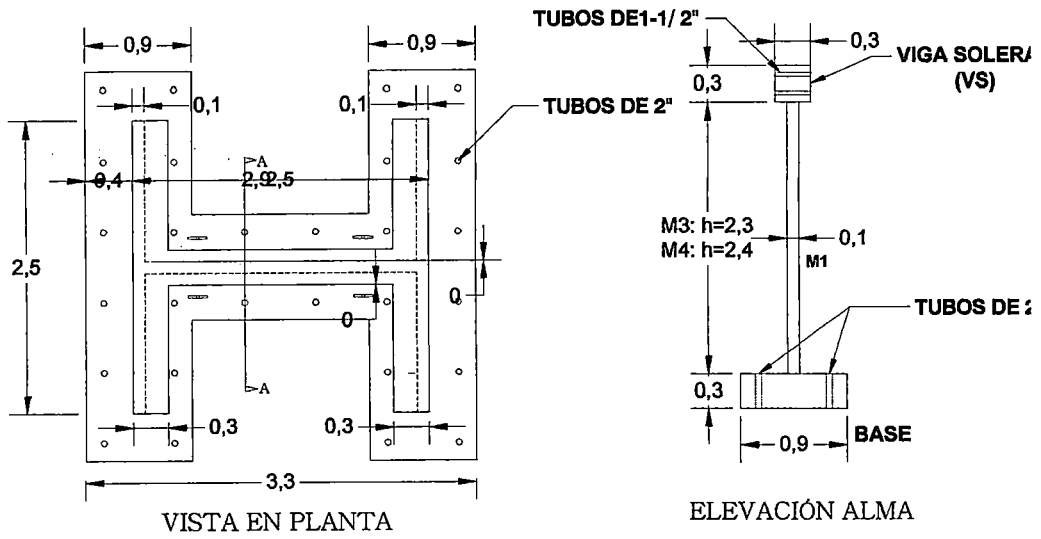


Figura 2.2. Geometría de los especímenes 03 y 04.

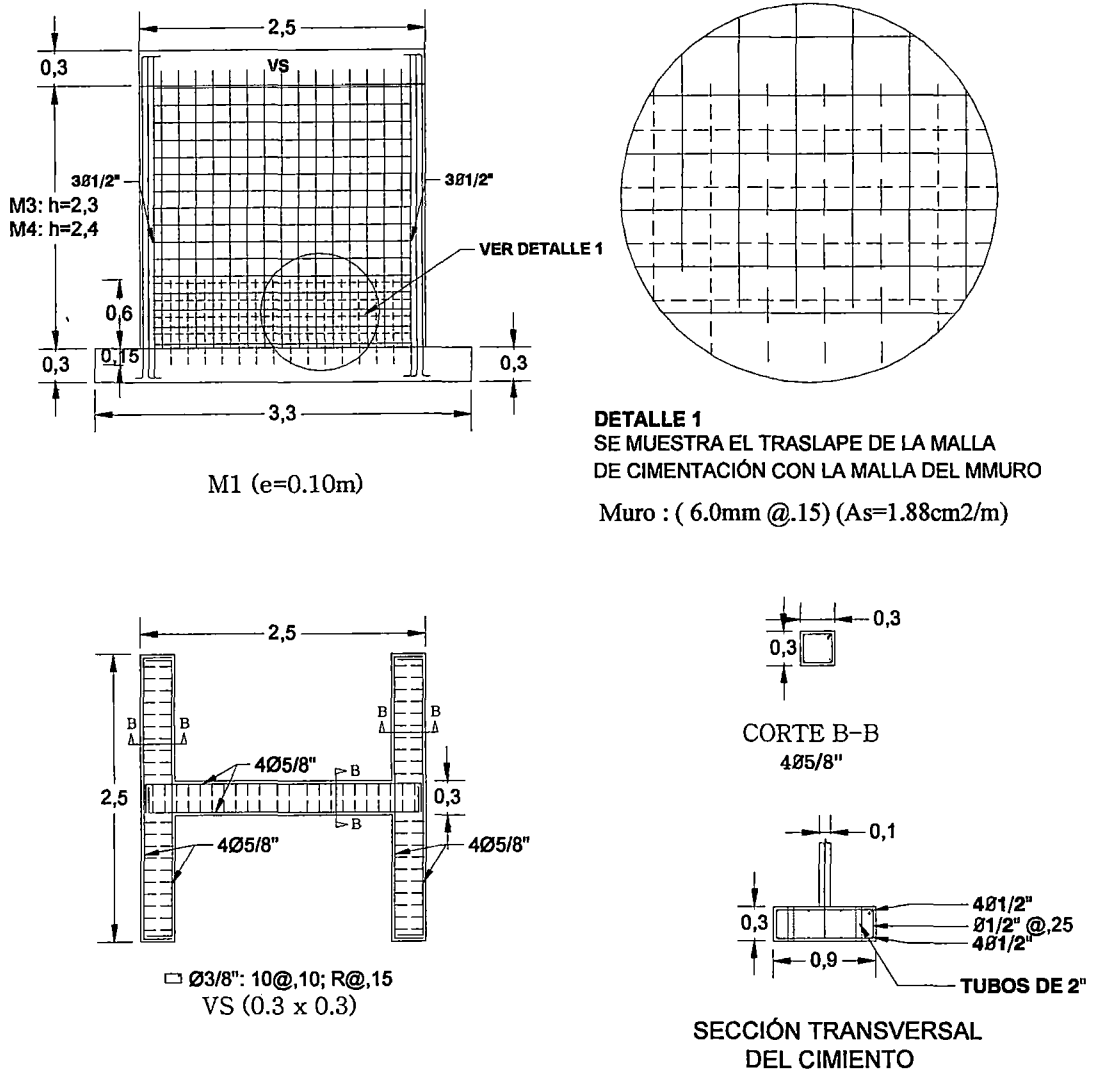


Figura 2.3. Refuerzo de los especímenes 03 y 04.

2.3. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Es conveniente resaltar que los especímenes 01, 02 y 03 fueron vaciados prácticamente a la vez en enero del 2012, mientras que el último espécimen, muro 04, fue vaciado en febrero del 2013. Como ya ha sido mencionado previamente, la especificada resistencia a la compresión fue de 210 kgf/cm² para todos los especímenes.

En el primer vaciado, para los especímenes 01, 02 y 03, se utilizó un producto llamado Concrelisto, mezcla de agregados grueso, fino y cemento Sol Tipo I en proporciones determinadas para lograr una resistencia de 210 kgf/cm² al

agregársele una cierta proporción de agua recomendada. Concretolisto tiene la siguiente ficha técnica:

Tabla 2.1. Especificaciones de la mezcla en seco pre-preparada.

FICHA TÉCNICA DE MEZCLA EN SECO PRE-PREPARADA	
Producto	Concretolisto 210
Descripción	Mezcla de arena gruesa + piedra 1/4" + Cemento Pórtland Sol Tipo I
Presentación	Bolsa de 40 kg
Proporción en Porcentaje	Arena: 53 %, Piedra: 47%
Tamaño nominal máximo de agregado grueso	3/8"
Cantidad de agua	4.5 litros por bolsa de 40 kg

La mezcla, para el vaciado 04, como se dijo anteriormente, también fue diseñada para alcanzar una resistencia a la compresión de 210 kgf/cm². Particularmente, el agregado grueso contó con un tamaño nominal máximo de 3/4 pulgada en este caso. Las especificaciones del diseño de mezclas y las proporciones en peso y volumen se muestran en la tabla 2.2 y 2.3 respectivamente.

Tabla 2.2. Especificaciones del diseño de mezclas del vaciado del espécimen 04.

Especificaciones de mezcla	
Cemento	SOL Tipo I
Resistencia a la compresión de diseño	210 kgf/cm ²
Tamaño de agregado máximo	3/4"
Slump	6"
Relación agua-cemento	0.64

Tabla 2.3. Diseño de mezclas del vaciado del espécimen 04.

Material	Diseño de mezclas		
	Peso Específico (tf/m ³)	Masa para 1 m ³ de mezcla (tf)	Proporción en Volumen
Cemento Tipo I	3.15	0.32	1
Agua	1	0.232	1.08
Agregado Fino	2.2	0.651	2.04
Agregado Grueso	2.68	1.029	3.52

Se extrajeron 9 cilindros de 6" de diámetro y 12" de altura del primer vaciado: 5 de los cimientos, 2 de los muros y 2 de las vigas. El resumen de las resistencias a la compresión de dichas probetas se muestra en la tabla 2.4. Adicionalmente, a pesar de que se buscó un *slump* de 5" o 6" para que la mezcla pueda fluir a través de las delgadas paredes el muro, en promedio se obtuvo 4" de *slump*.

Tabla 2.4. 1° Vaciado: resistencias a la compresión de las probetas.

	f_c (kgf/cm ²)
Probeta 01 : Cimiento	301
Probeta 02 : Cimiento	258
Probeta 03 : Cimiento	267
Probeta 04 : Cimiento	161
Probeta 05 : Cimiento	180
Probeta 06 : Muro	251
Probeta 07 : Muro	242
Probeta 08 : Viga	361
Probeta 09 : Viga	363

Por otro lado, en el segundo vaciado, para el espécimen 04, se extrajeron 11 cilindros de las mismas dimensiones (6"x12") que las probetas del primer vaciado. De las 11 probetas, 3 fueron vaciadas con la mezcla del cimiento, 6 con la del muro (2 cuando se vaciaba la parte inferior, otras dos de la parte intermedia, y las últimas 2 de la parte superior), y 2 con la de las vigas. La tabla 2.5 resume las resistencias a la compresión alcanzadas por estas probetas.

Tabla 2.5. 2° Vaciado: resistencias a la compresión de las probetas.

	f_c (kgf/cm ²)
Probeta 11: Viga 02	214
Probeta 10: Viga 01	218
Probeta 9: Muro - Superior 01	211
Probeta 8: Muro - Superior 02	213
Probeta 7: Muro - Medio 02	218
Probeta 6: Muro - Medio 01	220
Probeta 5: Muro - Inferior 01	210
Probeta 4: Muro - Inferior 02	212
Probeta 3: Base 03	153
Probeta 2: Base 02	152
Probeta 1: Base 01	158

Sólo las probetas 4, 5, 6 y 7 del segundo vaciado (muro 04: inferior 01 y 02, medio 01 y 02) se ensayaron a la compresión registrando las deformaciones y los esfuerzos a lo largo de la historia de carga. Para todos los otros casos simplemente se anotó el esfuerzo de compresión máximo que ya fue mostrado en las tablas 2.3 y 2.4. La máquina que comprimió todos los cilindros de concreto y la otra que registró las deformaciones se muestra en la figura 2.4. Las curvas esfuerzo-deformación resultados de estos ensayos se muestra en la figura 2.5.



Figura 2.4. Equipos usados en el registro esfuerzo-deformación del concreto.

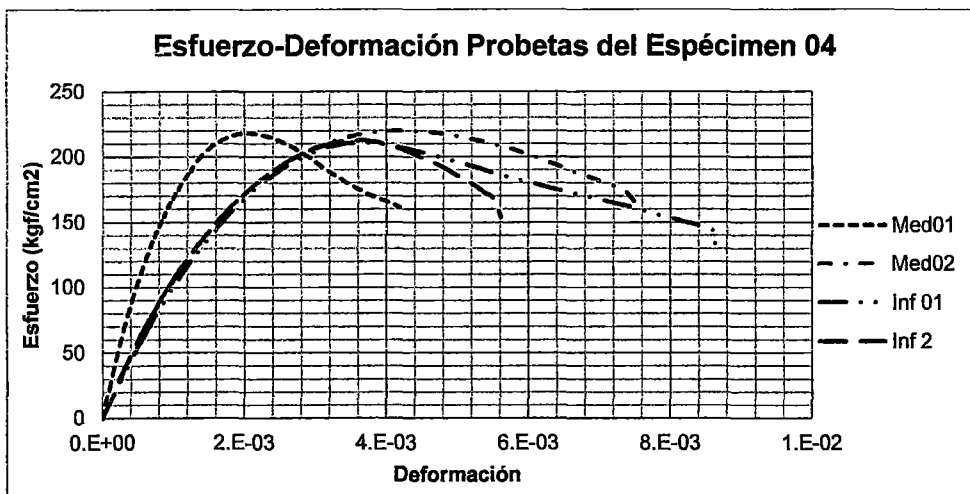


Figura 2.5. Curvas experimentales esfuerzo-deformación del concreto en compresión.

Los módulos de elasticidad, calculados como la secante de la curva esfuerzo deformación cuando el esfuerzo de compresión alcanza el 45% del respectivo esfuerzo máximo, se presentan en la tabla 2.6. Un hecho interesante es que estos módulos, en 3 de los 4 casos, son de casi el 55% o 60% del módulo que resulta de la sugerencia de la NTE E-060 (aproximadamente 200000 kgf/cm^2 para concreto de peso normal y de resistencia de 210 kgf/cm^2); en sólo una de las probetas se obtiene un módulo similar al que la norma sugiere.

Tabla 2.6. Módulos de elasticidad de las probetas.

	Ec (kgf/cm²)
Probeta 7: Muro - Medio 02	211913
Probeta 6: Muro - Medio 01	106113
Probeta 5: Muro - Inferior 01	101557
Probeta 4: Muro - Inferior 02	108995

Para reforzar los cimientos y vigas de todos los especímenes se usó acero de grado 60 ($f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$), mientras que para los muros, solamente las varillas de 1/2" en cada esquina de los muros fueron de grado 60. Para la malla electrosoldada Q188, usada como refuerzo de los muros y como dowels, el fabricante especificó un esfuerzo de fluencia, f_y , de 5000 kgf/cm^2 . Sin embargo, ensayos a tracción realizados en el Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería sobre muestras del refuerzo, figura 3.6, señalaron resultados que son mostrados en la tabla 2.7.

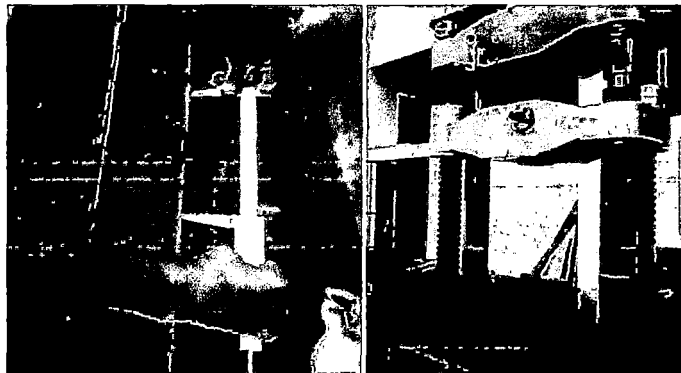


Figura 2.6. Ensayo de tracción de malla electrosoldada y acero de refuerzo G60.

Tabla 2.7. Resultados de ensayos de resistencia a la tracción.

Muestra	Malla Electrosoldada	Varilla 1/2" de Refuerzo G60
Diámetro (cm)	0.6	1.27
Fluencia (kgf)	1500	6400
f_y (kgf/cm²)	5305	5052
Fluencia (kgf)	1690	10090
f_u (kgf/cm²)	5977	7965
Longitud (cm)	20	20
Elongación Final (cm)	21.20	23.00
Deformación final	0.06	0.15

2.4. RESISTENCIA DE ESPECÍMENES

Considerando las anotaciones del subcapítulo 1.2 y sus respectivas formulaciones, se calcularon las resistencias a la acción combinada de flexión-compresión y al cortante (incluyendo la fuerza cortante por fricción). Es importante hacer notar que en estas formulaciones no se consideró ningún factor de reducción de resistencia debido a que se buscó comparar estas resistencias con los resultados del ensayo de los especímenes. Se consideró como esfuerzo de compresión máximo los datos provenientes de los respectivos ensayos sobre las probetas de concreto mostradas en las tablas 1.4 y 1.5. Asimismo, para los refuerzos, tanto la malla electrosoldada como las varillas de grado 60, se consideró como valores de esfuerzos de fluencia los que fueron mostrados en la tabla 1.7. Para el cálculo de los diagramas de interacción se usó el programa de cómputo PCA-Column, que trabaja con las formulaciones descritas en el subcapítulo 1.2. Por otro lado, para el cómputo de las resistencias al corte se hicieron los cálculos directamente.

2.4.1. Espécimen 01 y 02

Dado que ambos especímenes provienen del mismo vaciado, se usó el promedio de las resistencias a la compresión de las probetas 06 y 07, estipuladas en la tabla 1.4, como valor de resistencia a la compresión general en ambos muros. Para las varillas de refuerzo de 1/2" y para la malla electrosoldada se usaron los valores provenientes de los ensayos de tracción mostrados en la tabla 1.7. La tabla 1.8 muestra estos datos, que serán empleados para el cálculo de la resistencia al momento flector, a la fuerza cortante y a la fricción en la base. Debido a que se están usando los mismos parámetros ambos especímenes y que a la vez ambos especímenes tienen la misma geometría y refuerzo, el resultado del cálculo de todas sus resistencias mencionadas también serán los mismos.

Tabla 2.8. Parámetros para el cálculo de resistencias del muro 01, 02 y muro 03.

Espécimen 01, 02 y 03	
f_c (kgf/cm ²)	246.5
f_{yMalla} (kgf/cm ²)	5305
$f_{yVarilla\ 1/2''}$ (kgf/cm ²)	5052

El diagrama de interacción para las secciones transversales correspondientes a los muros 01 y 02, figura 2.7, señala que para una carga axial P_n de 20 tf, carga constante a la cual fueron sometidos todos los especímenes durante la totalidad de los ensayos experimentales, el momento nominal resistente M_n es de 83.12 tf-m.

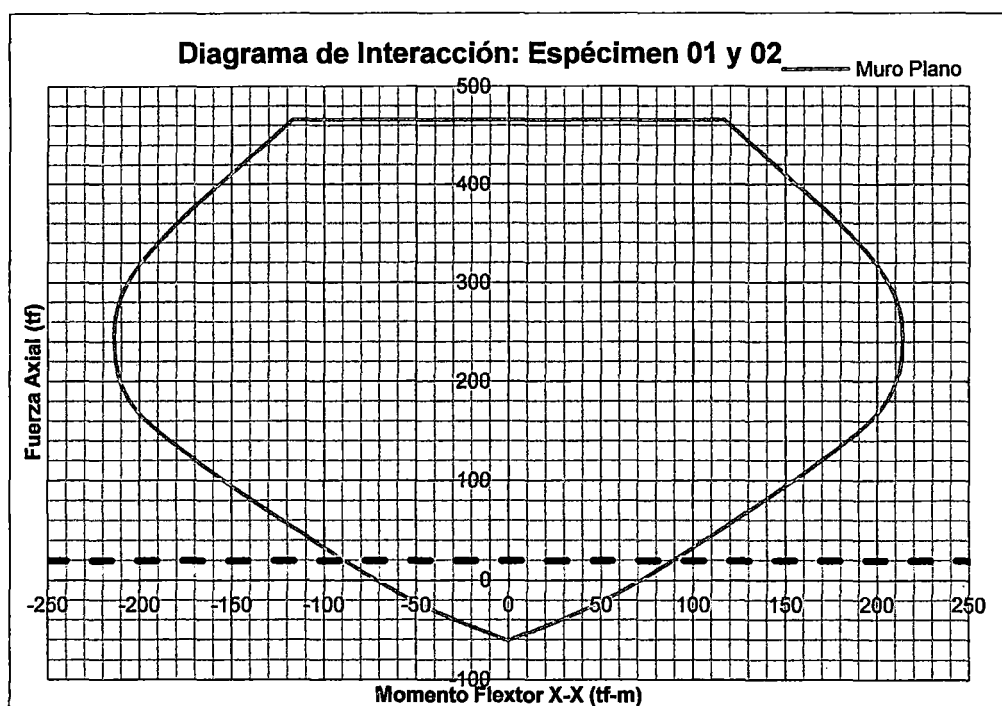


Figura 2.7. Diagrama de Interacción para los especímenes 01 y 02.

El cálculo de la resistencia a la fuerza cortante según la ecuación 1.10 se compone de un aporte del concreto V_c y otro del acero V_s . Con la expresión 1.11, de la norma E-060, V_c resulta 31.40 tf, mientras que con el menor de los valores resultantes de las expresiones 2.12 y 2.13, como dicta el ACI 318-11, V_c es 32.32 tf considerando que a M_u/V_u le corresponde un valor de 1.45, longitud del brazo de palanca que le hacen los actuadores al muro 01 y 02. Asimismo el aporte del acero V_s , según la ecuación 1.14, proposición de la norma E-060, es 25.00 tf, y por otra parte, V_s , considerando la formulación 1.15 del ACI 318-11, toma el valor de 20.00 tf. Siendo éstos los valores resultantes de las normas descritas, la resistencia al cortante se manifiesta en la tabla 2.9.

Tabla 2.9. Resistencia a la fuerza cortante según NTE E-060 y ACI 318-11.

	V_c (tf)	V_s (tf)	V_n (tf)
NTE 060	31.40	25.00	56.40
ACI 318-11	31.32	20.00	51.32

Finalmente, la resistencia a la fricción en la base V_n , según la ecuación 2.16 que rige para la NTE E-060 y ACI 318-11, es 50.04 tf tomando a 0.6 como valor del coeficiente de fricción, μ (0.6 es el valor sugerido por ambas normas para calcular la resistencia a la fricción en la base cuando el concreto es colocado sobre una superficie de concreto endurecido no intencionalmente rugosa, tal y como ocurrió con todos los especímenes ensayados). Cabe mencionar que para el cálculo esta resistencia, en adición a la mallas electrosoldadas que actúan como dowels, se consideró también el aporte de las varillas de 1/2" en las esquinas.

2.4.2. Especímen 03

Para el cálculo del diagrama de interacción, se consideraron tres casos: uno con aporte de un ancho efectivo en compresión y tracción igual al recomendado por la norma E-060 (10% de la altura a cada lado más el espesor del alma: aproximadamente 60 cm, en total 26% de la altura del muro), otro con ancho en compresión y tracción recomendado por el ACI 318-11 (25% de la altura a cada lado más el espesor del alma: aproximadamente 125 cm, en total 55% de la altura del muro) y un caso final considerando el aporte total de ambas alas en compresión y tracción (250 cm, 100% de la altura del muro). Dado que el objetivo del presente trabajo es encontrar precisamente que porción del ala trabaja a lo largo de la historia de distorsiones que puedan tener estos muros con elementos de borde, el mostrar el diagrama de interacción considerando diferentes aportes de las alas podrá mostrar los distintos aportes a la resistencia a la flexión que estos elementos de borde pueden proveer a los elementos estructurales.

Bajo las mismas consideraciones que para el diseño de los especímenes 01 y 02, es decir trabajando con el programa de cómputo PCA-Column, que considera las formulaciones escritas en el subcapítulo 1.2 para el cálculo de la resistencia a la acción combinada de carga axial y flexión. Igualmente, y debido a que el muro 03 fue vaciado al mismo tiempo que el muro 01 y 02, se usan los valores de la

resistencia de compresión del concreto, de fluencia de las varillas de 1/2" y de fluencia de la malla electrosoldada mostrados en la tabla 2.8.

El diagrama de interacción con cada ancho efectivo evaluado de este espécimen, comparados con el de los especímenes 01 y 02 se muestra en la figura 2.8. Como se observa de dicho gráfico, bajo una carga axial de axial P_n de 20 tf, carga a la que será sometido también este espécimen, con la recomendación de la norma E 060, en total un ancho efectivo de 26% de la altura del muro, el momento nominal resistente M_n es 111.46 tf-m (33% más que el muro de sección rectangular); mientras que con la recomendación del ACI318-11, en total un ancho efectivo de 55% de la altura del muro, M_n resulta 128.79 tf-m (54% más que el muro de sección rectangular); y finalmente si consideramos que el ancho efectivo en las alas es la longitud total de la última, 100% de la altura total del muro, se obtiene un M_n de 246.7 tf-m (casi al triple del valor obtenido para los especímenes de sección rectangular).

Dado que para el cálculo de la resistencia al cortante y a la fricción en la base sólo se considera el aporte del alma, que es equivalente en sección, geometría, refuerzo y parámetros de diseño a los especímenes 01 y 02, por lo tanto la resistencia al cortante, así como el aporte del acero y el concreto, se muestra en la tabla 2.9. Y la resistencia a la fricción en la base, siendo igual que en los especímenes 01 y 02, también fue de 50,04 tf.

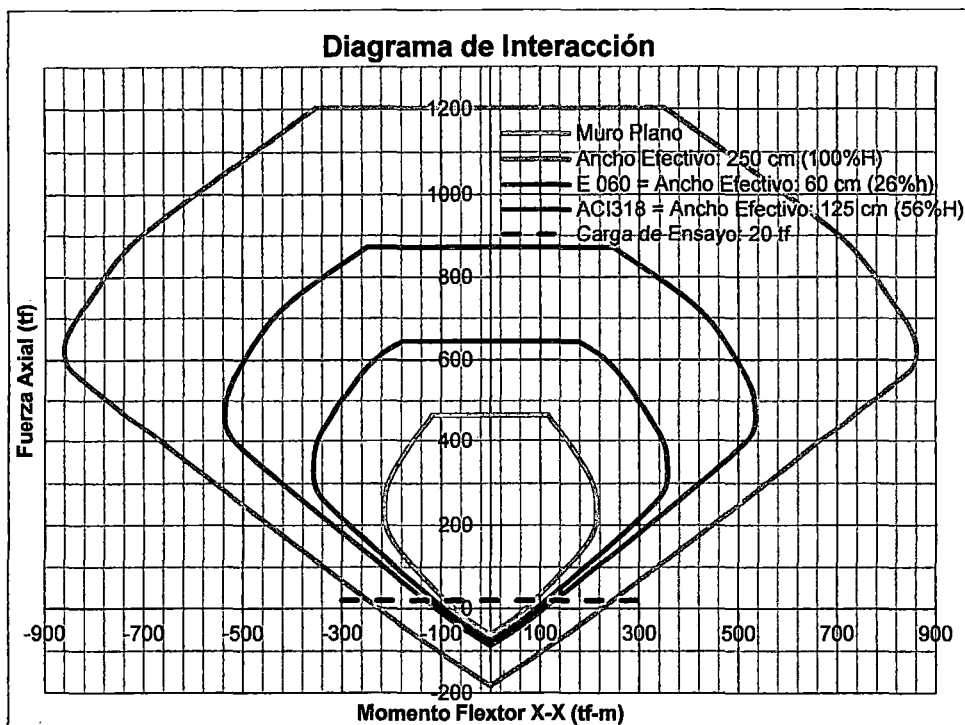


Figura 2.8. Diagrama de Interacción para espécimen 01, 02 y diferentes anchos efectivos del espécimen 03.

2.4.3. Especimen 04

El procedimiento para el cálculo del diagrama de interacción para este espécimen fue el mismo que para el espécimen 03; todos los parámetros y consideraciones usadas para este cálculo de este diagrama también son los mismos, pero con excepción de la resistencia a la compresión del concreto. Debido a que el espécimen 04 fue construido un año más tarde, con tanda de mezcla diferente a la de los especímenes 01, 02 y 03, se empleó como datos cálculos de los ensayos de probetas de este espécimen 04, usándose como valor de f_c a 214.3 kgf/cm^2 , resultado proveniente del promedio de los valores de resistencias a la compresión de las probetas 04, 05, 06, 07, 08 y 09, extraídas en el vaciado de este espécimen y que son mostrados en la tabla 2.5.

Para el cálculo de diagramas de interacción considerando diferentes anchos efectivos, a pesar que este muro tiene 240 cm de altura, 10 cm más que el del muro 03 y que las recomendaciones de las normas especifican el ancho efectivo en función de la altura del muro, se tomaron las mismas longitudes de ancho efectivo

que fueron usadas para el espécimen 03 debido a que la diferencia de 10 cm en altura de ambos especímenes es despreciable.

Dado que la diferencia en cuanto a resistencias a la compresión entre el espécimen 03 y 04 es pequeña, y se han considerado las mismas resistencias a la fluencia de las varillas de 1/2" y de las mallas electrosoldadas, y además se están usando los mismos valores de anchos efectivos, los diagramas de interacción para este espécimen son prácticamente el mismo que los del espécimen 03, que se observa en la figura 2.8.

Este espécimen para una carga axial P_n de 20 tf, carga a la que será sometido también este espécimen, con la recomendación de la norma E 060, en total un ancho efectivo de aproximadamente 25% de la altura del muro, el momento nominal resistente M_n es 111.1 tf-m; mientras que con la recomendación del ACI318-11, en total un ancho efectivo de 55% de la altura del muro, M_n resulta 128.5 tf-m; y finalmente si consideramos que el ancho efectivo en las alas es la longitud total de la última, 100% de la altura total del muro, se obtiene un M_n de 246,1 tf-m, prácticamente los mismos valores que para el espécimen 03.

Para el cálculo de la resistencia a la fricción, y los respectivos aportes del concreto y del refuerzo, se siguió el mismo procedimiento que para los especímenes anteriores, pero considerando el nuevo valor de f'_c . Igualmente al muro 03, sólo se considera el aporte del alma. La tabla 2.10 muestra el resultado de la resistencia al cortante según lo dictado por el ACI-318 y la NTE E-060.

Tabla 2.10. Resumen de resistencias de los especímenes.

	V_c (tf)	V_s (tf)	V_n (tf)
NTE 060	29.28	25.00	54.28
ACI 318-11	29.47	20.00	49.47

La lista de todos los valores de resistencia para cada espécimen se muestran en la tabla 2.11; para el caso del momento flector resistente, según lo calculado con el ancho efectivo recomendado por cada norma se calculó una fuerza horizontal aplicada en la parte superior de cada espécimen, donde los actuadores aplicaron carga en los ensayos, que generaría estos momento últimos resistentes en los especímenes.

Tabla 2.11. Comparación de resistencias de los especímenes 01, 02, 03 y 04.

	NTE E-060 (AGI 318-11)		
	Espécimen 01 y 02	Espécimen 03	Espécimen 04
Vn (tf)= Mn/h :	35.7	45.49 (52.45)	43.73 (50.39)
Vn (tf) : Cortante	56.37 (51.29)	56.37 (51.29)	54.28 (49.47)
Vn (tf) : Fricción	50.03	50.03	50.03

2.5. CONSTRUCCIÓN DE ESPECÍMENES

A pesar que el espécimen 04 fue construido aproximadamente un año después que los especímenes 01, 02 y 03, todos fueron elaborados siguiendo el mismo proceso constructivo. El concreto de todos estos especímenes fue mezclado in-situ, figura 2.9, y los especímenes fueron vaciados en el Laboratorio de Estructuras de CISMID-UNI. Primero, se armó el acero de refuerzo para los cimientos y se encofró este mismo como muestra la figura 2.10, según la geometría del espécimen. Adicionalmente, se colocan en posición los dowels y las varillas de 1/2" para, últimamente, vaciar el concreto.

Después de vaciados los cimientos, se colocaron las mallas electrosoldadas Q188 que serán refuerzos de los muros, figura 2.11. Luego, los *strain-gages* fueron colocados. Los detalles de las posiciones de cada *strain-gage* se muestran en la siguiente subsección; en esta sección solamente nos limitaremos a describir el procedimiento seguido para su colocación. En cada lugar donde un *strain-gage* debía ser colocado se procedía a limar el refuerzo lo mínimo suficiente para tener una superficie lisa donde el *strain-gage* pueda ser pegado en su totalidad. Entonces, los *strain-gages* eran cubiertos con gutapercha impermeable para protegerlos de los golpes y de la humedad en el vaciado del concreto. La figura 2.12 muestra uno de los dos tipos de *strain-gages* usados y su colocación.

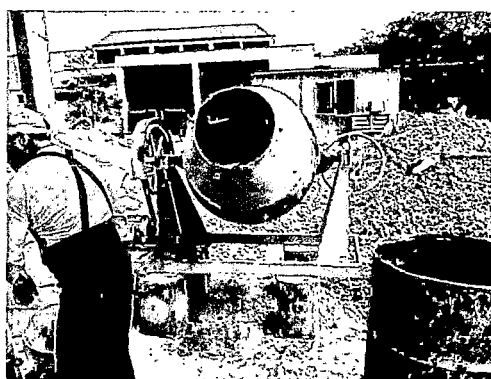


Figura 2.9. Preparación de concreto in-situ.

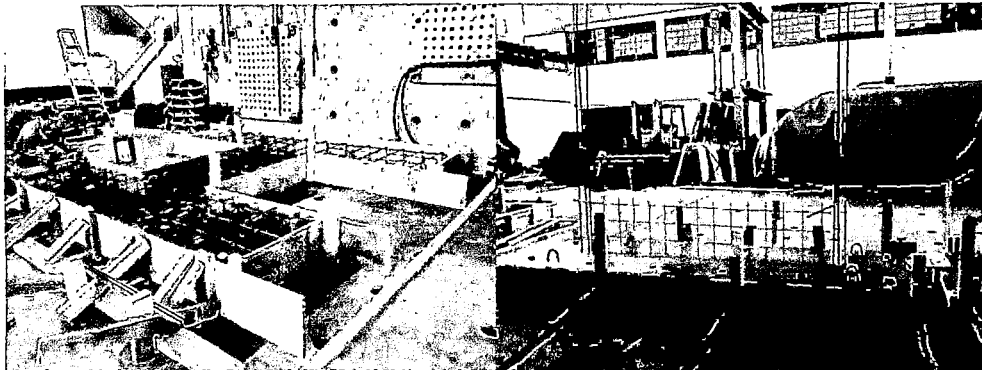


Figura 2.10. Cimiento. Izquierda: Espécimen 04. Derecha: Espécimen 02.

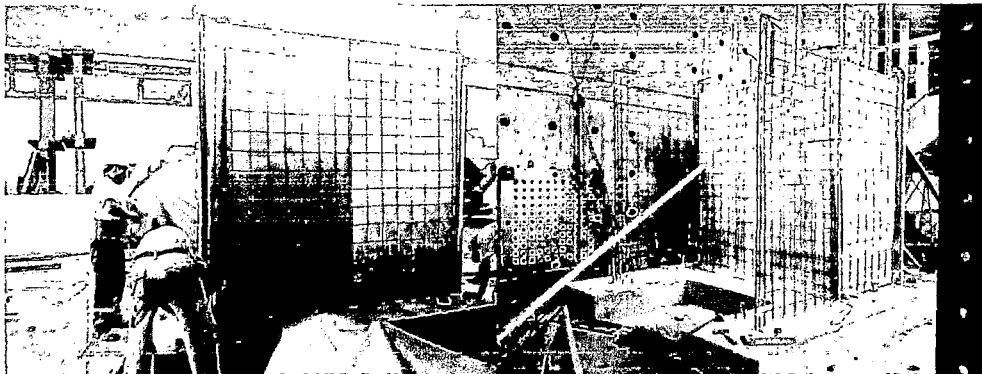


Figura 2.11. Malla de refuerzo. Izquierda: Espécimen 01. Derecha: Espécimen 04.



Figura 2.12. Deformímetros en espécimen 04.

Seguido, los muros fueron encofrados y apuntalados. La mezcla in-situ fue vaciada y continuamente vibrada para prevenir las cangrejas. Se iba controlando la cantidad de agua usada en cada tanda, variándola ligeramente, para obtener un *slump* de 6"; no obstante, en promedio se obtuvo un *slump* de 4" a 5", figura 2.13, tanto en el vaciado de los muros 01, 02 y 03, como en el vaciado que se hizo un año más tarde para el muro 04, figura 2.14.

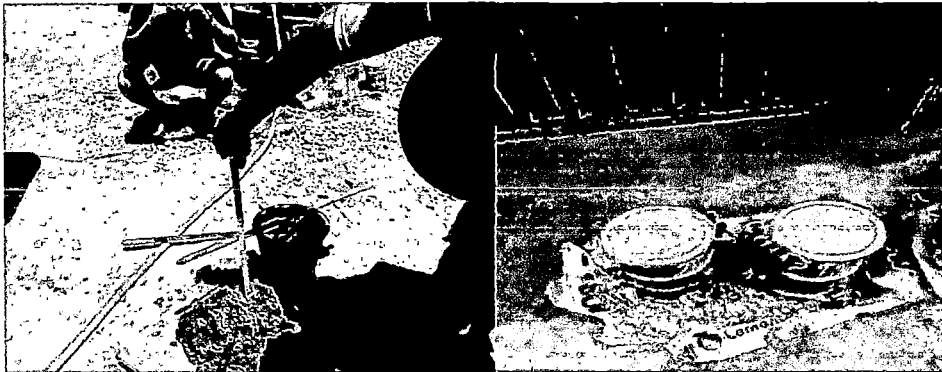


Figura 2.13. Muestreo de vaciados de concreto. Izquierda: Slump de 5". Derecha: Probetas extraídas.

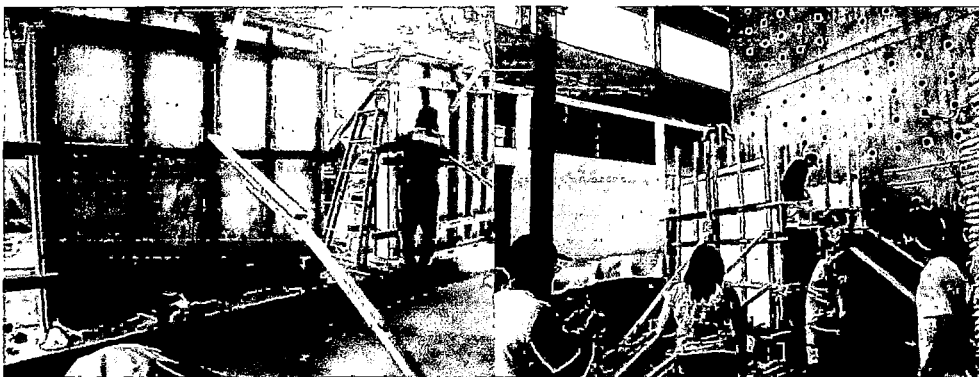


Figura 2.14. Vaciado de concreto. Izquierda: Vaciado del espécimen 01 y 02. Derecha: Vaciado de Especimen 04.

Entonces, luego del endurecimiento del concreto de los muros, se desencofraron éstos, y se comenzaron a armar y colocar los aceros de refuerzo de las vigas. Se encofraron estos elementos estructurales y se vació el concreto. Finalmente, luego del endurecimiento de las vigas, se desencofró y se le aplicó un par de capas de aditivo impermeabilizante para evitar que se escape el agua del concreto. Últimamente, se pintaron todos los especímenes con imprimante blanco, figura 2.15.

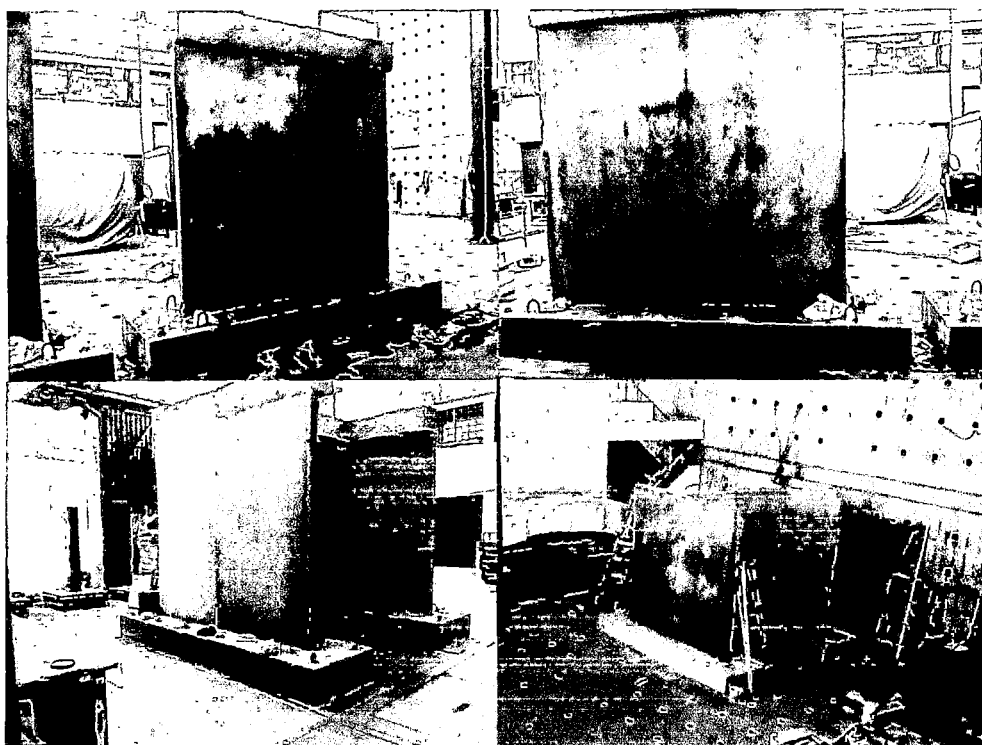


Figura 2.15. Especímenes desencofrados. De izquierda derecha y de arriba hacia abajo: muro 01, 02, 03 y 04.

2.6. CONFIGURACIÓN DEL ENSAYO DE LOS ESPECÍMENES

Los cuatro especímenes fueron ensayados bajo el mismo historial de cargas. Los esquemas de las configuraciones usadas en los ensayos, mostradas en las figura 2.17 y 2.18, fueron proyectadas para simular carga lateral y vertical, como las que la gravedad y los sismos imponen generalmente. Primero, mediante un mecano armado de vigas metálicas y un actuador hidráulico de 50 tf de capacidad se le aplicó a cada espécimen, apoyados y emperrados en la losa de reacción del Laboratorio de Estructuras del CISMID, una carga axial constante durante todo el ensayo de 20tf. Esta carga representa la acción de 4 pisos de carga en una típica edificación de muros de ductilidad limitada, considerando un área tributaria de 6,25 m² (2,5 m x 2,5 m) donde las acciones gravitatorias pueden ser idealizadas como una carga uniformemente distribuida de 800 kgf/m². Esta carga axial de 20 tf es especificada en el controlador del actuador, figura 2.16.

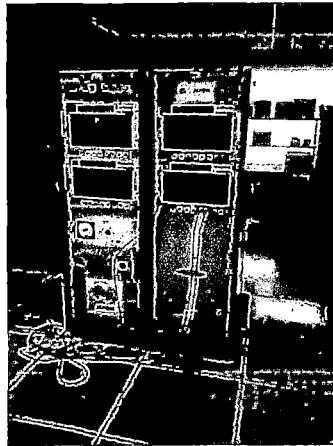


Figura 2.16. Controlador del actuador que impone carga axial.

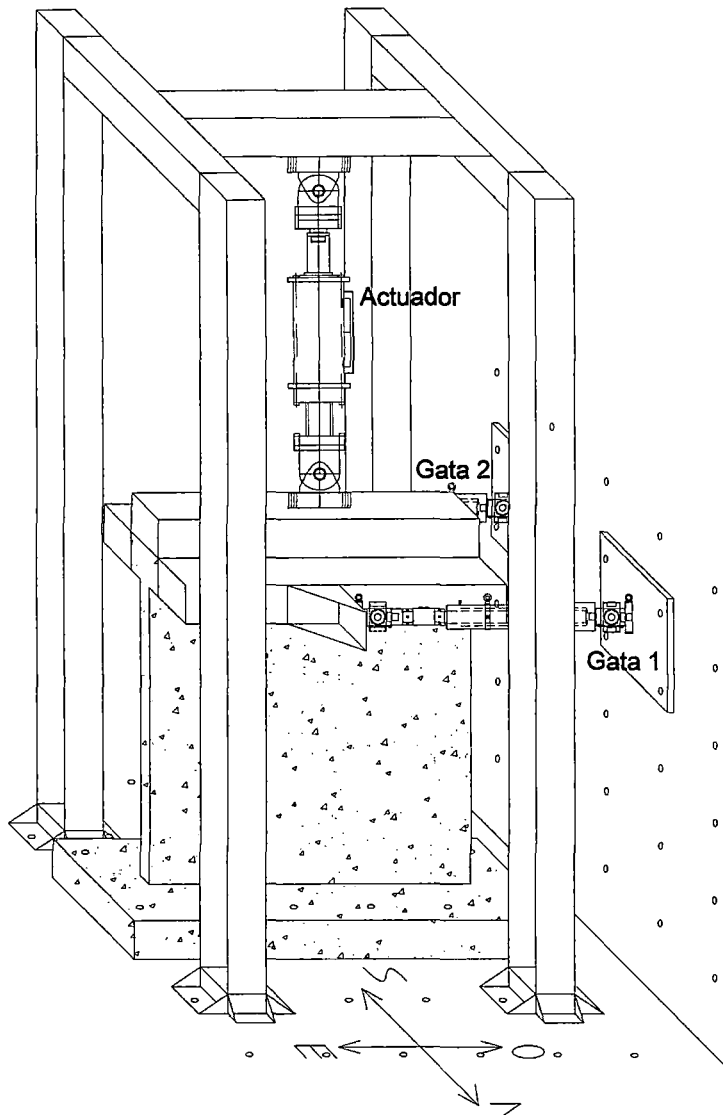


Figura 2.17. Esquema de la disposición de actuadores y gatas para muros 01 y 02.

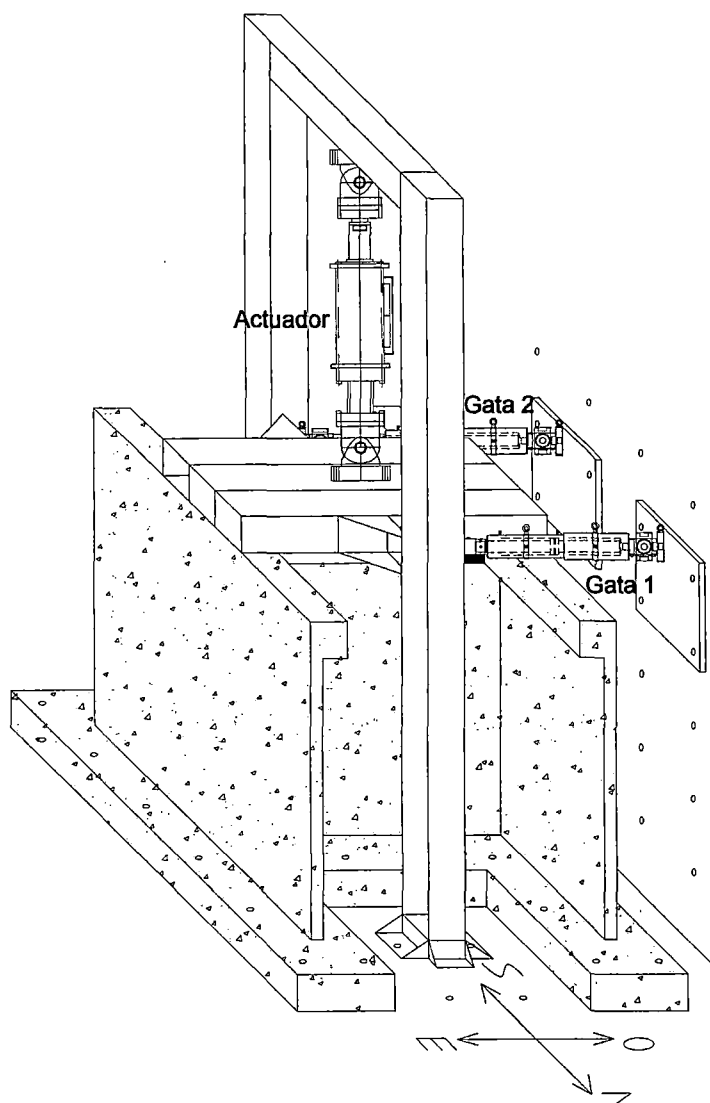


Figura 2.18. Esquema de la disposición de actuadores y gatas para muros 01 y 02.

La acción lateral, por otra parte, fue controlada por desplazamiento y aplicada a los especímenes mediante dos gatas hidráulicas, que fueron maniobradas desde una computadora, figura 2.19. La historia de la acción lateral, mostrada en la figura 2.20, a lo largo del ensayo fue la misma para los 4 muros, constando de 2 ciclos por cada *target drift*, distorsión que se quería alcanzar desde la base del muro hasta el eje neutro de la viga sobre el muro. Es necesario mencionar que para los especímenes 01 y 02 la acción lateral fue impuesta directamente al nivel de la viga de concreto armado sobre el muro, mientras que para los especímenes 03 y 04 la acción lateral fue impuesta, por razones de instrumentación, sobre una viga metálica de sección W empernada inmediatamente sobre la viga de concreto armado que coronaba el

muro del alma. Este ensayo cíclico intentó reproducir las acciones periódicas a las que son sometidas las estructuras cuando son azotadas por sismos. La lista de *target drifts* se aprecia en la tabla 2.12. Los desplazamientos inducidos por los actuadores a la parte alta de los muros se obtuvieron multiplicando los *target drifts* por las alturas de los muros.

Todos los especímenes tuvieron su cimiento sujeto a la losa de reacción del Laboratorio de Estructuras del CISMID mediante una serie de pernos que anclaban ambos elementos. Estos pernos eran ajustados con un equipo hidráulico con el objeto de mantener los desplazamientos de las bases de los especímenes al mínimo.

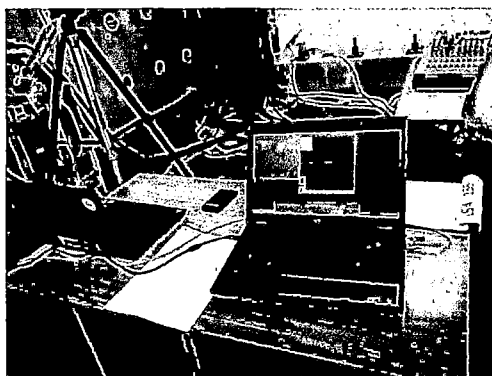


Figura 2.19. Control de las dos gatas hidráulicas mediante software.

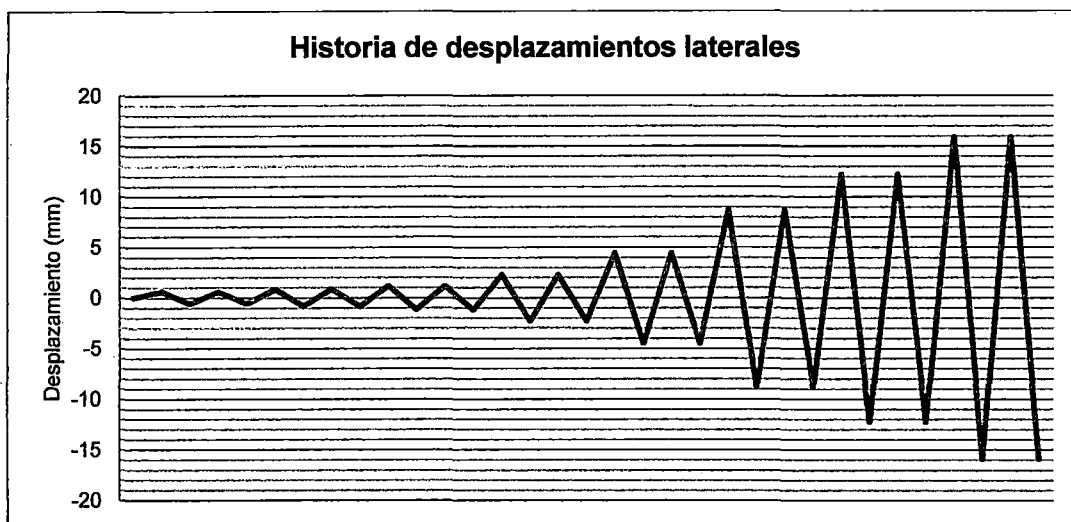


Figura 2.20. Historia de desplazamientos impuestos por las dos gatas hidráulicas.

Tabla 2.12. Distorsiones objetivos.

Target Drift	Desplazamiento (mm)
1/4167	0.588
1/2941	0.833
1/2105	1.164
1/1503	1.630
1/1075	2.279
1/549	4.463
1/280	8.750
1/200	12.250
1/154	15.909

2.7. INSTRUMENTACIÓN

Durante el ensayo de cada espécimen una serie de equipos y aparatos fueron distribuidos para registrar en intervalos regulares las fuerzas en los actuadores y gatas, los desplazamientos en diversos puntos de los especímenes, y las deformaciones en ciertas partes del acero de refuerzo.

Básicamente, el actuador y las gatas fueron maniobrados desde sus respectivos controladores. El actuador, que aplicó carga axial a los especímenes, fue operado directamente desde su controlador, mientras que las gatas, que aplicaron acciones laterales a los muros, fueron operados desde una computadora, mediante un *software*, pero a través de su controlador.

Simultáneamente, para las gatas y el actuador, a través de cables conectados desde sus celdas de carga hasta un registrador de datos que a su vez estaba conectado a otra computadora, figura 2.21, se leyeron y se almacenaron las fuerzas aplicadas a los especímenes en cada intervalo de tiempo.

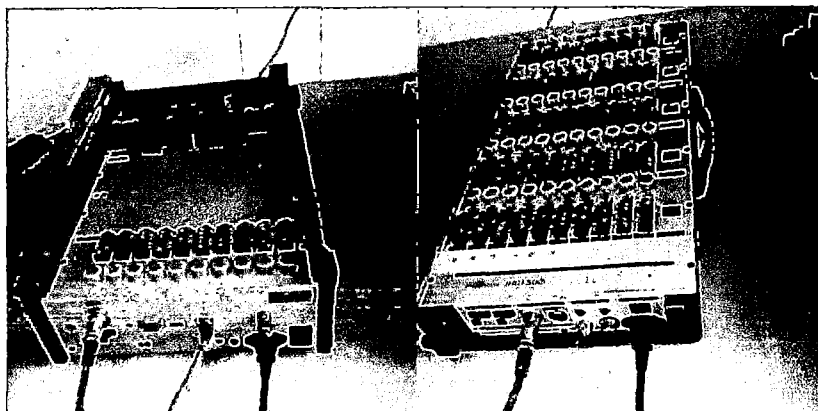


Figura 2.21. Registradores de datos.

Similarmente, los sensores de desplazamiento, también llamados transductores, fueron conectados a los mismos registradores de datos para que estos datos fueran finalmente almacenados en el mismo ordenador. Al igual que los transductores y las celdas de carga, los *strain gages* fueron conectados también a estos registradores de datos para también ser almacenados en la computadora.

2.7.1. Espécimen 01 y 02

Los muros 01 y 02 tuvieron la misma disposición de transductores y *strain gages*. La tabla 2.13 muestra el número de canal en el registrador que ocupó cada celda de carga, transductor o *strain gage* en ambos ensayos. Además la figura 2.22 expone la distribución de dichos transductores, celdas de carga y *strain gages* en el ensayo.

Del canal 00 al 02 se registraron los datos provenientes de las celdas de carga, del 03 y 19 se registraron los datos provenientes de los transductores, que rastreaban los desplazamientos en diversos puntos del espécimen, y del 20 al 25, finalmente, se registraron las deformaciones que los *strain gages*, pegados en el acero de refuerzo según se indica en la tabla 2.13, medían.

Tabla 2.13. Descripción de canales de datos para especímenes 01 y 02.

SENSORES PARA MEDICIÓN				
Canal	Rango	Tipo	Unidad	Descripción
CH-00	25	ACT. 25t/4755 μ	T	Carga Axial: Actuador
CH-01	50	JACK A	T	Carga Horizontal: Gata Norte
CH-02	50	JACK B	T	Carga Horizontal: Gata Sur
CH-03	100	CDP	mm	Horizontal H, Sur.
CH-04	100	CDP	mm	Horizontal H, Norte.
CH-05	50	CDP	mm	Horizontal Este H/2
CH-06	50	CDP	mm	Horizontal Oeste H/2
CH-07	30	CDP	mm	Horizontal Este H/6
CH-08	30	CDP	mm	Horizontal Oeste H/6
CH-09	30	CDP	mm	Vertical Este H/6
CH-10	30	CDP	mm	Vertical Oeste H/6
CH-11	50	KY	mm	Relativo Diagonal Este
CH-12	50	KY	mm	Relativo Diagonal Oeste
CH-13	30	KY	mm	Horizontal Este sobre la Base
CH-14	30	KY	mm	Horizontal Oeste sobre la Base
CH-15	10	CDP	mm	Horizontal de la Base
CH-16	50	CDP	mm	Vertical Oeste H/2
CH-17	50	CDP	mm	Vertical Oeste H
CH-18	50	CDP	mm	Vertical Este H/2
CH-19	50	CDP	mm	Vertical Este H
CH-20	2000	gage factor 2.08	μ	Varilla 1/2" este
CH-21	2000	gage factor 2.08	μ	Alambre vertical del dowel este
CH-22	2000	gage factor 2.08	μ	Alambre vertical de la malla este
CH-23	2000	gage factor 2.08	μ	Varilla 1/2" oeste
CH-24	2000	gage factor 2.08	μ	Alambre vertical del dowel oeste
CH-25	2000	gage factor 2.08	μ	Alambre vertical de la malla oeste

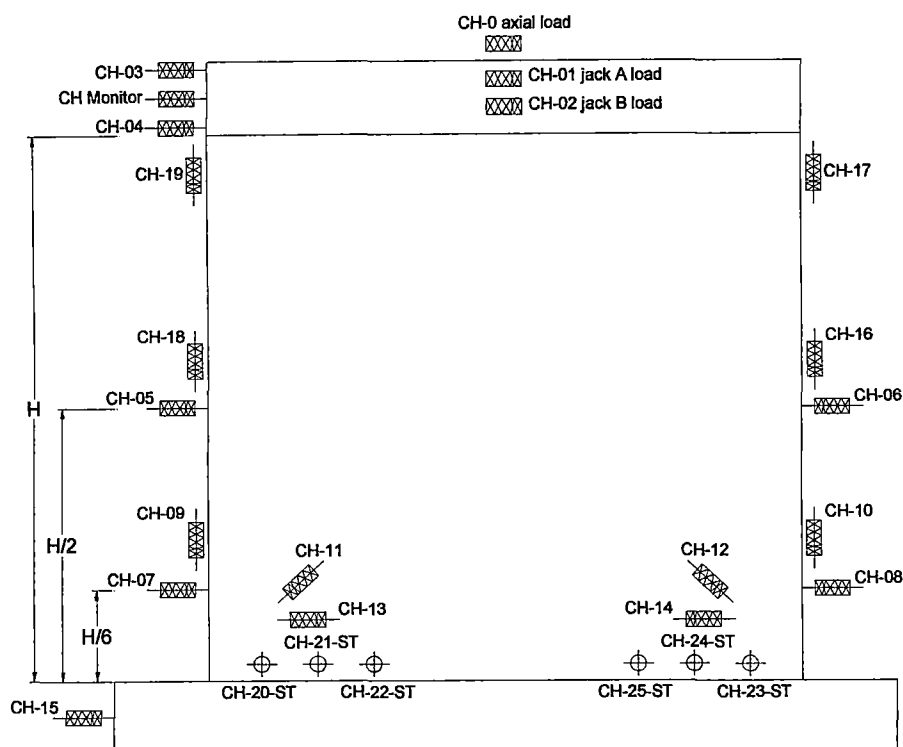


Figura 2.22. Instrumentación de especímenes 01 y 02.

2.7.2. Especímen 03 y 04

Los muros 03 y 04 tuvieron la misma disposición de transductores; sin embargo, la distribución de *strain gages* varió en estos dos ensayos. La tabla 2.14 muestra el número de canal en el registrador que ocupó cada celda de carga o transductor en ambos ensayos. Por otro lado, la tabla 2.15 muestra el número de canal que ocuparon los *strain gages* en cada uno de los ensayos de los especímenes. Además la figura 2.23 expone la distribución de dichos transductores, celdas de carga y *strain gages* en el ensayo para el espécimen 03, mientras que la figura 2.24 muestra las variantes de *strain gages* que tuvo particularmente el espécimen 04.

Tabla 2.14. Descripción de canales de transductores y celdas de carga para especímenes 03 y 04.

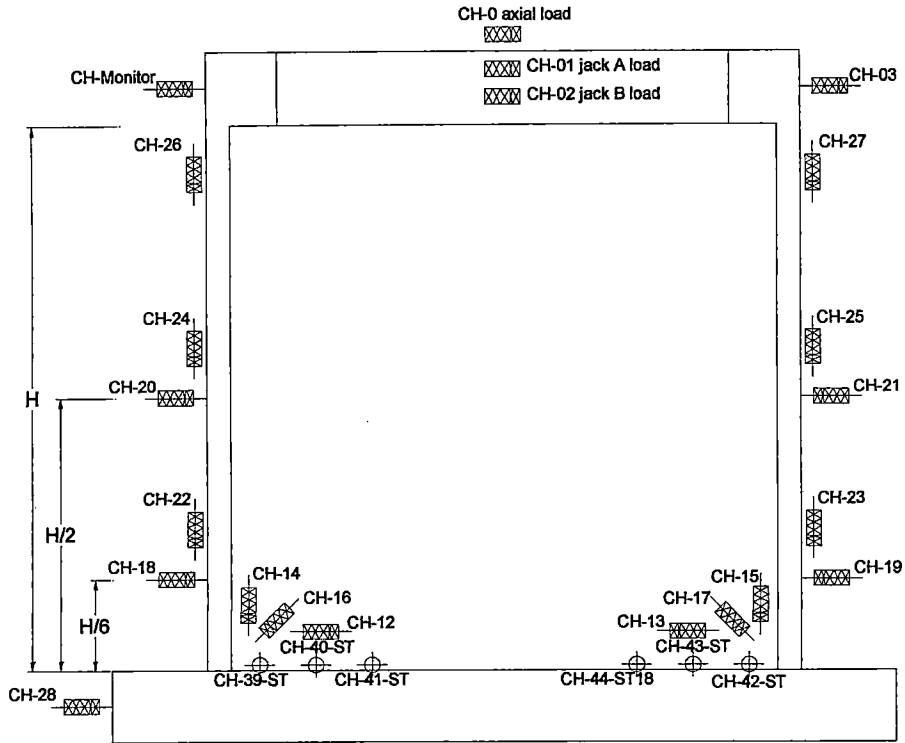
SENSORES PARA MEDICIÓN				
Canal	Rango	Tipo	Unid.	Descripción
CH-00	25	ACT. 25V/4755 μ	T	Carga Axial: Actuador
CH-01	50	JACK A	T	Carga Horizontal: Gata Norte
CH-02	50	JACK B	T	Carga Horizontal: Gata Sur
CH-03	100	CDP	mm	Horizontal Oeste, H
CH-04	100	CDP	mm	Horizontal Noreste, B/2-H
CH-05	100	CDP	mm	Horizontal Sureste, B/2-H

CH-06	100	CDP	mm	Horizontal Noroeste, B/2-H
CH-07	100	CDP	mm	Horizontal Suroeste, B/2-H
CH-08	100	CDP	mm	Horizontal Noreste, B,H
CH-09	100	CDP	mm	Horizontal Sureste, B,H
CH-10	100	CDP	mm	Horizontal Noroeste, B,H
CH-11	100	CDP	mm	Horizontal Suroeste, B,H
CH-12	30	KY	mm	M. Central: Horizontal Este sobre base
CH-13	30	KY	mm	M. Central: Horizontal Oeste sobre base
CH-14	30	KY	mm	M. Central: Vertical Este sobre base
CH-15	30	KY	mm	M. Central: Vertical Oeste sobre base
CH-16	50	KY	mm	M. Central: Relativo Diagonal Este
CH-17	50	KY	mm	M. Central: Relativo Diagonal Oeste
CH-18	50	CDP	mm	M. Central: Horizontal Este H/6
CH-19	50	CDP	mm	M. Central: Horizontal Oeste H/6
CH-20	50	CDP	mm	M. Central: Horizontal Este H/2
CH-21	50	CDP	mm	M. Central: Horizontal Oeste H/2
CH-22	30	KY	mm	M. Central: Vertical Este H/6
CH-23	30	KY	mm	M. Central: Vertical Oeste H/6
CH-24	50	CDP	mm	M. Central: Vertical Este H/2
CH-25	50	CDP	mm	M. Central: Vertical Oeste H/2
CH-26	50	CDP	mm	M. Central: Vertical Este H
CH-27	50	CDP	mm	M. Central: Vertical Oeste H
CH-28	10	CDP	mm	Horizontal de la Base
CH-29	30	KY	mm	M. Central: Vertical Noreste B/2, H/6
CH-30	30	KY	mm	M. Central: Vertical Noreste B, H/6
CH-31	50	CDP	mm	M. Central: Vertical Noreste B/2, H/2
CH-32	50	CDP	mm	M. Central: Vertical Noreste B, H/2
CH-33	50	CDP	mm	M. Central: Vertical Noreste B/2, H
CH-34	50	CDP	mm	M. Central: Vertical Noreste B, H
CH-35	50	KY	mm	M. Borde Este, inf.: Relativo Diag. Sur
CH-36	50	KY	mm	M. Borde Este, inf.: Relativo Diag. Norte
CH-37	50	KY	mm	M. Borde Este, sup.: Relativo Diag. Sur
CH-38	50	KY	mm	M. Borde Este, sup.: Relativo Diag. Norte

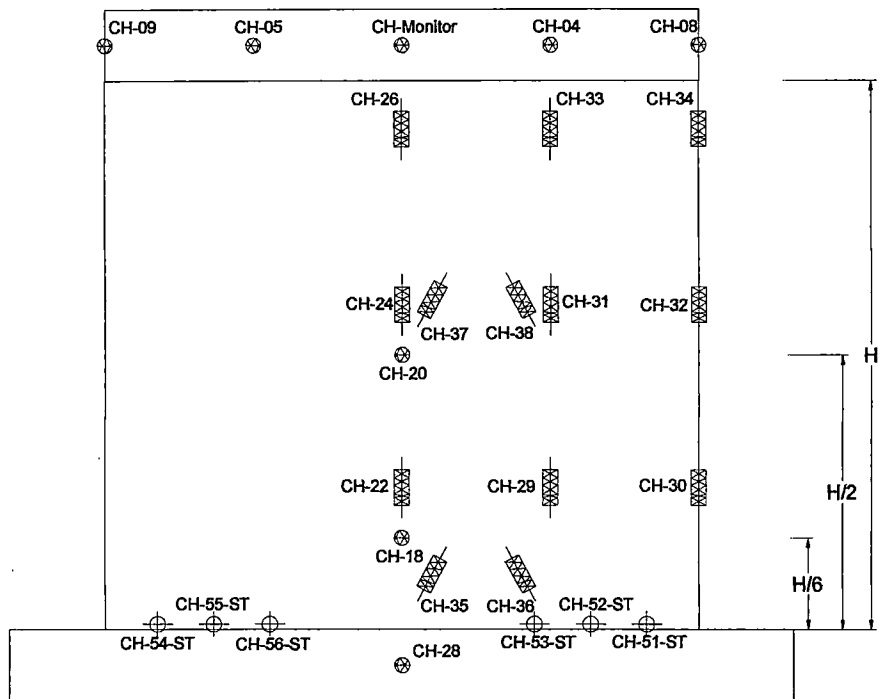
Para ambos especímenes, del canal 00 al 02 se registraron los datos provenientes de las celdas de carga, y del 03 y 38 se registraron los datos provenientes de los transductores, que rastreaban los desplazamientos en diversos puntos del espécimen. Sin embargo, para el espécimen 03, del canal 39 al 54 se registraron las deformaciones que los *strain gages*, pero para el espécimen 04, los canales que registraron las deformaciones de los *strain gages* fueron los del 39 al 48.

Tabla 2.15. Canales de deformímetros para especímenes 03 y 04.

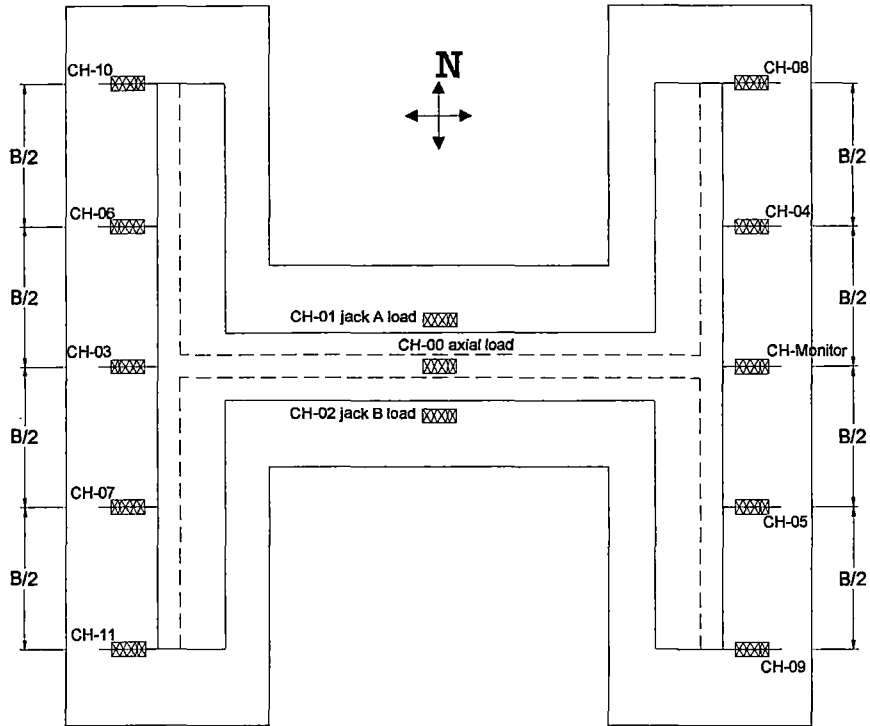
STRAIN GAGES EN ESPÉCIMEN 03				
Canal	Rango	Tipo	Unid.	Descripción
CH-39	2000	gage factor 2.08	μ	M. Central: Varilla 1/2" este
CH-40	2000	gage factor 2.08	μ	M. Central: Alambre vertical dowel este
CH-41	2000	gage factor 2.08	μ	M. Central: Alambre vertical malla este
CH-42	2000	gage factor 2.08	μ	M. Central: Varilla 1/2" oeste
CH-43	2000	gage factor 2.08	μ	M. Central: Alambre vertical dowel oeste
CH-44	2000	gage factor 2.08	μ	M. Central: Alambre vertical malla oeste
CH-45	2000	gage factor 2.08	μ	M. Este: Varilla 1/2" norte
CH-46	2000	gage factor 2.08	μ	M. Este: Alambre vertical dowel norte
CH-47	2000	gage factor 2.13	μ	M. Este: Alambre vertical malla norte
CH-48	2000	gage factor 2.13	μ	M. Este: Varilla 1/2" sur
CH-49	2000	gage factor 2.13	μ	M. Este: Alambre vertical dowel sur
CH-50	2000	gage factor 2.13	μ	M. Este, sur: Alambre vertical malla sur
CH-51	2000	gage factor 2.13	μ	M. Oeste: Varilla 1/2" norte
CH-52	2000	gage factor 2.13	μ	M. Oeste: Alambre vertical dowel norte
CH-53	2000	gage factor 2.13	μ	M. Oeste: Alambre vertical malla norte
CH-54	2000	gage factor 2.13	μ	M. Oeste: Varilla 1/2" sur
CH-55	2000	gage factor 2.13	μ	M. Oeste: Alambre vertical dowel sur
CH-56	2000	gage factor 2.13	μ	M. Oeste: Alambre vertical malla sur
STRAIN GAGES EN ESPÉCIMEN 04				
Canal	Rango	Tipo	Unid.	Descripción
CH-39	2000	gage factor 2.08	μ	M. Central: Varilla 1/2" este
CH-40	2000	gage factor 2.08	μ	M. Central: Alambre vertical dowel este
CH-41	2000	gage factor 2.08	μ	M. Central: Alambre vertical malla este
CH-42	2000	gage factor 2.08	μ	M. Central: Varilla 1/2" oeste
CH-43	2000	gage factor 2.08	μ	M. Central: Alambre vertical dowel oeste
CH-44	2000	gage factor 2.08	μ	M. Central: Alambre vertical malla oeste
CH-45	2000	gage factor 2.08	μ	M. Este: Varilla 1/2" norte
CH-46	2000	gage factor 2.08	μ	M. Oeste: Varilla 1/2" norte
CH-47	2000	gage factor 2.13	μ	M. Este: Varilla 1/2" sur
CH-48	2000	gage factor 2.13	μ	M. Oeste: Varilla 1/2" sur



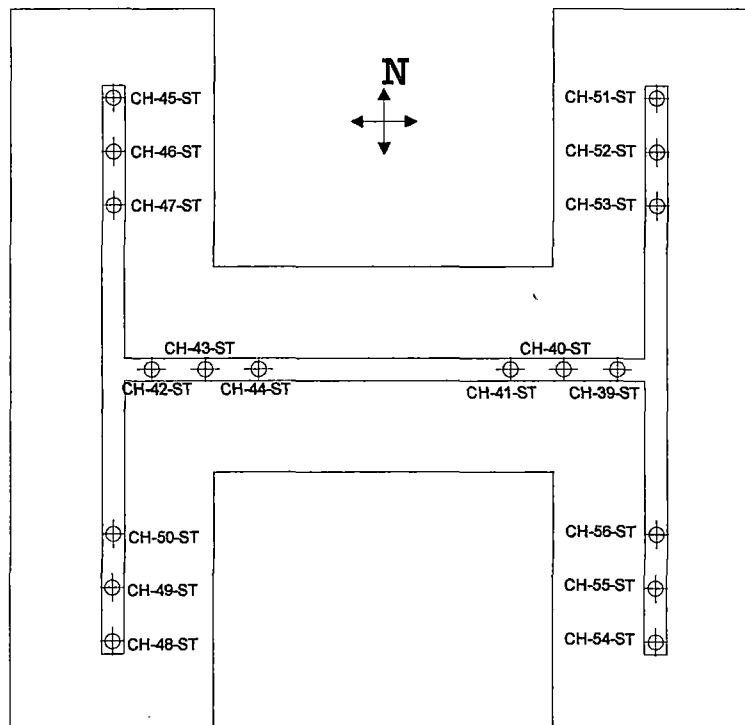
a) Transductores y strain gages en el Muro Central o "alma"



b) Transductores y strain gages en el Muro Este o "Ala"



c) Transductores sobre las vigas del muro



d) Strain gages en el refuerzo en la parte inferior del muro

Figura 2.23. Distribución de transductores y strain gages en espécimen 03.

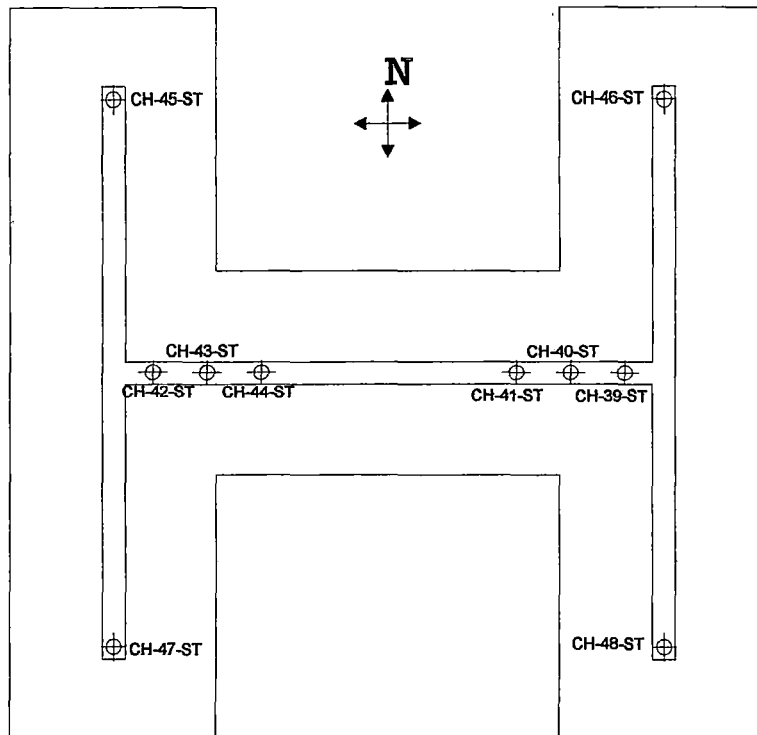


Figura 2.24. Variante en strain gages del espécimen 04 en relación al espécimen 03.

2.8. RESUMEN

Como recapitulación del presente capítulo se puede establecer que los cuatro especímenes antes mencionado, dos de sección rectangular y dos con elementos de borde, fueron sometidos a carga cíclica en ensayos experimentales pseudoestáticos. Las cargas axiales y diversos desplazamientos en diferentes puntos de los especímenes fueron registrados mediante un sistema de transductores y celdas de carga; asimismo, strain gages fueron usados para el registro de las deformaciones en ciertos puntos del acero de refuerzo. De acuerdo a las formulaciones recomendadas por la norma NTE E-060 y el ACI-318, se determinó que los especímenes de sección rectangular deberían fallar por flexión. Asimismo, en el caso de los especímenes de sección transversal "H", tomando en cuenta el ancho efectivo recomendado por la norma NTE E-060 se determinó que el muro fallaría por flexión; sin embargo, usando la recomendación del ACI318 se determinó que la falla sería por fricción en base.

3. RESULTADOS EXPERIMENTALES Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN OBTENIDA

3.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se mostrarán los comportamientos completos de los especímenes en los ensayos experimentales: curvas de histéresis y una descripción de las propagaciones de grietas en cada espécimen. Además, caracterizando la degradación de rigidez de estos especímenes, se mostrará aquí la disipación de energía en los 4 especímenes. Luego se presentará un contraste entre las resistencias y tipos de falla calculados en cada espécimen según las normas NTE E-060 y ACI318, cuyos resultados se mostraron en el capítulo 2, y los resultados experimentales finales de todos estos muros de ductilidad limitada. Finalmente, se realizará una comparación entre los comportamientos de los 4 especímenes ensayados experimentalmente.

3.2. COMPORTAMIENTO DE LOS ESPECÍMENES ENSAYADOS

Todos los especímenes fueron ensayados bajo una carga axial constante de 20 tf y un mismo historial de acciones laterales. Sin embargo, vale hacer la salvedad, mientras los especímenes 01 y 02, figura 3.1, llevaron las gatas que ejercían carga lateral al nivel de la viga de concreto armado sobre el muro, los especímenes 03 y 04, figura 3.2, recibía las cargas impuestas sobre una viga metálica que reposaba en la viga de concreto armado. Es decir, las cargas aplicadas los especímenes 03 y 04 estuvieron a un nivel ligeramente superior al de los especímenes 01 y 02.



Figura 3.1 Muros listos para ser ensayados. Izquierda: Especimen 01. Derecha: Especimen 02.



Figura 3.2. Muros listos para ser ensayados. Izquierda: Espécimen 03. Derecha: Espécimen 04.

3.2.1. Espécimen 01

El espécimen 01 fue sometido a una carga axial de 20 tf aproximadamente constante durante todo el ensayo. Mientras que la acción lateral impuesta muy aproximadamente siguió el esquema presentado en la figura 2.20.

Se muestra la curva de histéresis de este espécimen en la figura 3.3, en las ordenadas se tiene la fuerza horizontal sobre el espécimen que fue la suma de las fuerzas registradas por las celdas de carga en las gatas que aplicaban acción lateral, leídas por el canal 01 y 02 del registrador de datos, y en las abscisas el desplazamiento relativo del muro que fue la diferencia de desplazamientos entre la parte alta del muro, promedio de los datos leídos en los canales 03 y 04, y del cimiento, leído en el canal 15.

Al comienzo del ensayo, cuando se aplicó primero la carga axial de 20 tf, no fueron encontrados indicios de grietas visibles en ninguna parte del espécimen.

Seguido, cuando se aplica la distorsión $1/4167$, 0.588mm, en sus dos ciclos, tampoco se encontraron grietas. La relación fuerza-desplazamiento fue básicamente lineal hasta ese momento.

Asimismo, cuando la acción lateral induce una distorsión de $1/2941$, 0.833 mm, para ambos ciclos, tampoco se registran grietas. Del mismo modo, la respuesta siguió siendo básicamente lineal como puede ser corroborada en la curva de histéresis presentada en figura 3.3.

Después, para la distorsión 1/2105, 1.164 mm, en sus dos etapas de carga y descarga, se formaron unas grietas superficiales, apenas visibles, en la base del cimiento cerca de los talones, figura 3.4. También se forman algunas otras grietas cortas, 10 cm de longitud, en el cimiento y en la conexión perno-viga. Para este nivel de distorsión la respuesta todavía puede ser considerada como lineal.

A continuación, la acción lateral indujo una distorsión de 1/1503, 1.63 mm. Se extendieron las grietas anteriormente formadas en la base; sin embargo, estas grietas apenas llegan hasta los 0.4 y 0.45 mm, figura 3.5. La respuesta comenzó a desarrollar ligeras no-linealidades.

Cuando se generó la distorsión 1/1075, 2.279 mm, para sus dos ciclos, aparecen algunas grietas horizontales a algunos decímetros del cimiento en uno de los extremos, de hasta 0.35 mm de espesor, figura 3.6. A su vez, las anteriores grietas en la base del muro se extienden y engrosan hasta los 0.7 y 0.8 mm. Como es apreciada en la figura 3.3, las no-linealidades para esta distorsión comenzaron a ser notorias y la caída de la rigidez comenzó a apreciarse con facilidad.

Para los dos ciclos correspondientes a la distorsión 1/549, 4.463 mm, múltiples grietas diagonales apuntando hacia la base prosiguieron las grietas horizontales anteriormente formadas a unos decímetros de la base, su grosor aumentó hasta 0.9 mm, figura 3.7. Por otro lado, las grietas en la base siguieron extendiéndose sobre casi toda la base del muro y su grosor llegó hasta 1 mm. Para esta etapa la rigidez había caído considerablemente y las no-linealidades son considerables.

Para el caso de las etapas de carga y descarga en la distorsión 1/280, 8.75 mm, los talones comienzan a aplastarse, pequeños restos de concreto se desprenden de estos. Aparecieron diversas grietas diagonales en el muro, el grosor de estas alcanzaron hasta 1 y 1.2 mm. A la vez, las grietas en la base llegan hasta a los 1.5 y 2 mm, figura 3.8. Para esta etapa de distorsiones la fuerza horizontal apenas aumenta para generar grandes desplazamientos en la parte alta del muro. El muro casi llegó a su resistencia máxima.

En los ciclos en los cuales el espécimen alcanzó 1/200 de distorsión, 12,25 mm, se levantaron los talones, las grietas tuvieron un gran grosor, 2,5 o hasta 3 mm. El desprendimiento de concreto en los talones prosiguió debido a la constante

compresión y tracción que ocurrió en estas zonas. En el alma las grietas diagonales alcanzan 1.5 o 2 mm de grosor, figura 3.9. Para esta distorsión el muro ya casi no necesitó adicional fuerza lateral para seguir deformando el muro y la rigidez siguió disminuyendo.

Finalmente, en la distorsión 1/154, en la cual el espécimen alcanzó un desplazamiento de 15.9 mm en la parte superior, las grietas diagonales en el muro engrosan ligeramente. Adicionalmente, las grietas en la base aumentan hasta 3.5 mm. También se evidencia desprendimiento de concreto a lo largo de toda la base, situación que demuestra que los esfuerzos cortantes en la base son elevados, figura 3.10. La resistencia del muro fue cayendo para este nivel de distorsiones y la falla por corte en la base o cizallamiento fue reconocida.

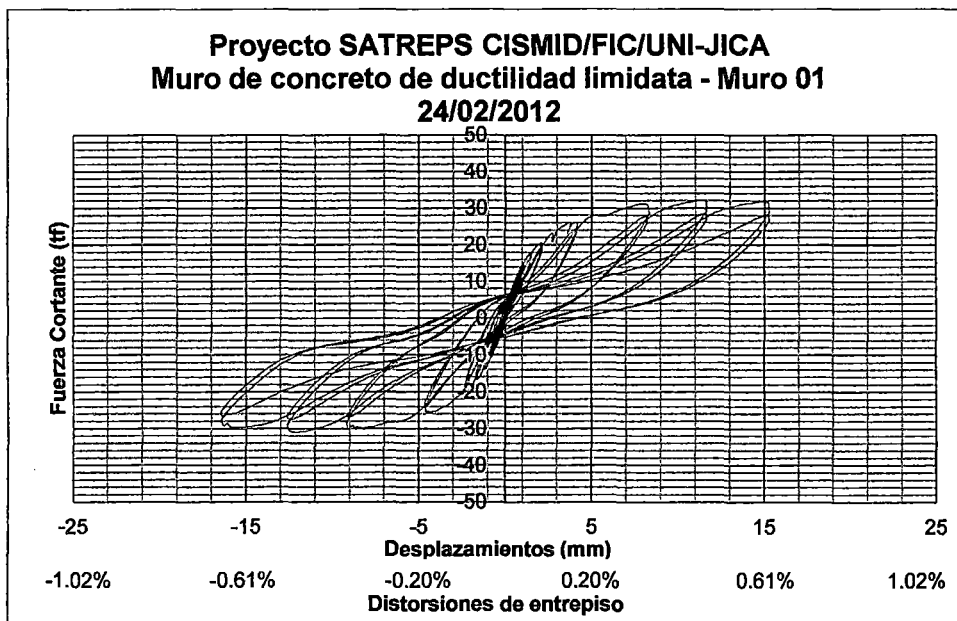


Figura 3.3. Curva de histéresis del espécimen 01.



Figura 3.4. Distorsión 1/2105: Pequeñas grietas en talón y en base del muro.



Figura 3.5. Distorsión 1/1503: Grietas superficiales extendidas en base del muro.



Figura 3.6. Distorsión 1/1075: Izq.: Grietas horizontales. Dcha.: Grietas en base.



Figura 3.7. Distorsión 1/549: Vista sur y norte de grietas diagonales.

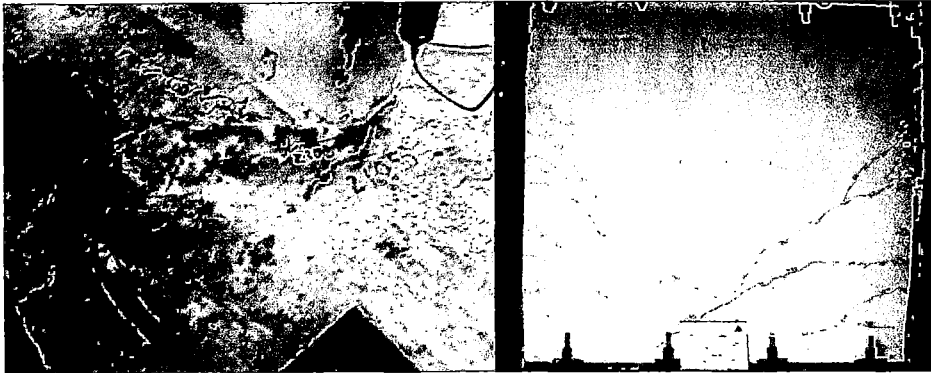


Figura 3.8. Distorsión 1/280: Izq.: Desprendimiento de concreto en talón. Dcha.: Grietas diagonales.

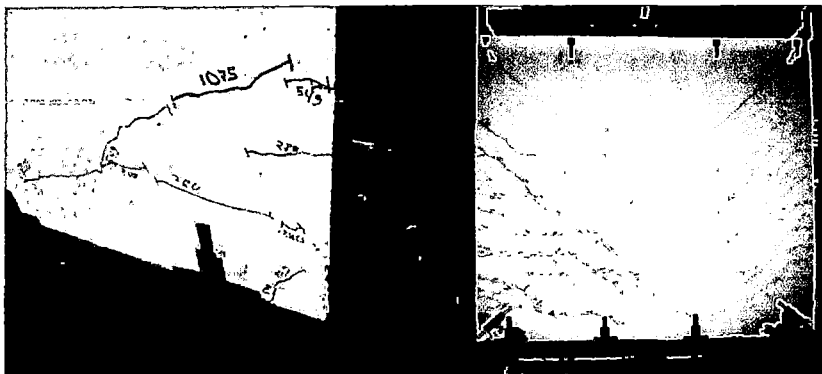


Figura 3.9. Distorsión 1/200: Izq.: Levantamiento de talón. Dcha.: Grietas diagonales.



Figura 3.10. Distorsión 1/154: Desprendimiento de concreto a lo largo de toda la base.

3.2.2. Espécimen 02

El espécimen 02, durante todo el ensayo, fue también expuesto a una carga axial aproximadamente constante de 20 tf. Igualmente, la acción lateral impuesta en la parte superior del muro muy aproximadamente siguió el esquema presentado en la figura 2.20.

Se muestra la curva de histéresis de este espécimen en la figura 3.11, en las ordenadas se tiene la fuerza horizontal sobre el espécimen que fue la suma de las fuerzas registradas por las celdas de carga en las gatas que imponían acción lateral al espécimen, leídas por el canal 01 y 02 del registrador de datos, y en las abscisas el desplazamiento relativo del muro que fue la diferencia de desplazamientos entre la parte alta del muro, promedio de los datos leídos en los canales 03 y 04, y del cimiento, leído en el canal 15.

Iniciando el ensayo, y similarmente al espécimen 01, se aplicó primero la carga axial de 20 tf. Después de aplicada la carga, no fueron encontrados indicios de grietas visibles en ninguna parte del espécimen.

Luego, cuando se aplicó la distorsión $1/4167$, 0,588mm, en sus dos ciclos, tampoco se encontraron grietas. La relación fuerza-desplazamiento, similarmente, fue principalmente lineal hasta este momento.

Seguido, cuando la acción lateral induce una distorsión de $1/2941$, 0,833 mm, para ambos ciclos, tampoco se registraron grietas. Del mismo modo, la respuesta siguió siendo básicamente lineal como puede ser corroborada en la curva de histéresis presentada en figura 3.11.

Después, para la distorsión $1/2105$, 1.164 mm, en sus dos etapas de carga y descarga, se formaron en la base del muro grietas de pequeño grosor menores a 0.05 mm a lo largo de los talones. Para este nivel de distorsión la respuesta todavía pudo ser considerada como lineal.

A continuación, la acción lateral indujo una distorsión de $1/1503$, 1.63 mm. Algunas grietas ligeramente horizontales aparecieron a unos 30 cm sobre el cimiento; sin embargo, estas grietas apenas llegan hasta los 0.3 mm, figura 3.12. Las grietas en la misma base del cimiento se extendieron tenuemente. La respuesta comenzó a desarrollar ligeras no-linealidades.

Cuando se generó la distorsión $1/1075$, 2.279 mm, para sus dos ciclos, algunas grietas diagonales y horizontales aparecieron a unos decímetros de la base de hasta 0.4 mm de espesor, figura 3.13. A su vez, las anteriores grietas en la base del

muro se extendieron y engrosaron hasta 0.7 mm. Como es apreciada en la figura 3.11, la caída de la rigidez comenzó a propagarse con facilidad.

Para los dos ciclos correspondientes a la distorsión 1/549, 4.463 mm, múltiples grietas diagonales y horizontales aparecieron en ambas caras del muro, su grosor llegó hasta 0.85 mm. Asimismo, en una de las caras, diversas grietas se juntaron para formar una gran grieta horizontal en todo lo ancho del muro a unos 50 cm sobre su base, figura 3.14. Por otro lado, las grietas en la base siguieron extendiéndose sobre casi toda la base del muro, y su grosor llegó hasta 1.05 mm. Para esta etapa la rigidez había disminuido largamente y las no-linealidades eran muy considerables.

Para el caso de las etapas de carga y descarga en la distorsión 1/280, 8.75 mm, diversas grietas diagonales en el muro aparecieron súbitamente, el grosor de éstas alcanzaron hasta 1.1 y 1.15 mm. A la vez, las grietas en la base llegaron hasta a los 2 mm, figura 3.15. Para esta etapa de distorsiones la fuerza horizontal apenas aumentaron para generar grandes desplazamientos en la parte alta del muro.

En los ciclos en los cuales el espécimen alcanzó 1/200 de distorsión, 12.25 mm, se levantaron los talones, y las grietas incrementaron grosor hasta 3 mm. Los talones comenzaron a aplastarse, por tanto el concreto empezó a desprenderse. Sólo pocas grietas nuevas aparecieron. En el alma las grietas diagonales alcanzaron 3 mm de grosor, figura 3.16. Para esta distorsión el muro ya casi no necesitó adicional fuerza lateral para seguir deformando el muro y la rigidez siguió disminuyendo.

Últimamente, en la distorsión 1/154, en la cual el espécimen alcanzó un desplazamiento de 15.9 mm en la parte superior, solamente algunas pocas grietas diagonales nuevas aparecieron. Las grietas diagonales anteriores engrosaron ligeramente. Sin embargo, los talones se siguieron levantando y las grietas en la base aumentaron hasta 4 mm. El aplastamiento de uno de los talones dejó expuesta a la varilla que reforzaba el muro, figura 3.17. La resistencia del muro fue cayendo para este nivel de distorsiones y la falla por corte o cizallamiento en la base fue reconocida.

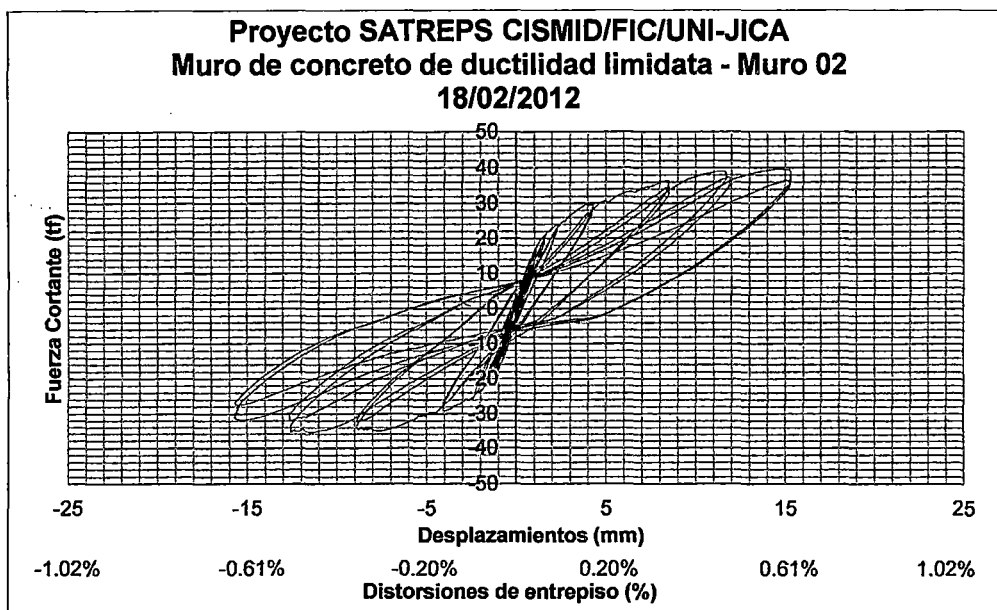


Figura 3.11. Curva de histéresis del espécimen 02.

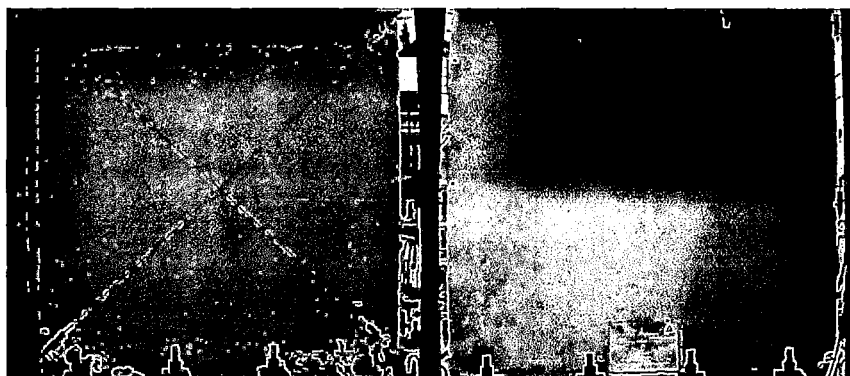


Figura 3.12. Distorsión 1/1503: Vista sur y norte de grietas en muro.



Figura 3.13. Distorsión 1/1075: Grietas horizontales y diagonales en muro.

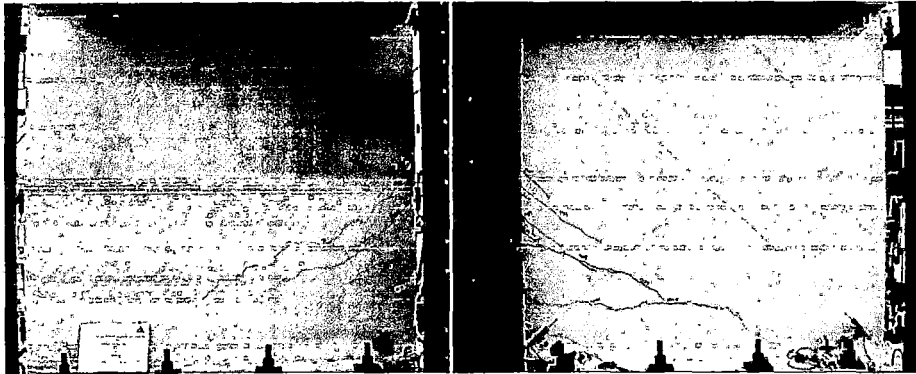


Figura 3.14. Distorsión 1/549: Vistas sur y norte de grietas en muro.

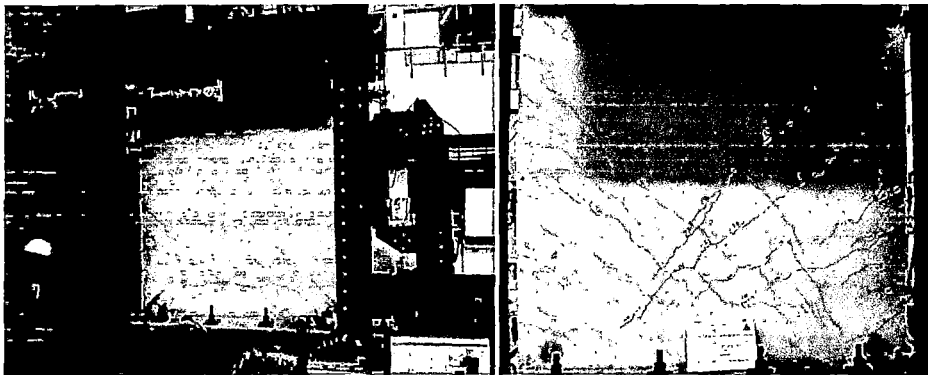


Figura 3.15. Distorsión 1/280: Diversas grietas diagonales en muro.

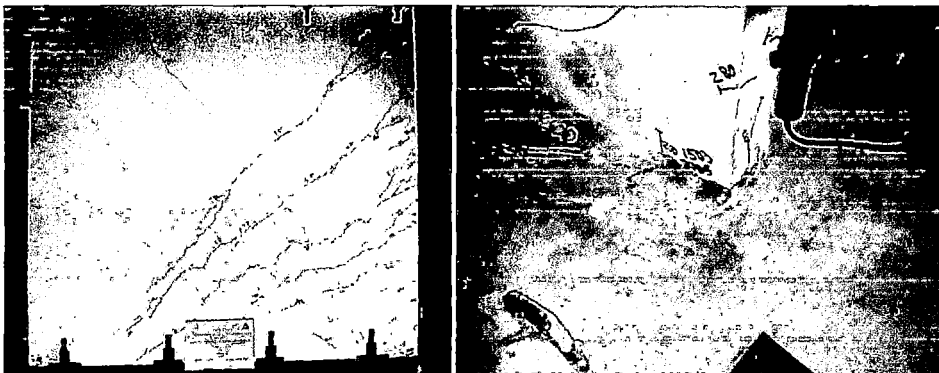


Figura 3.16. Distorsión 1/200: Izq.: Grietas diagonales en muro. Dcha.: Comienzo de aplastamiento de talón.

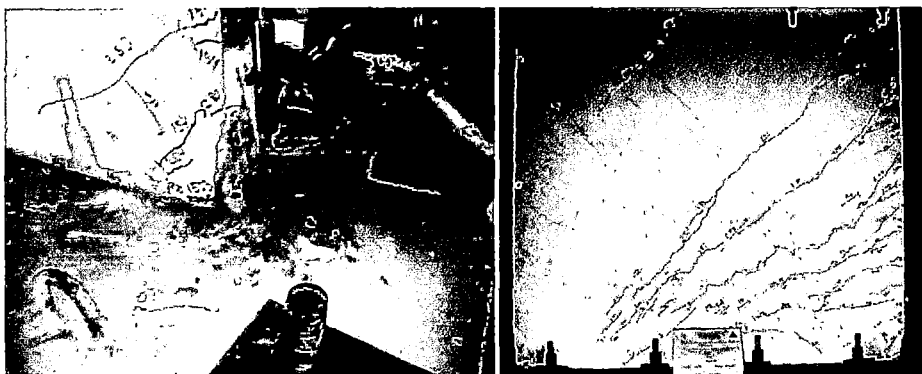


Figura 3.17. Distorsión 1/154: Izq.: Grietas diagonales en muro. Dcha.: Comienzo de aplastamiento de talón.

3.2.3. Espécimen 03

El espécimen 03 fue sometido a una carga axial de 20 tf aproximadamente constante durante todo el ensayo. Con relación a la acción lateral impuesta, se intentó seguir el esquema presentado en la figura 2.20; sin embargo, sólo se logró inducir al muro una distorsión máxima de 1/1075. Esto fue así debido a que, por problemas constructivos, la base no estaba correctamente anclada a la losa de reacción ya que deficiencias constructivas solamente permitieron que pocos pernos fijaran ambos elementos. Como resultado, todo el muro “resbalaba” en demasía cuando se le intentaba aplicar distorsiones más elevadas. Esto puede ser corroborado en la figura 3.18 que muestra la historia de desplazamientos horizontales de la base y de la parte alta del muro, lecturas del canal 28 y 03 del registrador de datos respectivamente.

Se muestra la curva de histéresis de este espécimen en la figura 3.19, en las ordenadas se tiene la fuerza horizontal sobre el espécimen que fue la suma de las fuerzas registradas por las celdas de carga en las gatas que imponían acción lateral al espécimen, leídas por el canal 01 y 02 del registrador de datos, y en las abscisas el desplazamiento relativo del muro que fue la diferencia de desplazamientos de la parte alta del muro y del cimiento, leídos en el canal 03 y 28 respectivamente.

Después de aplicadas las iniciales 20 tf de carga axial no fueron encontrados indicios de grietas visibles en ninguna parte del espécimen.

Seguido, cuando se aplica la distorsión $1/4167$, 0.588mm , en sus dos ciclos, no se registraron grietas en el espécimen. La relación fuerza-desplazamiento fue básicamente lineal hasta este momento.

Luego, cuando la acción lateral induce una distorsión de $1/2941$ sobre el espécimen, 0.833 mm , para ambos ciclos, la respuesta siguió siendo principalmente lineal. Tampoco se encontraron grietas.

Después, para la distorsión $1/2105$, 1.164 mm , la respuesta siguió siendo lineal. Tampoco se encontraron grietas en el espécimen.

A continuación, la acción lateral indujo una distorsión de $1/1503$, 1.63 mm . Se presentaron algunas grietas de poco grosor, menores a 0.05 mm , a unos decímetros sobre cimientado en las alas, figura 3.20. También se tuvieron grietas en la base de las alas. Aún el comportamiento del espécimen se mostró lineal.

Cuando se generó la distorsión $1/1075$, 2.279 mm , para sus dos ciclos, las grietas formadas en la previa distorsión se expandieron y engrosaron ligeramente, 0.1 mm de espesor, tanto en la base como en las alas, figura 3.21. Algunas otras grietas se formaron también. Aún la respuesta pudo ser considerada lineal.

Luego de aplicada esta distorsión se procedió a llevar al muro a niveles de distorsión más elevados como fue propuesto en el programa de ensayo, figura 2.20; sin embargo, los desplazamientos del cimientado fueron tan elevados que excedieron la capacidad de medición del transductor que los registraba. Entonces, a pesar de que se abrieron nuevas grietas en el espécimen, los registros leídos no permitieron caracterizarlas a distorsiones aplicadas ya que solamente se conocía el desplazamiento de la parte alta del muro pero no el de la base. Debido a esta razón se procedió a terminar con el ensayo antes de lo estipulado en la sección 2.6.

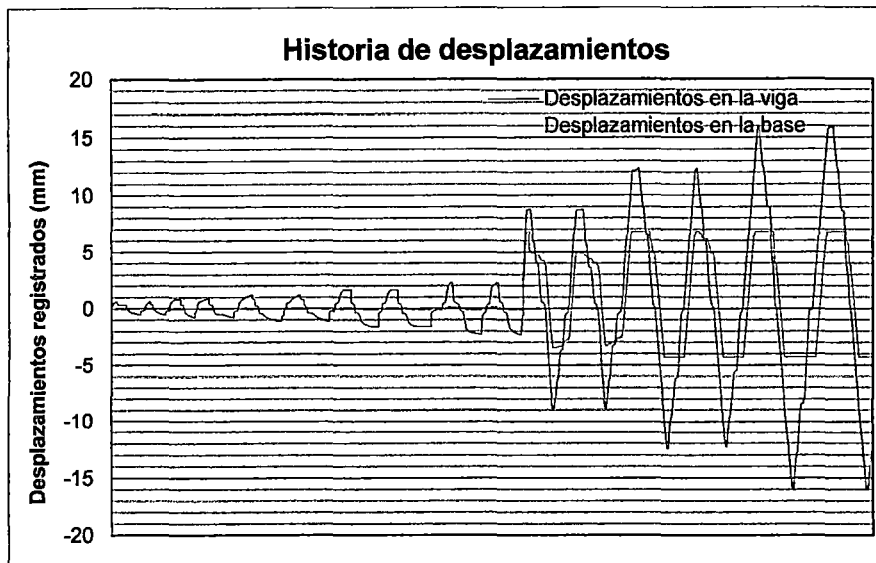


Figura 3.18. Historia de desplazamiento del cimiento y la viga.

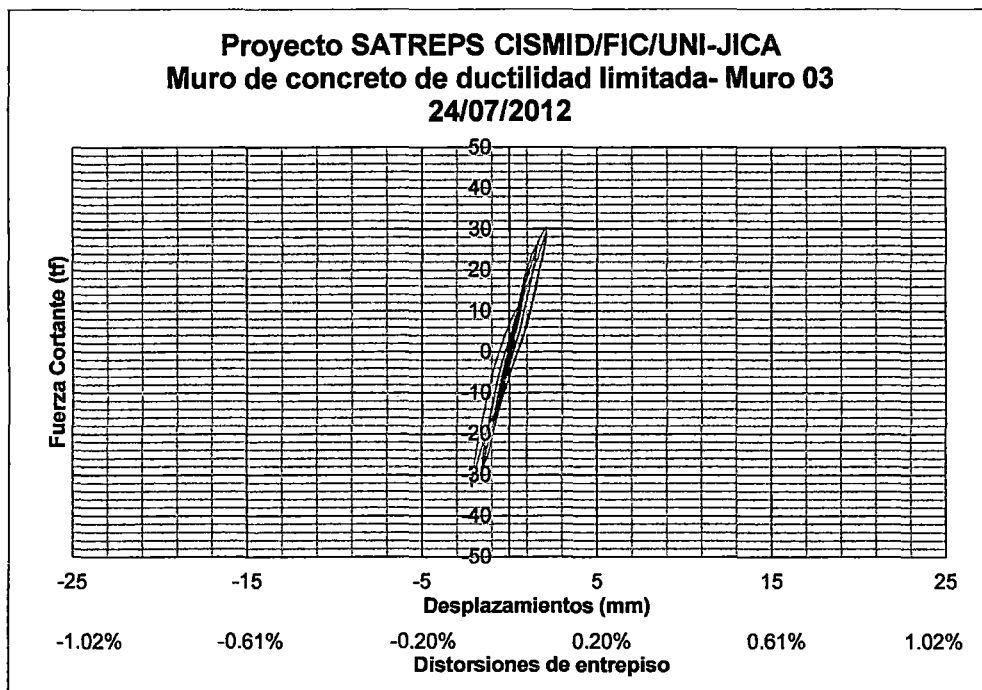


Figura 3.19. Curva de histéresis del espécimen 03.

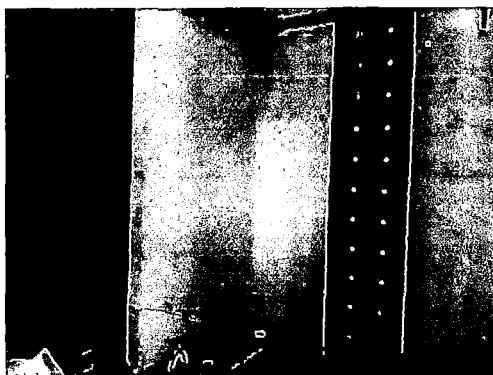


Figura 3.20. Distorsión 1/1503: Grieta en un ala del espécimen.



Figura 3.21. Distorsión 1/1079: Grieta en un ala del espécimen.

3.2.4. Espécimen 04

El espécimen 04 fue sometido a una carga axial de 20 tf aproximadamente constante durante todo el ensayo. La acción lateral impuesta a este muro fue la mostrada en la figura 2.20, pero adicionalmente, debido a que en la última distorsión mostrada en dicha figura (distorsión: 1/154, desplazamiento en la viga de concreto: 15.909 mm) no se alcanzó la resistencia última del espécimen, se aplicó un último ciclo de distorsión de 1/118, desplazamiento de 20.76 mm en la viga de concreto armado.

Se muestra la curva de histéresis de este espécimen en la figura 3.22, en las ordenadas se tiene la fuerza horizontal sobre el espécimen que fue la suma de las fuerzas registradas por las celdas de carga en las gatas que impusieron acción lateral al espécimen, leídas por el canal 01 y 02 en el registrador de datos, y en las abscisas el desplazamiento relativo del muro que fue la diferencia de desplazamientos de la parte alta del muro y del cimiento, leídos en el canal 03 y 28.

Al comienzo del ensayo, cuando se aplicó primero la carga axial de 20 tf, no fueron encontrados indicios de grietas visibles en ninguna parte del espécimen.

Seguido, cuando se aplica la distorsión $1/4167$, 0.588mm, en sus dos ciclos, se registraron pequeñas grietas superficiales en la base de los muros de borde, alas, figura 3.23, mientras que no se apreció ninguna grieta en el alma. La relación fuerza-desplazamiento fue básicamente lineal hasta ese momento.

Luego, cuando la acción lateral induce una distorsión de $1/2941$, 0.833 mm, para ambos ciclos, las grietas en las alas se extendieron a lo largo de casi toda su base. En la parte inferior de los encuentros del muro y sus elementos de borde se visibilizaron pequeñas grietas diagonales, figura 3.24, mientras que grietas a lo largo de la base del alma también aparecieron. Hasta este momento las grietas tuvieron grosor menor a 0.05 mm. Aun así, la respuesta siguió siendo básicamente lineal.

Después, para la distorsión $1/2105$, 1.164 mm, en sus dos etapas de carga y descarga, las grietas anteriormente aparecidas engrosaron hasta valores de entre 0.05 mm y 0.1 mm. Aparecieron grietas ligeramente inclinadas de menos de 0.05 mm de espesor a cerca de un metro desde el cimiento en las alas, figura 3.25. Para este nivel de distorsión la respuesta todavía pudo ser considerada como lineal.

A continuación, la acción lateral indujo una distorsión de $1/1503$, 1.63 mm. Se presentó súbitamente una grieta diagonal en el alma de 0.4 mm de espesor que atravesaba casi toda su extensión, figura 3.26. También se tuvieron grietas diagonales y horizontales en ala a casi media altura. Se apreció el comienzo de una degradación acentuada de la rigidez. La respuesta comenzó a desarrollar no-linealidades considerables.

Cuando se generó la distorsión $1/1075$, 2.279 mm, para sus dos ciclos, la grieta diagonal anterior en el alma aumentó de espesor a 0.65 mm. A su vez, aparecieron otras grietas diagonales, también en el alma en su parte superior. Se presentaron algunas otras grietas horizontales en las alas a media altura, y las grietas anteriores aquí llegaron a 0.4 mm de espesor, figura 3.27. Asimismo, algunas grietas verticales aparecieron en la viga de concreto sobre el alma. Como es apreciada en la figura 4.21, las no-linealidades para esta distorsión comenzaron a ser notorias y la caída de la rigidez comenzó a acentuarse con más rapidez.

Para los dos ciclos correspondientes a la distorsión $1/549$, 4.463 mm, grietas diagonales en ambas direcciones fueron apreciadas atravesando el alma; su espesor fue desde los 0.7 mm hasta los 0.9 mm. Por otro lado, las grietas horizontales en las alas, presentes a media altura, se extendieron en buena parte de su ancho. Se originaron también grietas horizontales en el contacto viga-muro, figura 3.28. Para esta etapa la rigidez había caído considerablemente; para esta distorsión el desplazamiento inducido en la viga fue de casi el doble que el desplazamiento anterior; sin embargo, la fuerza lateral solamente aumentó de 34 tf a 39 tf aproximadamente.

Para el caso de las etapas de carga y descarga en la distorsión $1/280$, 8.75 mm, se extendieron grietas horizontales a lo alto de las alas. Aparecieron nuevas grietas diagonales en el alma, y las grietas diagonales anteriores se engrosaban hasta 0.9 y 0.95 mm. A la vez, una grieta vertical al centro de cada ala apareció desde el cimiento hasta media altura del muro, figura 3.29. Para esta etapa de distorsiones la fuerza horizontal apenas aumentó para generar grandes desplazamientos en la parte alta del muro.

En los ciclos en los cuales el espécimen alcanzó $1/200$ de distorsión, 12.25 mm, se levantaron ligeramente los talones, parte inferior del encuentro del muro con sus elementos de borde, y se registraron más grietas horizontales y diagonales en las alas. El agrietamiento en el talón fue de hasta 1 mm de espesor. En el alma las grietas diagonales alcanzaron 1.5 mm de grosor, figura 3.30. Para esta distorsión el muro disipó bastante energía, hecho que pudo ser apreciado en la gran área que envuelve la curva de histéresis para esta distorsión en la figura 3.22, y se alcanzó prácticamente la fuerza pico que soporta el espécimen.

En la distorsión $1/154$, en la cual el espécimen alcanzó un desplazamiento de 15.9 mm en la parte superior, las grietas engrosaron hasta 1.6 mm en la parte inferior del alma, e incluso hasta 2 mm en el centro del alma, figura 3.31. El agrietamiento en el talón tuvo un espesor de hasta 3 mm. Varias grietas se formaron en el cimiento. Para desplazar a la estructura casi las gatas no necesitaron incrementar su fuerza.

Finalmente, debido a que la estructura aún no manifestaba una caída de su resistencia se procedió a inducir en el espécimen una distorsión de $1/118$, 20.76 mm. Para este nivel de distorsión se obtuvo aberturas de hasta 5 mm en el alma. En

los talones se generaron más grietas, y las anteriores se engrosaron a 3.5 mm; además se pudo apreciar también un ligero aplastamiento de los talones, figura 3.32. La resistencia del muro cayó para este nivel de desplazamientos.

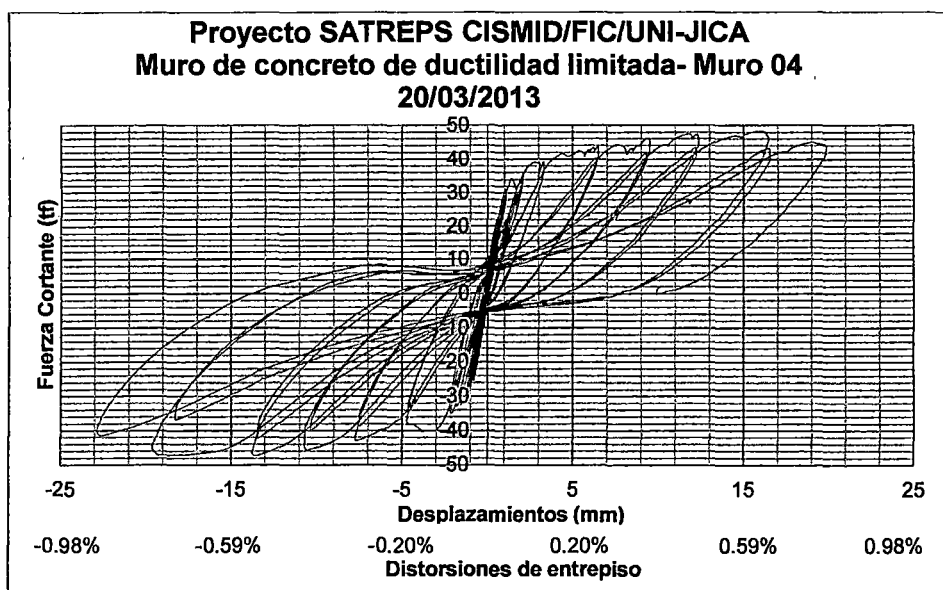


Figura 3.22. Curva de histéresis del espécimen 04.



Figura 3.23. Distorsión 1/4167: Izq.: Grieta en ala este. Dcha.: Grieta en el ala oeste.

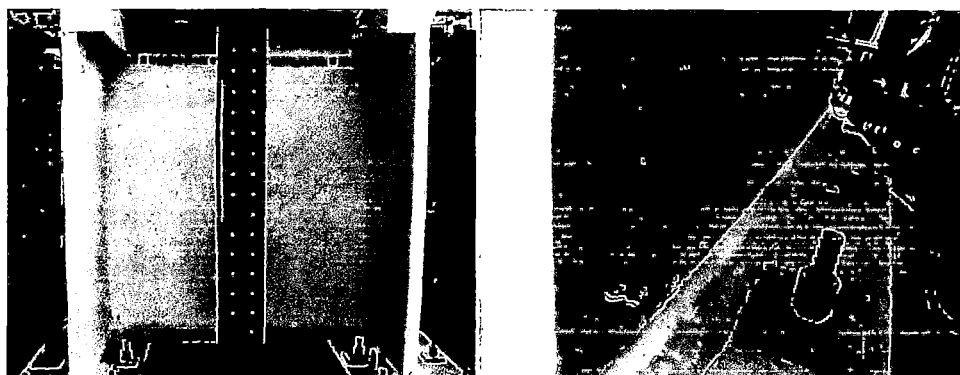


Figura 3.24. Distorsión 1/2941: Izq.: Grieta en base del alma. Dcha.: Grieta en ala oeste.



Figura 3.25. Distorsión 1/2105: Vistas del ala este.

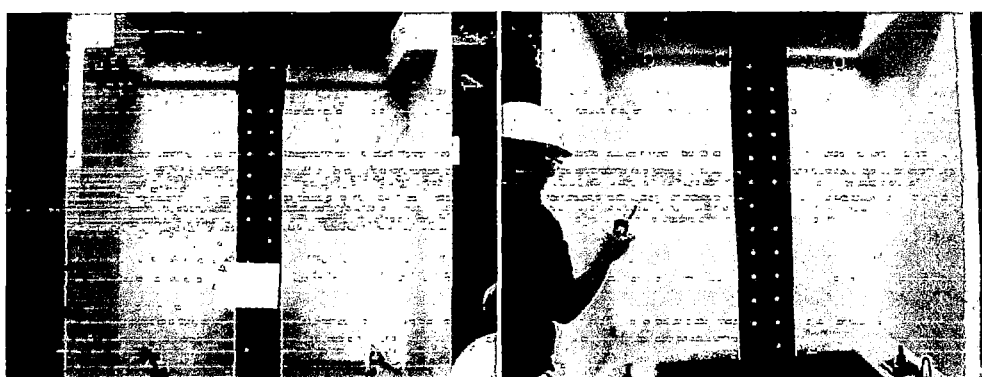


Figura 3.26. Distorsión 1/1503: Vistas norte y sur de grieta diagonal en el alma.

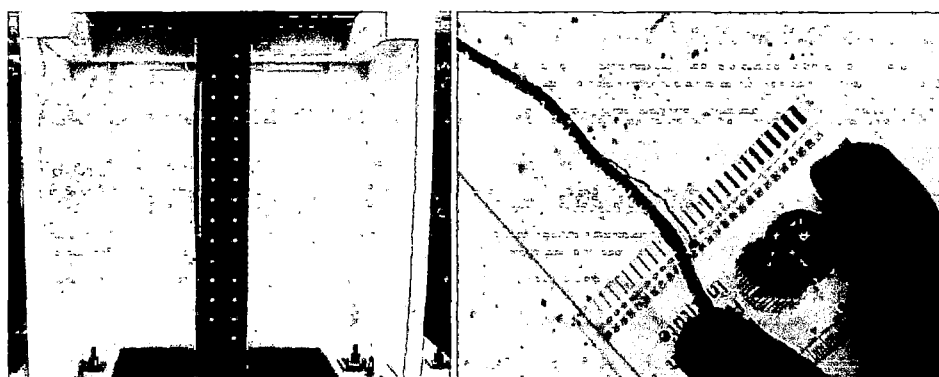


Figura 3.27. Distorsión 1/1075: Izq.: Vista sur, grieta diagonal en alma. Dcha.: Grosor de grieta.



Figura 3.28. Distorsión 1/549: Vista sur y norte de las grietas en alma.



Figura 3.29. Distorsión 1/280: Izq.: Vista ala este. Dcha.: Vista sur alma.



Figura 3.30. Distorsión 1/200: Vista sur y norte de las grietas en alma.

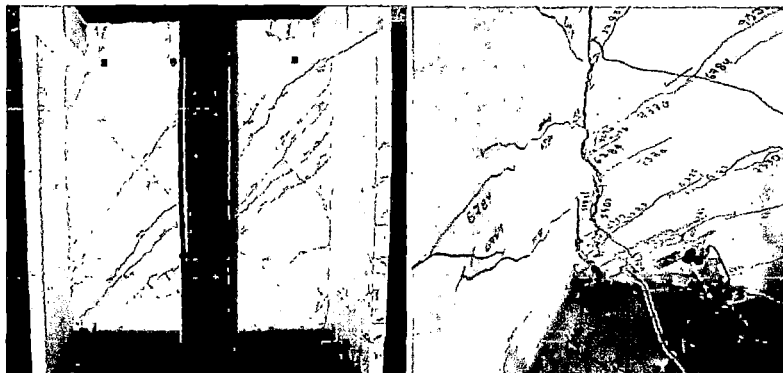


Figura 3.31. Distorsión 1/154: Vista sur y norte de las grietas en el alma.



Figura 3.32. Distorsión 1/118: Vista del alma y el ala al final del ensayo.

3.3. DISTRIBUCIÓN DE DAÑO Y PATRONES DE GRIETAS DE LOS ESPECÍMENES ENSAYADOS

En cada uno de los ensayos se utilizaron diferentes colores de marcador para resaltar las grietas y diferenciar entre las que se abrían cuando las gatas empujaban y jalaban. A continuación se presenta detalladamente la propagación de grietas y se describe el modo de falla de los especímenes 01, 02 y 04. Debido al problema ya comentado con el espécimen 03, corrimiento de su base que impidió llevar al este muro hasta su falla, no se consiguieron los datos suficientes para describir al detalle su modo de falla ni su historia de propagación de grietas como para los demás especímenes.

3.3.1. Especimen 01

La historia de la propagación de las grietas en este espécimen, figura 3.33, muestran varias fisuras diagonales. Esto indica, como fue esperado, que los esfuerzos cortantes fueron bastante elevados en el muro. A lo largo del ensayo la apertura de grietas provocaba que el muro disipase cada vez más energía; esto puede ser claramente apreciado en la curva de histéresis mostrada en la figura 3.3. Asimismo, la concentración de daño se produjo principalmente a lo largo de la base con mayor incidencia en los talones. Finalmente, el muro falla por cizallamiento a lo largo de la base.

3.3.2. Especimen 02

Como era de esperarse, por su igualdad al espécimen 01 tanto en geometría, distribución de acero de refuerzo y resistencia a la compresión especificada del concreto, el espécimen 02 se comporta similarmente al 01. Se tuvieron patrones parecidos de grietas, figura 3.34, con prevalencia de grietas diagonales que evidenciaron altos esfuerzos cortantes, y con una gran grieta horizontal en la base del muro que manifestaba una falla por cizallamiento. Los talones tuvieron gran daño y mostraron aplastamiento del concreto. Igualmente, este muro disipó gran energía a través de la apertura de sus grietas.

3.3.3. Especimen 03

Básicamente se cubrió solamente el rango lineal de este espécimen, como se apreció en la anterior figura 3.19. Se manifestó la aparición de algunas grietas en la base y otras horizontales, apenas visibles, en las alas, como muestran las imágenes 4.19 y 4.20, durante el ensayo.

3.3.4. Especimen 04

La historia de propagación de grietas de este espécimen se muestra en la figura 3.35. A lo largo del ensayo múltiples grietas diagonales cruzando toda el alma del espécimen indicaron la presencia de altos esfuerzos cortantes. Los talones del alma también sufrieron gran daño debido a los ciclos de carga y descarga, evidenciado por el desprendimiento del concreto en esta zona. A pesar de que también se formaron grietas importantes a lo largo de la base del alma y de las alas, este espécimen falló finalmente por cortante a través de las prominentes grietas diagonales que se formaron en el alma.

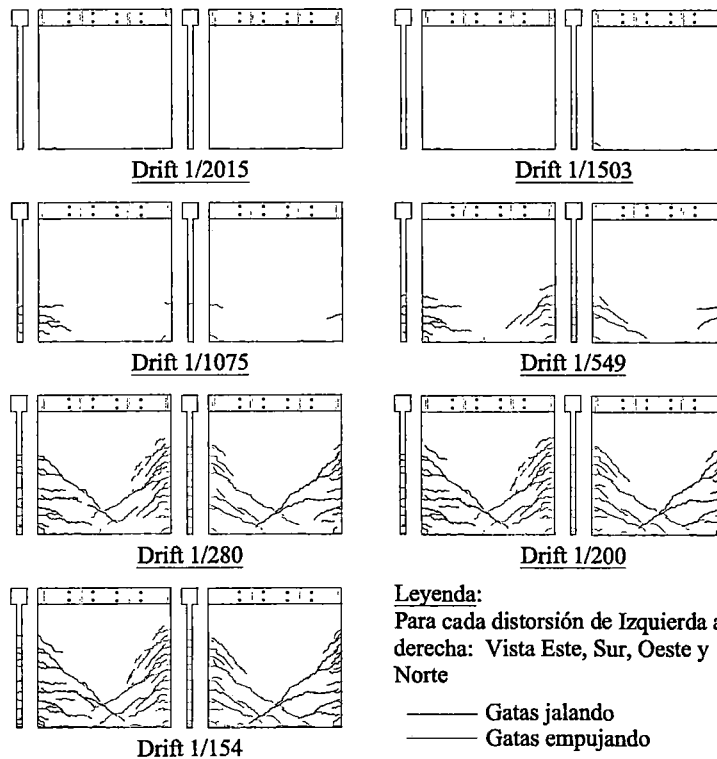


Figura 3.33. Propagación de grietas en espécimen 01.

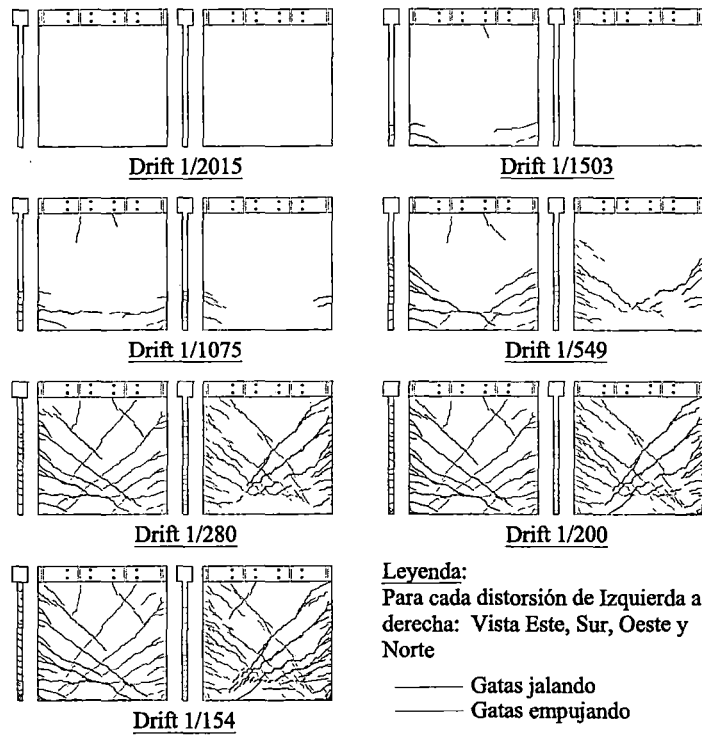


Figura 3.34. Propagación de grietas en espécimen 02.

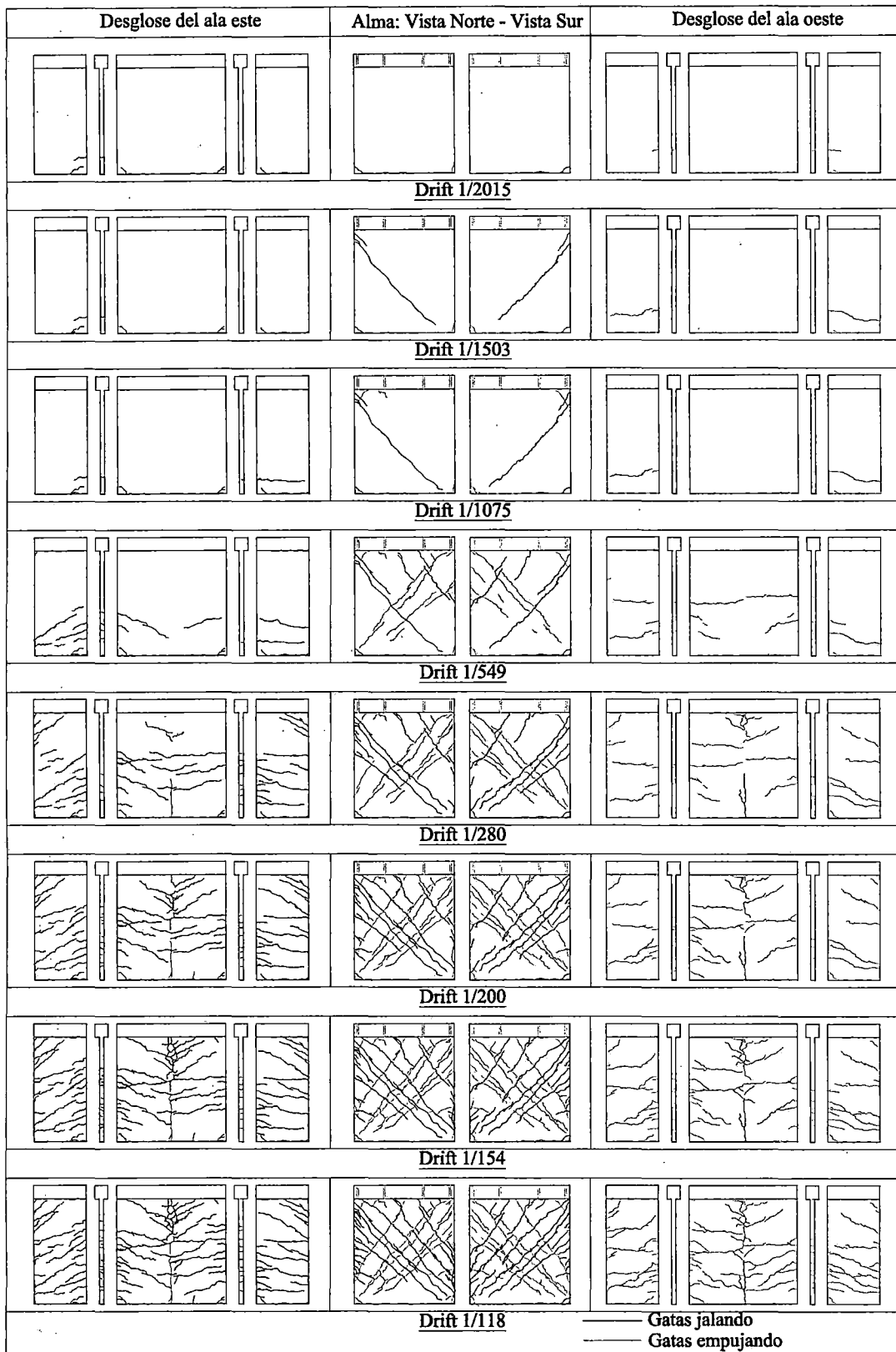


Figura 3.35. Propagación de grietas en espécimen 04.

3.4. DISIPACIÓN DE ENERGÍA

El comportamiento de cada espécimen muestra que la disipación de energía, computada como el área dentro del lazo que hace la curva de histéresis para una determinada distorsión, aumenta conforme las distorsiones crecen. Esta energía liberada es fundamentalmente resultado de las serie de grietas que se forman en los especímenes en cada etapa de carga. La tabla 3.1 muestra los valores de la energía disipada para cada etapa de los ensayos.

Tabla 3.1. Energía disipada por los especímenes en cada etapa de carga.

Distorsión	Energía Disipada (tf:mm)							
	Muro 1		Muro 2		Muro 3		Muro 4	
	1º ciclo	2º ciclo	1º ciclo	2º ciclo	1º ciclo	2º ciclo	1º ciclo	2º ciclo
1/4167	2.44	2.04	2.65	2.26	1.48	1.48	5.63	3.61
1/2941	3.70	2.95	4.21	3.46	2.75	2.53	6.85	7.00
1/2105	7.80	5.65	7.39	6.58	6.16	5.96	12.61	10.71
1/1503	13.06	9.87	14.49	8.05	18.34	14.94	32.50	25.97
1/1075	23.17	17.84	23.71	18.40	40.46	37.24	33.10	29.76
1/549	81.90	52.96	79.24	50.62			145.21	68.90
1/280	225.88	132.29	237.35	154.06			337.32	217.27
1/200	268.99	197.46	309.16	255.89			409.71	332.45
1/154	359.31	276.80	437.88	355.10			759.12	545.21
1/118							794.18	

Igualmente, la disipación de energía puede ser expresada en términos de amortiguamiento. La idea básica consiste en igualar la energía disipada por la estructura en un lazo de histéresis a la hipotética energía disipada por un sistema elástico viscosamente amortiguado, de igual rigidez promedio que la estructura. La gráfica 3.36 muestra esta idea, y la expresión 3.1 sirve para el cálculo de este amortiguamiento viscoso equivalente. La tabla 3.2 muestra estos amortiguamientos y la figura 3.37 muestra la evolución de los amortiguamientos para los primeros ciclos en cada distorsión alcanzada para los 4 especímenes.

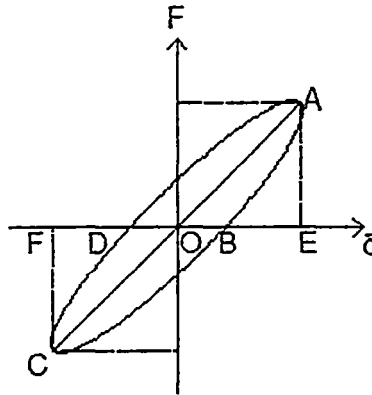


Figura 3.36. Esquema para el cálculo de amortiguamiento equivalente.

$$\beta_{equiv} \equiv \frac{1}{2\pi} \times \frac{\text{Árealazo}(ABCD)}{\Delta OAE + \Delta OCF} \equiv \frac{1}{2\pi} \times \frac{\Delta W}{W} \quad (3.1)$$

Tabla 3.2. Amortiguamiento viscoso equivalente de los especímenes en cada etapa de carga.

Distorsión	Amortiguamiento Viscoso Equivalente							
	Muro 1		Muro 2		Muro 3		Muro 4	
	1º ciclo	2º ciclo	1º ciclo	2º ciclo	1º ciclo	2º ciclo	1º ciclo	2º ciclo
1/4167	10%	7%	7%	6%	4%	4%	7%	5%
1/2941	6%	5%	6%	5%	4%	3%	5%	6%
1/2105	8%	6%	6%	5%	4%	4%	6%	5%
1/1503	8%	6%	7%	6%	7%	6%	10%	7%
1/1075	8%	7%	7%	6%	10%	9%	7%	7%
1/549	12%	8%	10%	7%			15%	8%
1/280	14%	9%	13%	8%			12%	9%
1/200	11%	9%	11%	10%			11%	10%
1/154	12%	10%	13%	11%			14%	12%
1/118							14%	

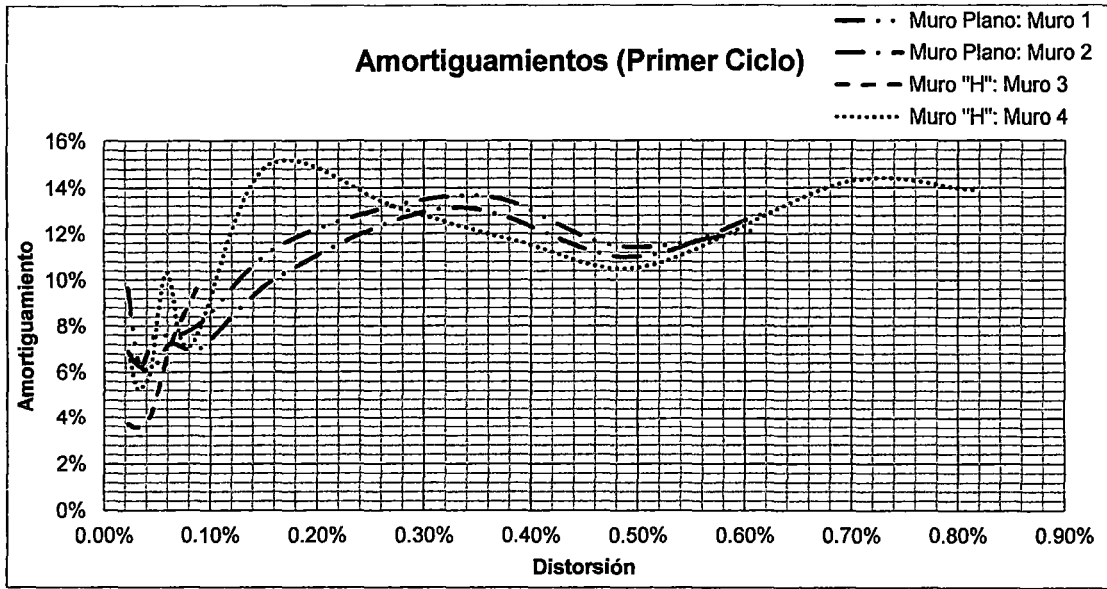


Figura 3.37. Evolución de amortiguamientos viscosos equivalentes para los 4 especímenes (Primer ciclo)

El daño que la estructura recibe también se manifiesta a modo de degradación de rigidez. Inicialmente todos los especímenes muestran un comportamiento prácticamente lineal; sin embargo, luego de la distorsión 1/1503, la rigidez cae fuertemente y las no linealidades se desarrollan intensamente. La tabla 3.3 muestra la rigidez secante obtenida de los ensayos de los especímenes para los picos de distorsión alcanzados por cada ciclo de acción lateral. Para el cálculo de esta rigidez para cada ciclo se identificó y se operó tal como indica la figura 3.38 y la ecuación 3.2. La tabla 3.3 muestra la historia de las rigideces para cada espécimen para cada ciclo de carga y la figura 4.39 expone una gráfica comparativa de la historia de las rigideces de los especímenes para el primer ciclo de carga.

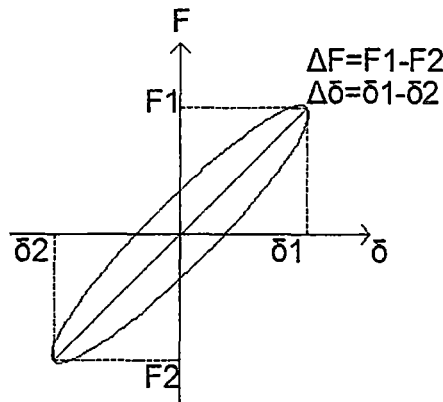


Figura 3.38. Esquema típico de ciclo de carga.

$$k = \frac{\Delta F}{\Delta \delta} \quad (3.2)$$

Tabla 3.3. Rigidez secante de los especímenes en cada etapa de carga.

Distorsión	Rigidez (tf/mm)							
	Muro 1		Muro 2		Muro 3		Muro 4	
	1º ciclo	2º ciclo	1º ciclo	2º ciclo	1º ciclo	2º ciclo	1º ciclo	2º ciclo
1/4167	13.79	15.19	19.74	19.66	20.73	20.97	35.27	34.20
1/2941	14.21	13.60	18.78	18.19	20.77	21.07	32.29	30.49
1/2105	11.77	11.58	15.82	15.27	19.98	20.23	27.14	25.99
1/1503	10.77	10.34	13.34	13.06	17.30	17.81	22.42	18.11
1/1075	9.11	8.61	10.87	10.42	14.33	14.94	16.70	15.82
1/549	6.02	5.56	7.09	6.70			9.91	8.95
1/280	3.61	3.10	4.45	3.87			4.61	4.18
1/200	2.69	2.33	3.12	2.85			3.67	3.35
1/154	2.04	1.75	2.36	2.07			2.71	2.31
1/118							2.08	

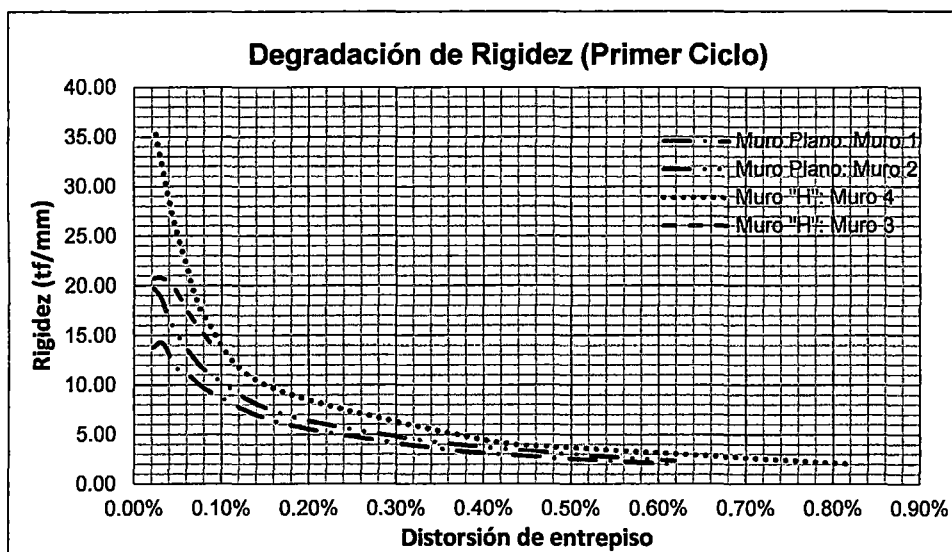


Figura 3.39. Evolución de rigideces secantes para los 4 especímenes (Primer ciclo)

3.5. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO CALCULADO

La falla característica de ambos muros de sección rectangular, como se mencionó anteriormente, fue por corte en la base. Estos muros perdieron rápidamente rigidez debido a las múltiples grietas que se formaron; también, en ambos especímenes, se presentaron grandes y progresivos daños en los talones.

Sin embargo, de la tabla 2.11 donde se resumió, según las fórmulas que se usan para el diseño estructural y las contemplaciones del ACI-318 y la NTP E-060, las resistencias a la flexión, a la fuerza cortante, y la fricción en la base que se esperaban de éstos especímenes considerando los ya relatados datos de las propiedades del concreto y del acero que se encontraron en el laboratorio se esperaba que el muro falle por flexión. La figura 3.40 muestra esta comparación junto a las envolventes de las curvas de histéresis para los muros de sección rectangular, espécimen 01 y 02.

El hecho de que los muros de sección rectangular fallasen finalmente por cizallamiento en la base, cuando se predijo una falla por flexión según las fórmulas conocidas de diseño, no es una total contradicción debido a que antes de la falla final, en los ensayos experimentales de estos especímenes, se observó desprendimiento de concreto en los talones, lo que evidenciaba que la deformación de compresión del concreto en estas fibras extremas era muy elevada y muy probablemente mayor a 0.003, deformación para la cual se asume falla en el cálculo de la resistencia a la flexión. Después de este gran desgaste en la base, evidenciado por estas grandes deformaciones en los talones que provocaron la fluencia del acero y llevaron al límite las deformaciones del concreto, y más aún, tomando en cuenta que los ciclos de carga y descargas fatigan y debilitan intensamente al concreto, es muy razonable considerar que la resistencia a la fricción en la base se fue reduciendo progresivamente hasta que el espécimen falla finalmente por esta última causa.

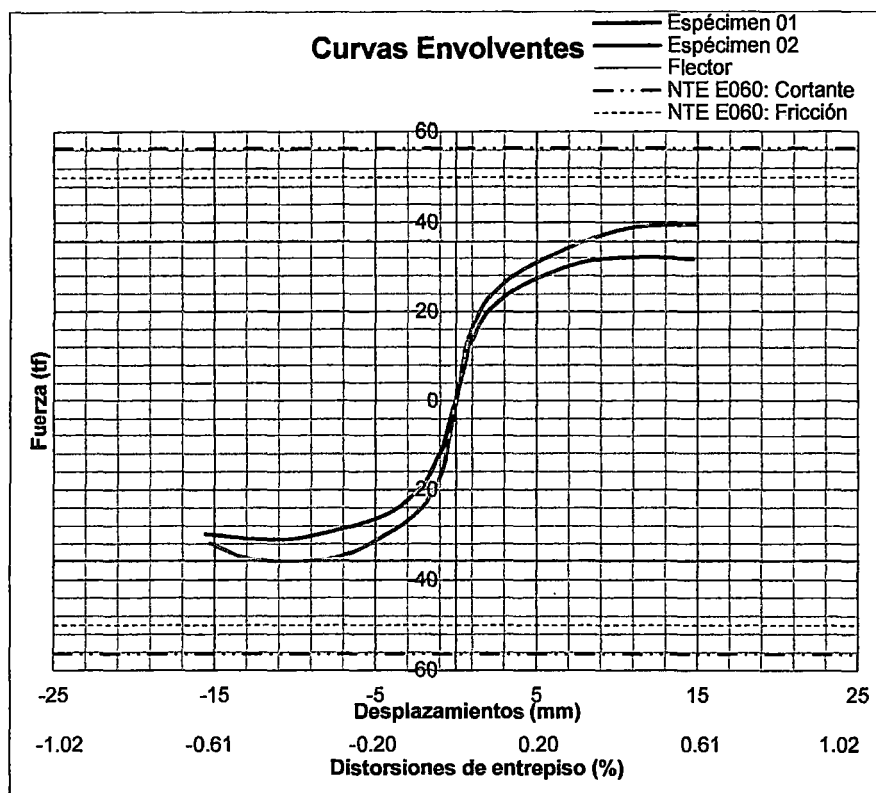


Figura 3.40. Comparación de curvas envolventes de especímenes 01 y 02 y sus resistencias calculadas.

En el caso de los muros de sección transversal "H" se pudo analizar el comportamiento calculado solamente del espécimen 04 debido a que, como reiteradamente ha sido mencionado, no se llevó al espécimen 03 a su estado último. El muro 04 falla al final del ensayo por corte, esto se manifestó por las múltiples grietas diagonales en el alma y unas grietas verticales al centro de las alas que demuestran que el alma empuja a las alas fuera del plano de estas últimas. Sin embargo, también se deben mencionar que los talones del alma sufren bastante daño, el concreto se llega al aplastamiento en esta zona debido a las intensas deformaciones y a los ciclos de carga y descarga, y además, a lo largo de la base también se notan grietas de considerable grosor.

La gráfica 4.41 muestra la comparación de la envolvente de la curva de histéresis del espécimen 04 con las resistencias a la fricción en la base, a la flexión, según el ancho efectivo recomendado por la norma E 060, y a la fuerza cortante calculadas en el subcapítulo 2.4, tabla 2.11. Esta comparación es interesante por evidencia especialmente lo contraproducente que puede resultar al elegir un ancho efectivo tan conservador como el que la norma E 060 recomienda. A pesar que se predijo

una falla por flexión, el muro falló por cortante debido a que la resistencia a la flexión se calculó con un ancho efectivo mucho menor al que desarrolló el muro de ductilidad limitada en el experimento, lo cual en la práctica haría que la estructura carezca de buena ductilidad que finalmente pueda permitirle cumplir con las filosofías de diseño sismorresistente. Vale la pena aclarar que habiendo calculado una resistencia a la fricción menor a la resistencia al cortante, para esta resistencia a la fricción solamente se tomó en cuenta el aporte del acero del alma; entonces, es muy razonable considerar que en el ensayo experimental, el refuerzo de las alas hayan contribuido a incrementar la resistencia a la fricción en la base de todo el espécimen, y que el muro falle finalmente por fuerza cortante. Interesantemente al multiplicar la acción lateral máxima alcanzada por este espécimen, 48 tf en las gatas hidráulicas, por la altura desde la parte más baja del muro hasta el lugar en las vigas metálicas donde fueron aplicadas las cargas laterales, 2.75m, se obtiene el momento máximo impuesto al espécimen, 132 tf-m. Este valor es muy cercano al encontrado en el diagrama de interacción calculado en la sección 2.4.3 cuando se usa tanto en compresión como en tracción un ancho efectivo según la recomendación del ACI318-11; teniendo 55% de la altura como ancho efectivo se obtuvo 128.5 tf-m como momento resistente cuando la carga axial sobre el espécimen era de 20tf. Sin embargo, este espécimen en el ensayo experimental no necesariamente a desarrollado toda la amplitud que puede alcanzar el ancho efectivo ya que, como se ha mencionado previamente, este muro falló por corte sin desarrollar todo su potencial por flexión, y por lo tanto, garantizando una mayor resistencia al corte, este espécimen hubiese podido alcanzar una resistencia más elevada, que se hubiese sustentado en un aporte de un ancho efectivo mayor aún al recomendado por el ACI318.

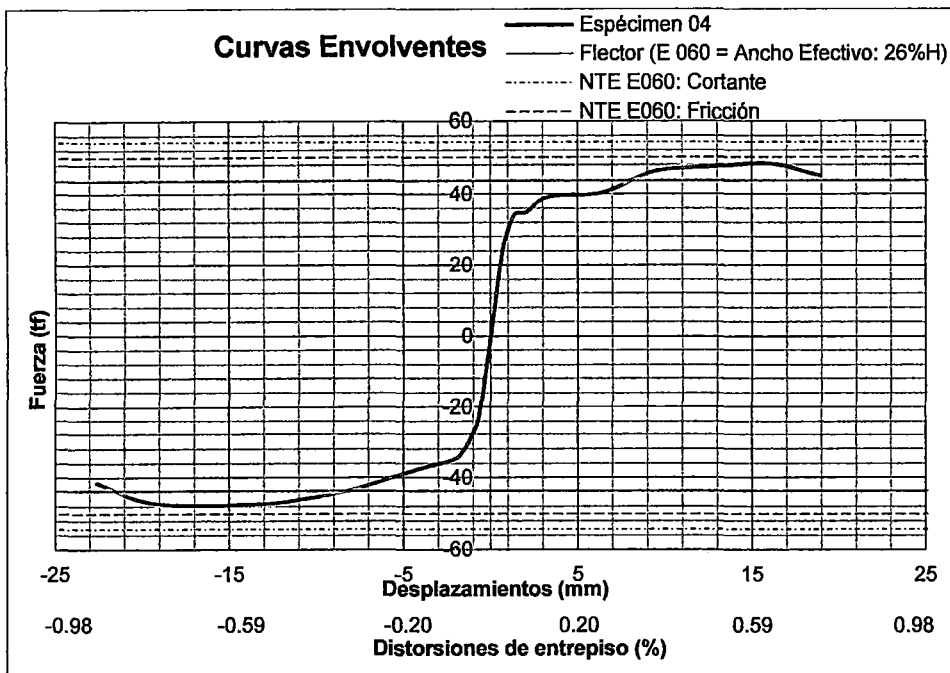


Figura 3.41. Comparación de curva envolventes del espécimen 04 y sus resistencias calculadas.

3.6. COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ENTRE ESPECÍMENES

Para contrastar los comportamientos de los muros de sección rectangular con los muros de sección transversal "H", se cotejaron los promedios de los resultados de los especímenes 01 y 02 con los resultados del espécimen 04. Se podría argumentar que no es completamente válido comparar a éstos especímenes debido a que los muros de sección rectangular provinieron de un vaciado de concreto que arrojó muestras que alcanzaron una resistencia a la compresión promedio de 246.5 kgf/cm^2 , tabla 2.4, mientras que para el espécimen 04, producto de un vaciado de concreto distinto, se obtuvo 214.3 kgf/cm^2 , tabla 2.5. Sin embargo, al ser esta diferencia muy pequeña desde un punto de vista ingenieril, de alrededor del 10% una de otra, examinar las diferencias en comportamiento de estos especímenes resulta muy importante para esbozar conclusiones acerca del aporte de los elementos de bordes en muros de ductilidad limitada.

De la tabla 3.2 y 3.3, donde se obtuvieron respectivamente los amortiguamientos viscosos equivalentes y las rigideces secantes de todos los especímenes a lo largo de la historia de distorsiones a las que estos elementos estructurales fueron sometidos, se halló la relación de rigideces y de amortiguamientos de los resultados del espécimen 04 con los promedios de los respectivos resultados de los

especímenes de sección rectangular, 01 y 02. La tabla 3.4 muestra estos valores de relaciones entre los amortiguamientos viscosos equivalentes y las rigideces secantes de los muros de sección transversal rectangular y el de sección transversal "H", mientras que la figuras 3.42, relación de amortiguamientos, y 3.43, relación de rigideces secantes, muestran las gráficas de estas relaciones a lo largo de la historia de distorsiones.

Tabla 3.4. Relaciones de amortiguamientos y rigideces entre los especímenes de sección rectangular y los de sección tipo "H".

Distorsión	Relación de amortiguamientos		Relación de rigideces	
	$\frac{\beta_{muro04}}{(\beta_{muro01} + \beta_{muro02})/2}$		$\frac{k_{muro04}}{(k_{muro01} + k_{muro02})/2}$	
	1º ciclo	2º ciclo	1º ciclo	2º ciclo
1/4167	0.79	0.73	2.10	1.96
1/2941	0.83	1.09	1.96	1.92
1/2105	0.87	0.98	1.97	1.94
1/1503	1.40	1.26	1.86	1.55
1/1075	0.95	1.06	1.67	1.66
1/549	1.35	1.03	1.51	1.46
1/280	0.87	0.98	1.14	1.20
1/200	0.94	1.02	1.26	1.29
1/154	1.13	1.15	1.23	1.21

Se puede notar de la tabla 3.4 que la relación de amortiguamientos siempre está cerca a uno y no existe tendencia definida ni al incremento ni al decremento de esta relación conforme las distorsiones se incrementan. Se puede esbozar entonces que el amortiguamiento viscoso equivalente no se influencia por los elementos de borde. En el caso de las relaciones de rigideces secantes, inicialmente, cuando los especímenes aún siguen trayectorias prácticamente lineales y elásticas, el muro de sección transversal "H" alcanza al doble de rigidez secante que los muros de sección rectangular; sin embargo, conforme las distorsiones aumentan, esta relación va decayendo progresivamente hasta alcanzar un valor de alrededor de 1.2 para una distorsión de 1/154.

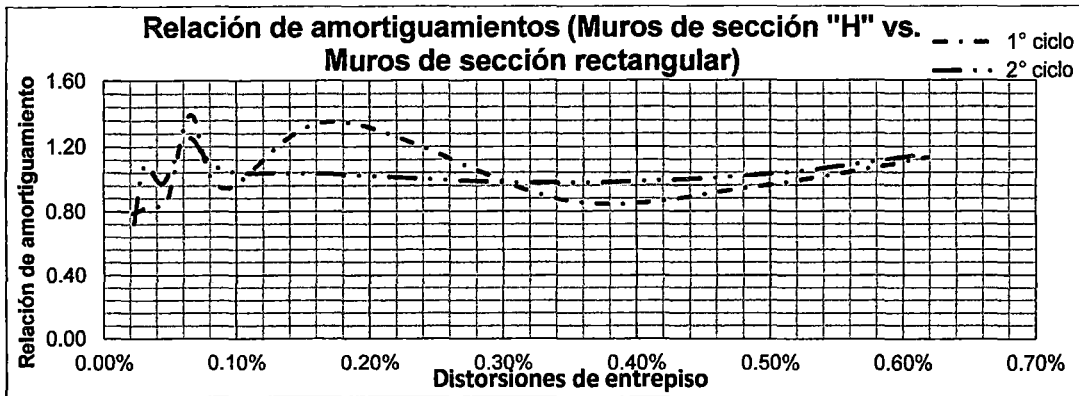


Figura 3.42. Relación de amortiguamientos equivalente según influencia de las alas.

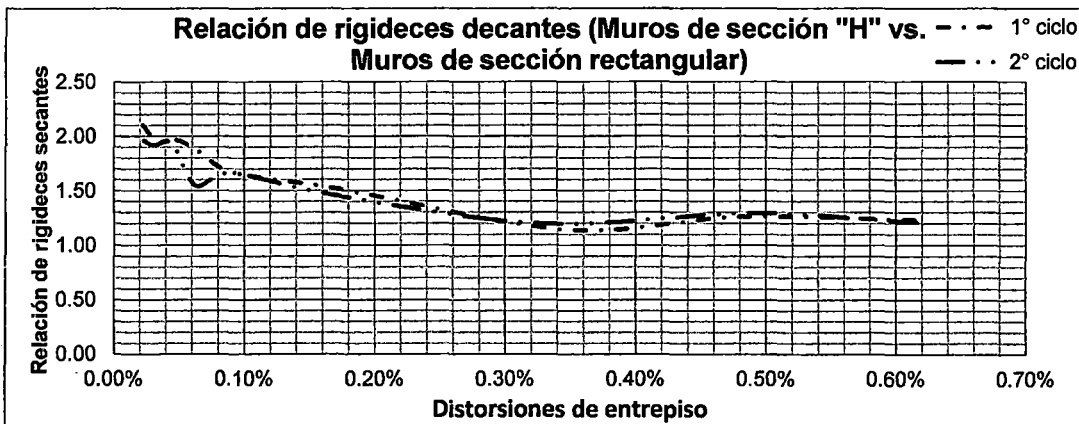


Figura 3.43. Relación de rigideces secantes según influencia de las alas.

La figura 3.42 muestra a las envolventes de los 4 especímenes ensayados. El espécimen 01 soportó una fuerza lateral máxima de 32 tf, mientras que el otro muro de sección rectangular, espécimen 02, soportó 39 tf como máximo. Por otro lado el espécimen 04 alcanzó una fuerza lateral máxima de 48 tf, aproximadamente 50% más que el espécimen 01 y cerca de un 26% más que el espécimen 02. En el caso del espécimen 03 no se llegó en el ensayo a distorsiones tan elevadas como para conocer la acción lateral máxima que éste soportaba.

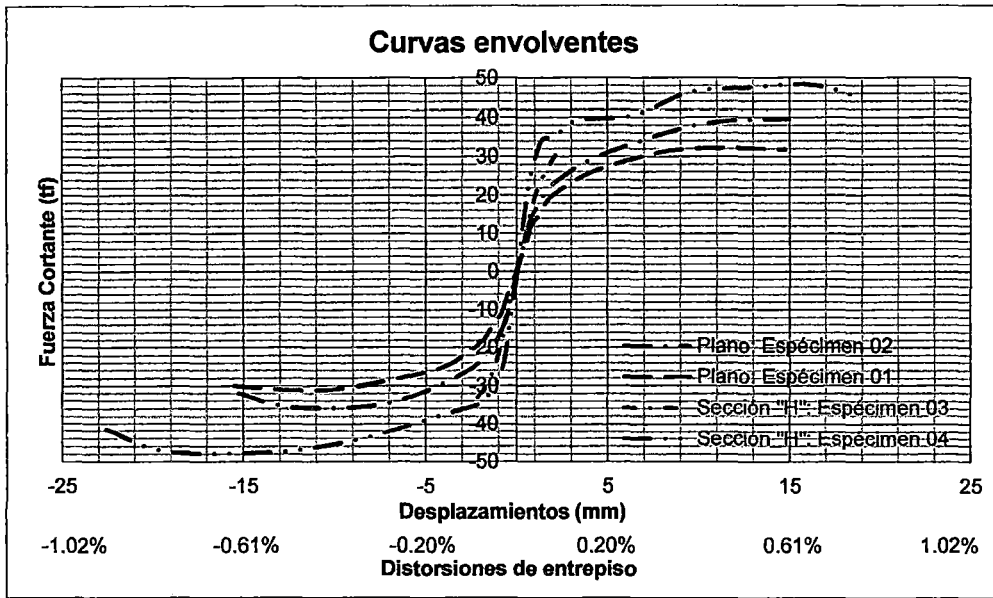


Figura 3.44. Comparación de curvas envolventes entre los especímenes 01, 02, 03 y 04.

3.7. RESUMEN

En el presente capítulo se mostraron los resultados y el análisis de los mismos de los ensayos experimentales de los 4 muros de ductilidad limitada previamente descritos. Los 2 muros de sección rectangular, a pesar de mostrar prominentes grietas diagonales, fallaron por cizallamiento en la base. Las fórmulas para el cálculo de resistencias propuestas por el ACI318 y la NTE E-060 habían predicho que este espécimen fallaría por flexión; sin embargo, esto no necesariamente se debe interpretar como que las fórmulas propuestas en dichas normas son incorrectas, ya que antes que los muros de sección rectangular fallen por cizallamiento, los talones sufrieron daños importantes que seguramente llevaron a las fibras más extremas de las secciones transversales de los especímenes a sobrepasar la deformación de 0.003, hecho que las normas consideran como falla de todo el espécimen; no obstante, en los ensayos experimentales los muros siguieron soportando ligeramente más carga después de estos daños manifiestos en los talones.

En el caso de los muros de sección transversal "H" ocurrió un percance con el espécimen 03, dado que por la imposibilidad de anclarlo correctamente a la losa de reacción del laboratorio, debido a problemas constructivos presentes en este espécimen, el descontrolado deslizamiento en la base del muro ante las acciones laterales impuestas hizo no realizable la culminación del ensayo experimental y la

incursión en la no linealidad del dicho espécimen. Por otra parte, el espécimen 04 fue ensayado satisfactoriamente. A través de una gran grieta diagonal, este espécimen falló por cortante, demostrando que la capacidad por flexión del muro fue subestimada por la norma E-060, que predijo en la sección 2 una falla por flexión. Esta subestimación de la capacidad por flexión del muro fue producida por una correspondiente subestimación del ancho efectivo de las alas de este espécimen.

En cuanto al amortiguamiento viscoso equivalente, casi no existió diferencias entre los especímenes de sección rectangular y de sección transversal "H"; todos ellos tuvieron valores oscilantes desde aproximadamente 5% al comienzo de las acciones laterales hasta cerca de 12 o 13% al final de las etapas de carga. La rigidez secante del muro de sección "H" fue inicialmente casi al doble de la de los muros de sección rectangular; sin embargo, esta relación decayó hasta 1.2 en los últimos ciclos de carga.

4. ANÁLISIS NO LINEAL Y EVALUACIÓN DEL ANCHO EFECTIVO EN LAS ALAS

4.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentarán comparaciones de análisis no lineales con los ensayos experimentales de los especímenes 02 y 04, estudiados en los capítulos 02 y 03, con una aproximación de agrietamiento distribuido basado en deformaciones totales con ejes rotatorios y fijos, *rotating and fixed total-strain based smeared crack models*. Usando diferentes parámetros se harán distintas simulaciones para calibrar los modelos analíticos. Además, se evaluarán los anchos efectivos en las alas en tracción y en compresión a partir del modelo no lineal del espécimen con alas. Finalmente, se construirán tres modelos más que partirán de las propiedades, refuerzos y geometrías del espécimen 04, pero tendrán diferentes alturas simulando 2, 3 y 4 pisos, para últimamente calcular sus respectivos anchos efectivos resultado de sus respectivos análisis no lineales y verificar la incidencia de la altura en el ancho efectivo.

4.2. CONSTRUCCIÓN DE MODELOS NO LINEALES CON EL PROGRAMA DE CÓMPUTO TNO DIANA

La simulación numérica en el programa de cómputo TNO DIANA se hizo sobre los especímenes 02, muro de sección rectangular, y 04, muro de sección transversal "H", ya que estos especímenes fueron los que más meticulosamente se construyeron, y de los que más cuidadosamente se tomaron muestras para conocer los resultados de las resistencias de sus materiales, tanto del concreto como del acero.

Para las simulaciones de ambos especímenes se modela al concreto usando el modelo de Hordijk, explicado en la sección 1.3.3.5, para el caso de la tracción, y para el caso de la compresión el modelo propuesto por Thorenfeldt, cuyas expresiones se mostraron en la sección 1.3.3.6, bajo los fundamentos de los modelos de agrietamiento distribuido basados en deformaciones totales, *total-strain based smeared crack models*, sección 1.3.3. Para el comportamiento en compresión se tomó en consideración también la influencia de los esfuerzos laterales que pueden provocar confinamiento, este caso según las expresiones propuestas Selby

y Vecchio mostradas también en 1.3.3.9, o que pueden presentar agrietamiento, en este caso se ajusta la curva de comportamiento de compresión en base al modelo propuesto por Vecchio y Collins en 1993. Todas estas opciones son funciones predefinidas que el programa DIANA tiene. Es necesario mencionar que para todas estas simulaciones se considerará adherencia perfecta entre el concreto y el acero, es decir, las deformaciones para estos materiales para cualquier punto en el modelo donde coexistan ambos serán las mismas.

Para la construcción de la curva de compresión se necesita como datos de entrada al módulo de elasticidad de concreto y el esfuerzo a la compresión máximo que las probetas resisten. Debido a que no se obtuvieron datos del módulo de elasticidad de las probetas extraídas del vaciado del espécimen 02, para simular tanto el espécimen 02 y 04, se consideraron el promedio de los módulos de elasticidad de las probetas 04, 05 y 06 extraídas del vaciado del espécimen 04, que se mostraron en la tabla 2.6. Se descartó el módulo de elasticidad calculado de los resultados de la probeta 07 ya que difiere por mucho de los módulos de elasticidad calculados de las otras tres probetas. Entonces el módulo de elasticidad E_c empleado para estas simulaciones fue 105555 kgf/cm^2 . Se consideró también un módulo de Poisson ν de 0.15 para el concreto. En tanto para la resistencia a la compresión, para el espécimen 02 se tomó como valor de resistencia a la compresión f'_c el promedio de los esfuerzos máximos obtenidos de las probetas 06 y 07, 246.5 kgf/cm^2 , que fueron extraídas del vaciado de este espécimen y se muestran en la tabla 2.4. Similarmente, para el espécimen 04 se toma al promedio de los esfuerzos de compresión máximos obtenidos de las probetas 04, 05, 06, 07, 08 y 09 extraídas del vaciado de este espécimen, y que se muestran en la tabla 2.5, como valor de f'_c , 214 kgf/cm^2 . Con estos resultados, la gráfica esfuerzo-deformación que usó el DIANA para cada espécimen para simular el concreto en compresión, sólo considerando el caso uniaxial, ya que el programa irá modificando esta curva según la influencia lateral del confinamiento o el agrietamiento siguiendo los modelos anteriormente descritos, se muestra en la figura 4.2. En la gráfica 4.1 se enseña la similitud entre el modelo de Thonderfeldt, construido con los parámetros recién señalados para el espécimen 04 con los resultados obtenidos de la curva esfuerzo-deformación en compresión para las probetas extraídas de este muro.

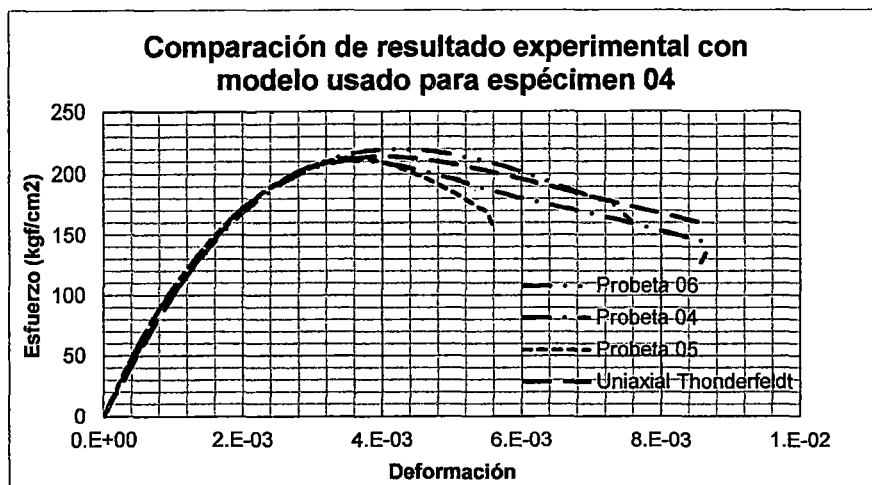


Figura 4.1. Similitud de expresión de Thonderfeldt con resultados de probetas en compresión uniaxial para el espécimen 04.

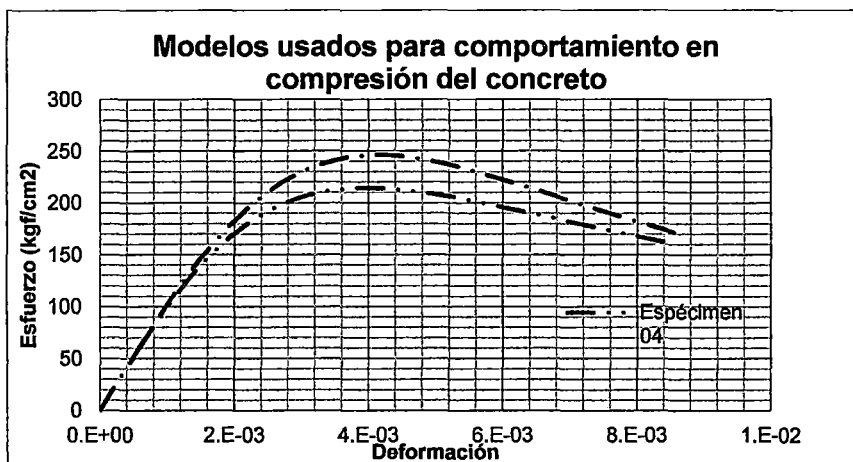


Figura 4.2. Gráfica del comportamiento uniaxial en compresión del concreto de los modelos usados para la simulación del espécimen 02 y 04.

Para la construcción de las ecuaciones constitutivas del concreto en tracción mediante el modelo de Hordijk, el software requiere el módulo de elasticidad del concreto, anteriormente hallado, el esfuerzo de tracción máximo f_t , que soporta el concreto, la energía de fractura del modo I G_f^I , y el ancho de banda del agrietamiento h , característicos de cada espécimen.

La resistencia a la tracción y la energía de fractura se escogieron según lo sugerido por el código de modelamiento de concreto CEP-FIB 1990. Según esto, la resistencia a la tracción depende de la resistencia a la compresión del concreto; asimismo, la energía de fractura del modo I depende de la resistencia a la tracción, pero además también del tamaño nominal máximo del agregado grueso usado, en

nuestro caso fue 3/8" para el espécimen 02 y 3/4" para el espécimen 04. La tabla 4.1 muestra los valores recomendados por este código para cada espécimen y sus respectivas resistencias a la compresión.

Tabla 4.1. Parámetros del concreto según Código CEB-FIP 1990.

	CEB-FIP 1990				
	f_c (kgf/cm ²)	$f_{t\min}$ (kgf/cm ²)	$f_{t\max}$ (kgf/cm ²)	$f_{t\text{prom}}$ (kgf/cm ²)	G_f (kgf·cm/cm ²)
Espécimen 04	214.3	11.6	22.5	17.1	0.061
Espécimen 02	246.5	13.3	26.0	19.7	0.049

Para la simulación de cada espécimen se toma inicialmente como resistencia a la tracción de cada muro a la respectiva resistencia a la tracción promedio $f_{t\text{-prom}}$, mostrada cada una en la tabla 4.1, de cada espécimen. Luego se fueron haciendo variaciones de este valor.

Por otra parte, el ancho de banda del agrietamiento h depende de la forma de la grieta, de su dirección y de la configuración de puntos de integración que se eligen para cada elemento finito del modelo. Además incluso investigaciones muestran que este ancho de banda varía según las deformaciones aumentan. Tomando en consideración algunos de estos puntos y obviando otros, Bazant y Oh (1983) y otros autores han sugerido expresiones para el cálculo de este ancho de banda, generalmente en función de la geometría del elemento finito y de la dirección de la grieta. Sin embargo, debido a que múltiples grietas diagonales y horizontales aparecieron en los ensayos de los especímenes 02 y 04, y a que las expresiones que se usan para el cálculo del ancho efectivo hacen que éste depende de la dirección de la grieta, no resulta práctico el uso de estas fórmulas para el análisis de estos muros con grietas en múltiples direcciones. Además, Rots (1988) en su tesis de doctorado muestra indirectamente que las variaciones de este ancho de banda de agrietamiento, a través de las variaciones en la energía de fractura del modo I en un $\pm 40\%$, no producen resultados finales con variación mayor a un 10% en la resistencia última y sin mucha diferencia en las trayectorias globales fuerza versus desplazamiento. Es por esto que para el análisis de ambos muros, siguiendo la recomendación de Rots (1988) para elementos finitos cuadrados de 8 nudos con 9 puntos de integración gaussiana, se considerará inicialmente que el ancho de banda de agrietamiento h es igual al lado de los elementos finitos aproximadamente

cuadrados que serán empleados. Luego se harán variaciones en su valor para examinar su incidencia en los resultados.

La gráfica 4.3 muestra la curva esfuerzo-deformación en tracción uniaxial del concreto obtenida con los valores de la tabla 4.1, considerando la resistencia a la tracción promedio, para los especímenes 02 y 04, tomando como valor de ancho de banda de agrietamiento a 78 mm, valor que será aproximadamente igual al promedio de los lados de los elementos finitos aproximadamente cuadrados que se emplearán para el análisis no lineal de los especímenes 02 y 04.

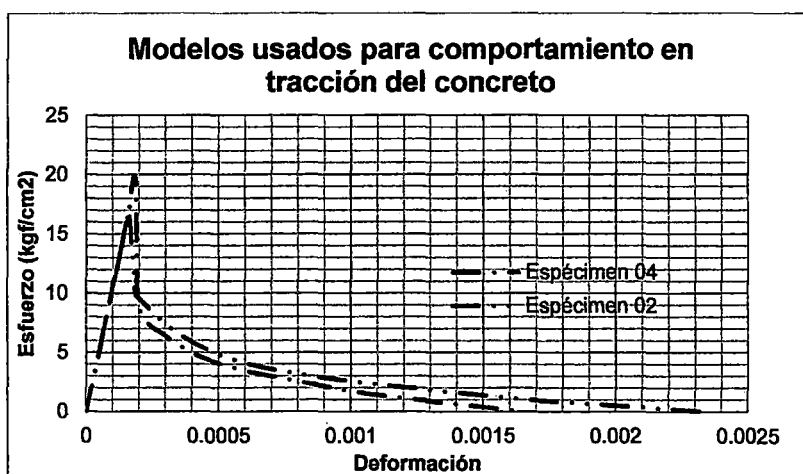


Figura 4.3. Gráfica de comportamiento en tracción uniaxial del concreto.

Para el caso del acero de refuerzo se usó el mismo modelo para ambos especímenes. Tanto para simular las varillas de 1/2" como para la malla electrosoldada se tomó como valor de módulo de elasticidad E_t a 2000000 kgf/cm², y como valor de módulo de Poisson ν a 0.30. Para simular la plasticidad del acero se siguieron las formulaciones propuestas por Von Mises considerando un endurecimiento por trabajo plástico, todo esto descrito en la sección 1.3.3.7. Los parámetros para describir las relaciones esfuerzo versus deformación plástica son tomados de la tabla 2.7, que muestra los resultados de ensayos de tracción para la varilla de 1/2" y la malla electrosoldada usadas en el ensayo. Se consideraron dos tramos lineales para simular el endurecimiento plástico del acero. Para el primer tramo, para el cual comienzan las deformaciones plásticas, se toma como esfuerzo de fluencia f_y al obtenido en el ensayo de tracción, y se considera que este tramo llega hasta un esfuerzo igual al esfuerzo último f_u para una deformación plástica

equivalente a dos tercios de la elongación última, ambos parámetros también obtenidos del ensayo de tracción. Finalmente, en el segundo tramo el esfuerzo se mantiene constante ante los incrementos de deformación plástica. En la gráfica 4.4 se muestran estas relaciones esfuerzo versus deformación plástica para la malla electrosoldada y para las varillas de 1/2" que se usarán en el análisis numérico.

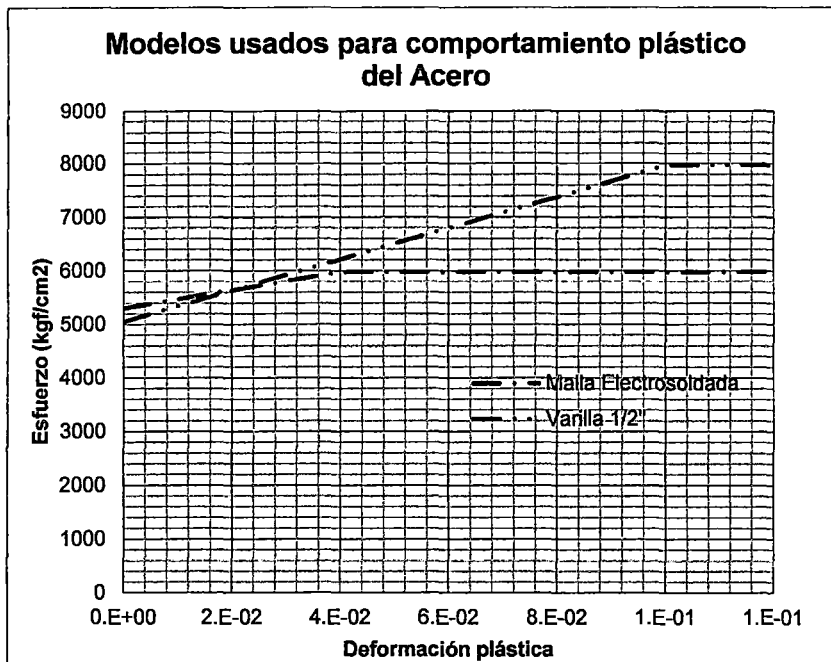


Figura 4.4. Modelos usados para el comportamiento plástico de la malla electrosoldada y la varilla de 1/2".

4.2.1. Parámetros del modelo del espécimen 02.

Se dibujó la geometría del espécimen 02 cuidadosamente en el programa DIANA, 10 cm de espesor, 250 cm de largo, y 230 cm de alto; además, se dibujó la viga de concreto, 30 cm de ancho y 30 cm de alto, sobre el largo de la parte alta del muro, figura 4.5. La malla electrosoldada se modeló como una plancha de acero sobre el área de todo el muro con un espesor tal que el área transversal a lo largo de toda la hipotética plancha sea equivalente a la sumatoria de áreas transversales de todas las varillas de la malla. Para nuestro caso este espesor es de 0,19 mm para las dos direcciones en las que se orientan las varillas de la malla electrosoldada. En el caso de las varillas de media pulgada de diámetro, también se simuló su acción como una plancha de acero, con acción solamente en la vertical ya que estas varillas están presentes solamente en dicha dirección, de 16 cm de ancho, del alto del muro, y de espesor tal que la sección transversal de estas dos hipotéticas planchas,

una en cada extremo, sea igual a la suma del área transversal de las 3 varillas de media pulgada en cada respectiva esquina; para este caso el espesor fue 2,38 mm. La figura 4.6 muestra las regiones cubiertas por el refuerzo en el muro.

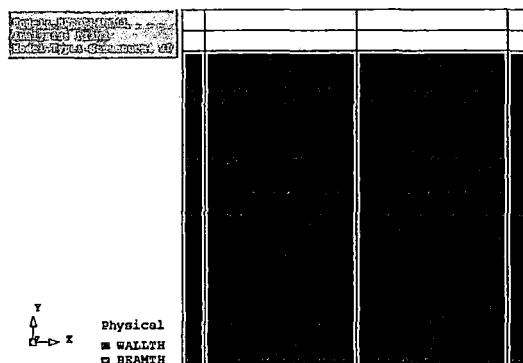


Figura 4.5. Geometría del muro de sección rectangular (rojo: muro, anaranjado: viga).

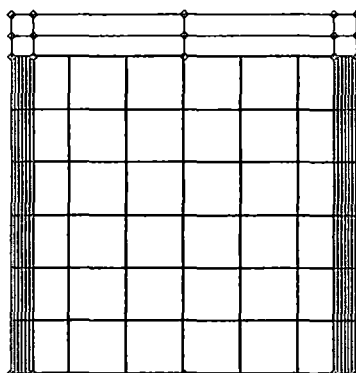


Figura 4.6. Distribución de refuerzos (rojo: varillas de 1/2", azul: malla electrosoldada).

Al concreto del muro se le asignaron todas las propiedades no lineales relatadas líneas arriba; similarmente, al refuerzo también se le asignó sus correspondientes propiedades no lineales. Pero a la viga de concreto solamente se la modeló como linealmente elástica. A todo el modelo, tanto para el concreto como para el refuerzo, se le discretizó en elementos aproximadamente cuadrados de casi 78 mm de lado; estos elementos se simularon como de esfuerzo plano de 8 nudos y 16 grados de libertad, 2 translaciones por nudo, y se les asignó un esquema gaussiano de puntos de integración de 3x3, ver figura 4.7.

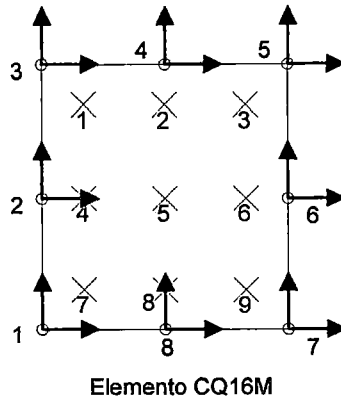


Figura 4.7. Elemento de 8 nudos, 16 grados de libertad y 9 puntos de integración.

A lo largo de toda la base bastó solamente con restringir los desplazamientos permitidos para simular el empotramiento que se tuvo en el ensayo de este espécimen, figura 4.8. Las cargas fueron asignadas por etapas, primero se aplica al muro la carga axial de 20 tf sobre la viga, a modo de carga distribuida de 8 tf/m a lo largo de ésta; luego, se aplicó la acción monotónica lateral a través de progresivos desplazamientos laterales al punto central de la viga, figura 4.9.

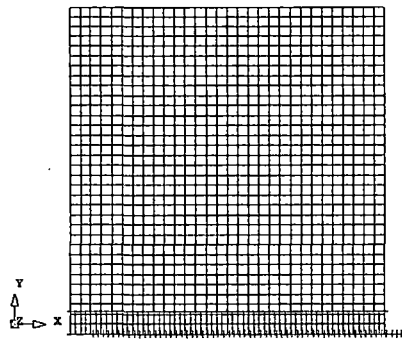


Figura 4.8. Restricciones de los grados de libertad a lo largo de la base (traslaciones X y Y).

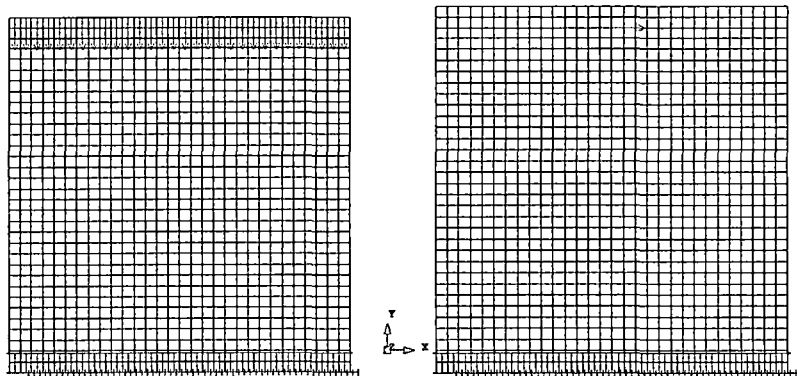


Figura 4.9. Cargas aplicadas al muro de sección rectangular. Izquierda: Carga axial distribuida. Derecha: Acción lateral a modo de desplazamientos impuestos.

4.2.2. Parámetros del modelo del espécimen 04

Al igual que para el espécimen 02, se simuló cuidadosamente la geometría de este espécimen. La longitud del alma fue de 240 cm, distancia entre los ejes de las alas, su alto fue 240 cm y su espesor 10 cm. Para cada alma la longitud modelada fue 250 cm, su alto 240 cm y su espesor 10 cm. Sobre todos estos muros se dibujaron vigas de concreto de 30 cm de alto y ancho. Adicionalmente, sobre la viga de concreto se dibujó una viga de acero de 10 cm de ancho y 30 cm de alto cuyo momento de inercia con respecto al eje horizontal es aproximadamente el mismo que el de la viga metálica sobre la cual se aplicó la acción lateral y que se encargó de transmitirla al espécimen 04. Todo esto se muestra en la figura 4.10.

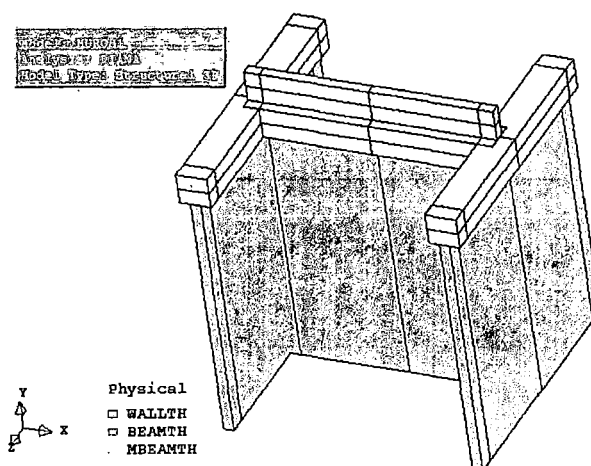


Figura 4.10. Geometría del modelo del espécimen 04 (rojo: muro de concreto, anaranjado: viga de concreto, amarillo: viga metálica).

Al igual que para el refuerzo de la simulación del espécimen 02, para simular el comportamiento de este espécimen se modelaron los refuerzos mediante planchas hipotéticas de acero de espesor tal que genere la misma sección transversal total de refuerzo en cada dirección donde este existió. La plancha que reproduce la malla electrosoldada, distribuida en toda el área del muro, tuvo un espesor de 0.19 mm y se le consideró con acción en la dirección vertical y horizontal. Para el alma, se simularon las varillas de 1/2" como planchas de 15 cm de ancho, del alto del muro y de 2.53 mm de espesor, una plancha en cada extremo, y con acción solamente en la dirección vertical; similarmente para las alas, la plancha que simuló sus varillas de 1/2" fue una de 16 cm de ancho, del alto del muro y de 2.38 mm de espesor. La figura 4.11 muestra la distribución de refuerzos en la simulación del muro.

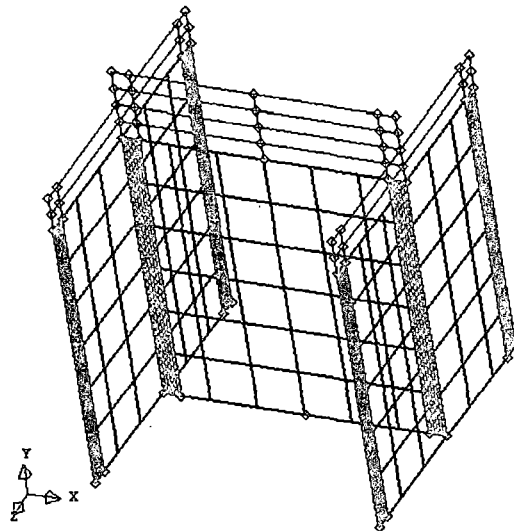


Figura 4.11. Distribución de refuerzos (rojo: varillas de $\frac{1}{2}$ ", azul: malla electrosoldada).

Para el concreto del muro se le asignó las propiedades no lineales correspondientes. Asimismo, al refuerzo también se le consideraron sus respectivas propiedades no lineales. Sin embargo, las vigas de concreto sobre los muros fueron simuladas como linealmente elásticas, y lo mismo también ocurrió para la viga de acero que iba sobre la viga de concreto del alma.

La discretización del modelo resultó en elementos aproximadamente cuadrados de casi 78 mm de lado. Tratándose de una simulación tridimensional, a todos los elementos, al concreto y al refuerzo, se les asignó cuadriláteros de 8 nudos, 5 grados de libertad por nudo, 3 de translación y otros dos de rotación. Pero para todos los elementos del muro del alma, la viga de concreto que está encima, y la de acero que está sobre esta última se le restringieron las en todos sus nudos las rotaciones y la translación fuera de su plano, hecho que se debe producir considerando la simetría del espécimen y le la carga con respecto al plano que contiene al alma. En tal sentido todos estos elementos del alma con estas restricciones resultan análogos a elementos de esfuerzo plano. Con relación a los puntos de integración, los del refuerzo siguieron un esquema de puntos de integración gaussiana de 3×3 , igual al usado para el modelado del espécimen 02, figura 4.7. A los elementos de concreto del alma y para la viga metálica sobre estos se les asignó un esquema de integración gaussiana en su plano y en la dirección de su espesor de $3 \times 3 \times 2$; los dos puntos de integración gaussiana en la dirección perpendicular a su plano fueron los mínimos que el programa de cómputo deja

asignar a esta clase de elementos, y se le asignó lo mínimo debido a que el alma sólo trabajará en su propio plano y no existirán diferencias de esfuerzo en la dirección de su espesor. Por otra parte, a los elementos de concreto que componen el alma se les asignó un esquema de integración gaussiana en su plano y uno de Simpson en la dirección de su espesor de 3x3x5. La figura 4.12 muestra los grados de libertad de los elementos que componen el modelo de este espécimen, y los puntos de integración para los elementos de concreto del alma y el ala, y la viga metálica sobre el alma.

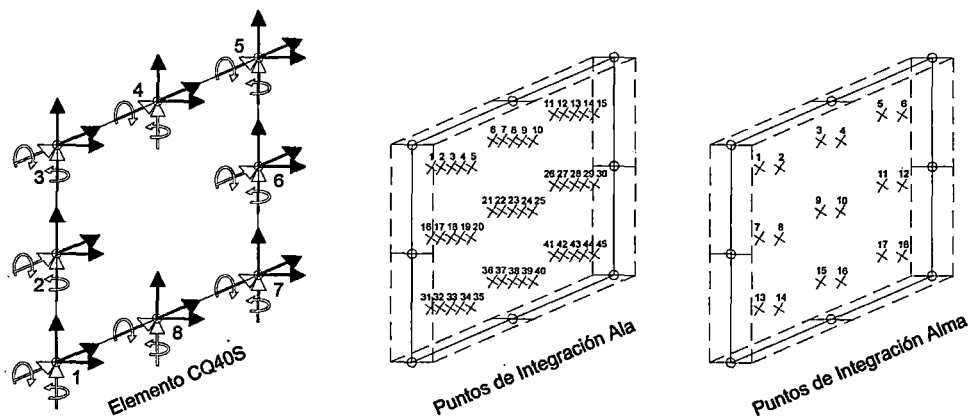


Figura 4.12. Elementos de 8 nudos, 5 grados de libertad por nudo; y dos esquemas de integración usados para el espécimen 04.

Además de las restricciones al desplazamiento transversal y a las rotaciones impuestas a los elementos del alma, se restringió también todos grados de libertad de la base del modelo para simular el empotramiento del ensayo experimental, figura 4.13. Se le aplicó carga al modelo de forma similar al modelo del espécimen 02. Primero se cargó al modelo con las 20 tf que estuvieron presentes en el ensayo experimental de forma distribuida sobre los 240 cm de largo de la viga metálica, 8.33 tf/m. Después se cargó monótonicamente al espécimen mediante una serie de imposiciones de desplazamientos al punto central de la viga metálica, figura 4.14.

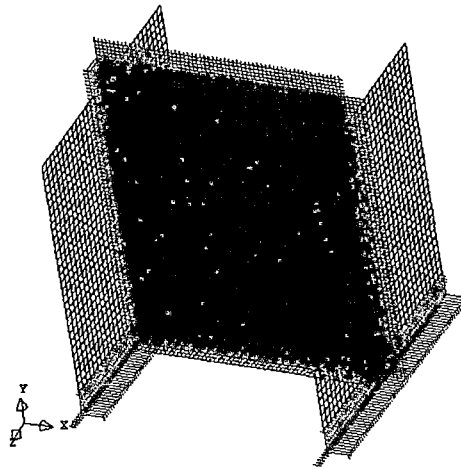


Figura 4.13. Restricciones en la base de las translaciones y de las rotaciones, en el plano del alma de las translaciones en Z y las rotaciones X y Y.

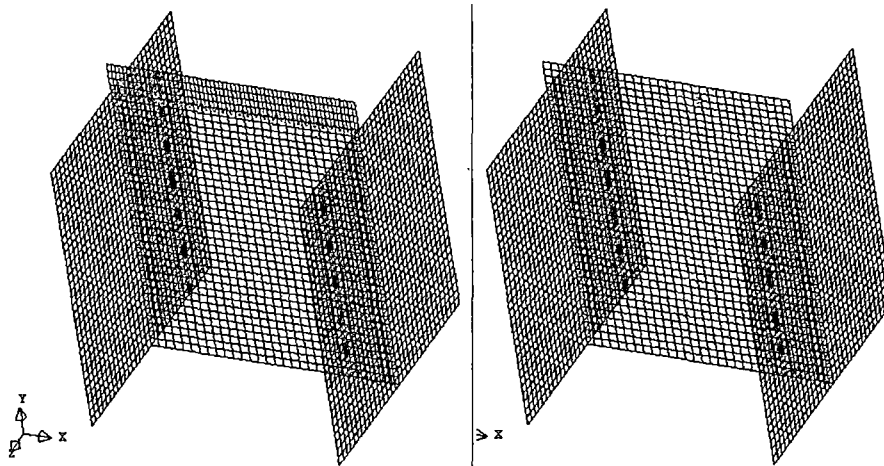


Figura 4.14. Cargas aplicadas en el muro de sección "H". Izquierda: Carga axial distribuida. Derecha: Acción lateral a modo de desplazamientos impuestos.

4.3. CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DE MODELOS NO LINEALES CONSTRUIDOS CON EL PROGRAMA DE CÓMPUTO IDIANA

Debido a la ya comentada dificultad que se tiene en escoger a priori un solo ancho de banda de grieta h capaz de simular las diferentes direcciones y formas de grieta que se presentaron en los ensayos experimentales en las diferentes etapas de carga, se hizo la simulación de los especímenes 02 y 04 con tres diferentes valores de ancho de banda de agrietamiento. Comenzando por el valor recomendado por Rots (1988) en su tesis de doctorado para elementos cuadrados que cuentan con un esquema de puntos de integración gaussiana de 3x3, donde se establece que un valor de ancho de banda óptimo para grietas en zig-zag, como las que esperamos

en estos especímenes, puede ser tomado como la longitud del lado de los elementos cuadrados, en nuestro caso aproximadamente 78 mm. Luego, para verificar la incidencia que tiene el valor del ancho de banda de las grietas en los resultados numéricos finales, se evaluarán simulaciones con dos valores diferentes de ancho de banda de grieta, uno un 40% menos del valor recomendado por Rots, 47 mm, y otro con un valor 40% mayor, 109 mm. Todas estas variaciones del ancho efectivo se simularán considerando los modelos de agrietamiento distribuidos basado en deformaciones totales y dentro del contexto de coaxialidad entre los esfuerzos principales y deformaciones principales, modelo de grietas rotatorias, cuyos fundamentos se encuentran descritos en la sección 1.3.3.

Luego, para verificar la incidencia que tiene el modelo grietas rotatorias en los resultados numéricos de la simulación de los especímenes 02 y 04, se hará una comparación, simplemente tomando como ancho de agrietamiento h único a 78 mm, con un modelo de agrietamiento distribuidos basado en deformaciones totales considerando grietas de ejes fijos, cuyos fundamentos también se encuentran explicados en la sección 1.3.3. Para este último modelo, debido a la dificultad que se enfrenta al seleccionar un valor de retención de corte β adecuado, se verificará la incidencia del factor de retención de corte en los resultados tomando diferentes valores de este parámetro: 0.01, 0.05, 0.25 y 0.50.

Finalmente, debido a que para todas las simulaciones anteriores se hicieron considerando un valor de resistencia a la tracción sugerida como promedio por el código CEP-FIP 1990, 19.7 kgf/cm² para el espécimen 04 y 17.1 kgf/cm² para el espécimen 02, según los valores de resistencia a la compresión promedio obtenidos tanto para el espécimen 02, 246.5 kgf/cm² (tabla 2.4), como para el 04, 214 kgf/cm² (tabla 2.5), se verificará, últimamente, la influencia de la resistencia a la tracción en el análisis numérico no lineal variando el valor de este parámetro al máximo y mínimo recomendado por el código CEP-FIP (1990), ver tabla 4.1. La tabla 4.2 muestra un resumen de los diferentes valores que los parámetros descritos, ancho de banda de agrietamiento tomarán h , factor de retención de corte β en el caso del modelo de grietas fijas y resistencia a la tracción del concreto f_t , irán tomando las simulaciones que se mostrarán luego.

Tabla 4.2. Parámetros en la calibración de los modelos numéricos de los especímenes 02 y 04. R = Rotatorio, F = Fijo.

Simulación	Influencia de h			Influencia de modelo				Influencia de f_i	
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
Modelo	R	R	R	F	F	F	F	R	R
h (mm)	78	47	109	78	78	78	78	78	78
β	–	–	–	0.01	0.05	0.25	0.5	–	–
f_i (kgf/cm ²): Especimen 02 (04)	19.7 (17.1)	19.7 (17.1)	19.7 (17.1)	19.7 (17.1)	19.7 (17.1)	19.7 (17.1)	19.7 (17.1)	13.3 (11.6)	26 (22.5)

Antes de mostrar los resultados de la serie de calibraciones que se les hicieron a los modelos, se resalta que para el análisis no lineal se usó el método iterativo regular de Newton-Rapshon, cuya teoría se encuentra explicada en la sección 1.3.2.1. Adicionalmente, como criterios de convergencia, cuyas formulaciones se redactaron en la sección 1.3.2.2, se tomaron simultáneamente a la relación de las variaciones de la norma de fuerzas, que no exceda 0.01, de la norma de desplazamientos, que tampoco exceda 0.01, y de la norma de energía, que finalmente no exceda 0.001. Todos estos valores son los sugeridos por los proveedores del programa DIANA, y son también muy comúnmente usados por diversos investigadores en sus análisis numéricos, para el análisis de simulaciones con grandes no linealidades, como es el caso del agrietamiento múltiple presente en nuestros modelos. En el Anexo A se muestra el archivo de extensión “.dfg” que se lee introduce al programa y que contiene las líneas de comandos que éste necesita para la ejecución del análisis.

4.3.1. Muro de sección rectangular

Al modelo numérico del espécimen 02, después de aplicada la carga axial, se le indujo la acción monótonica lateral con pequeños pasos en las zonas donde mayor no linealidad existía para alcanzar los criterios de convergencia requeridos. La respuesta experimental de la fuerza versus desplazamiento en la parte alta del muro, hallada como la envolvente de la curva de histéresis mostrada en la figura 3.11, comparada con las respuestas de las distintas simulaciones, listadas en la tabla 4.2, de las cargas monótonicas laterales aplicadas al espécimen al inducirle los desplazamientos impuestos en el cómputo numérico no lineal, se muestran en las figuras 4.15, 4.16 y 4.17.

De la gráfica 4.15, donde se evalúa la influencia del ancho de agrietamiento h , se nota que cuando este valor toma valores de 47 mm, 109 mm y 78 mm, la respuesta numérica presenta respuestas parecidas entre ellas. Aunque se puede notar gran

similitud entre las respuestas numéricas y la experimentas, no se puede dejar de apreciar la flexibilidad de los modelos numéricos con respecto a los experimentales. Sin embargo para desplazamientos de 15 mm, distorsión de 6/1000, todas estas respuestas numéricas alcanzan un valor casi igual de fuerza lateral, 37 tf, y que es similar a la resistencia última del ensayo experimental, como puede ser apreciado en la misma figura 4.15. Entonces se puede concluir que para este espécimen, sin importar las variaciones que se han establecido del ancho de banda de agrietamiento, la respuesta numérica alcanza un, prácticamente, mismo valor de resistencia última; y, se debe decir también que variaciones de $\pm 40\%$ del ancho de banda de agrietamiento no generan influencia realmente considerable al modelo numérico para este espécimen.

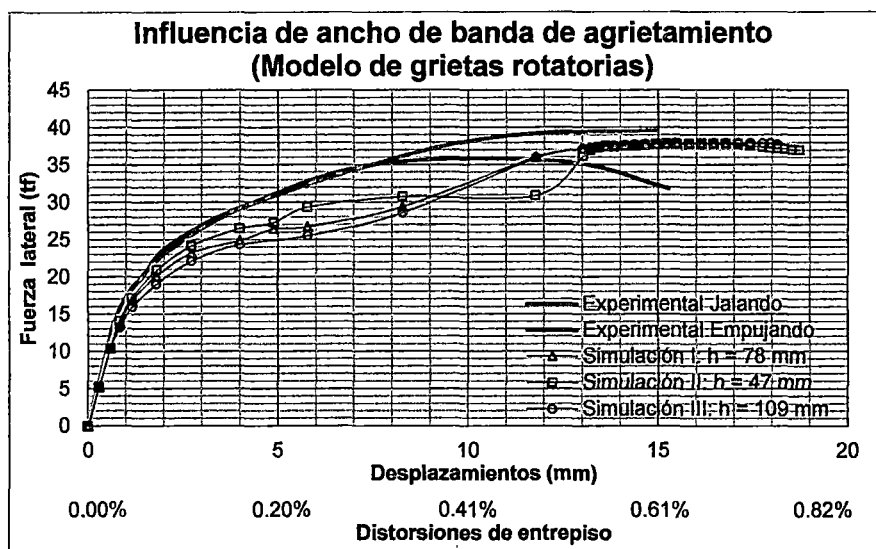


Figura 4.15. Influencia del ancho de banda de agrietamiento en muro de sección rectangular.

De la gráfica 4.16, donde se aprecia la influencia del uso de un modelo numérico de grietas de ejes fijos, y a su vez la influencia de diferentes factores de retención de corte β , y de ejes rotatorios, se nota en general que no existe casi diferencia al modelar numéricamente este espécimen con modelos de ejes fijos, siempre que el factor de retención de corte β se encuentre entre 0.05 y 0.50, o rotatorios, por lo menos hasta alcanzar un desplazamiento de 20 mm. Usar un factor de 0.01 produce una respuesta bastante similar a las demás simulaciones numéricas hasta 8.5 mm, distorsión de 3.5/1000, donde el espécimen para esta simulación alcanza su resistencia última, y luego de esto genera resultados numéricos más flexibles con respecto a los otros modelos. En general todas estas respuestas no lineales en esta

serie de simulaciones se comportaron, otra vez, ligeramente más flexibles que el muro 02 en el ensayo experimental, pero también, como puede ser apreciado en la figura 4.16, con los modelos de ejes fijos, con factor de retención de corte β desde 0.05 hasta 0.50, se alcanza casi el mismo valor de resistencia última que la obtenida en los ensayos experimentales.

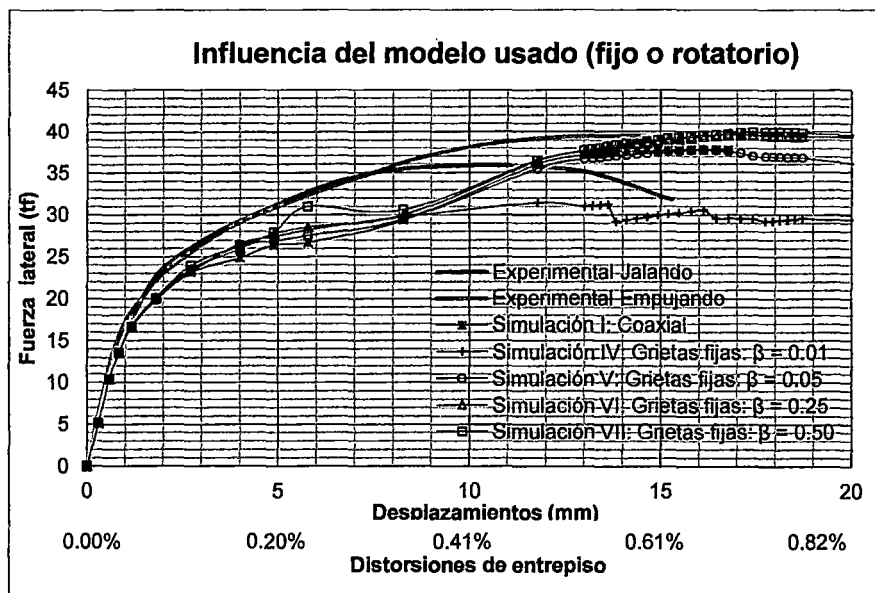


Figura 4.16. Influencia de modelo de ejes fijos en muro de sección rectangular.

De la gráfica 4.17, se aprecia claramente que siempre que se conserve constante la energía del modo de fractura G_f^I y el ancho de banda de agrietamiento h , la influencia de la resistencia a la tracción del concreto f_t , contando que éste varíe entre el máximo y el mínimo recomendado por el Código CEP-FIP 1990, es prácticamente despreciable en el resultado numérico de la respuesta global del modelo.

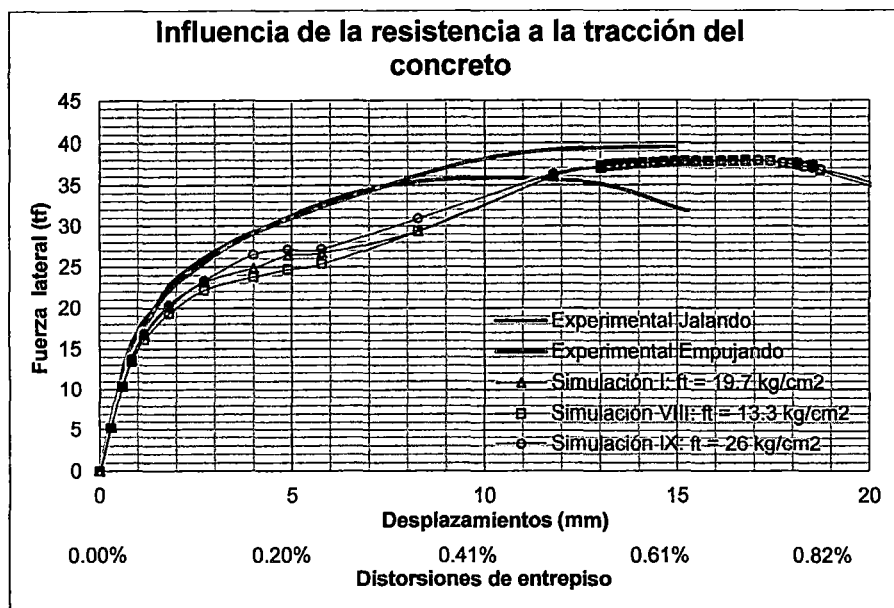


Figura 4.17. Influencia de la resistencia a la tracción del concreto en muro de sección rectangular.

La relativa flexibilidad de los modelos numéricos con respecto a la respuesta experimental podría tener distintas causas. En global, de todas las simulaciones, las que más se acercan a la respuesta experimental, aunque aún es notoria la flexibilidad de la estructura modelada numéricamente, fueron las obtenidas cuando se disminuye el ancho de banda de agrietamiento h , o se aumenta el factor de retención de corte β , o también se aumenta la resistencia a la tracción del concreto f_t ; todos estos parámetros producen una respuesta numérica más rígida que las otras simulaciones numéricas. Sin embargo, al considerar que cuando escogimos el módulo de elasticidad del concreto para este espécimen no se hicieron ensayos sobre las probetas correspondientes al vaciado de este muro, sino se tomó el módulo de elasticidad encontrado experimentalmente para el muro 04, se podría suponer también que el problema de la flexibilidad de las respuestas de las simulaciones no lineales se podría deber también a una elección de un módulo de elasticidad no adecuado además de una elección impropia del ancho de banda de agrietamiento, del factor de retención de corte o de la resistencia a la tracción. En resumen, la ligera falta de precisión en este análisis no lineal se puede deber a la variabilidad de los datos con los que se ha calibrado la curva y a la falta de experimentos para encontrar el módulo de elasticidad del concreto para el vaciado de este espécimen.

A pesar de todos los inconvenientes que los modelos numéricos presentan cuando se eligen los parámetros de las propiedades de los materiales, el agrietamiento que sufre el espécimen fue satisfactoriamente modelado por los distintos análisis no lineales. La figura 4.18 compara la historia de propagación de grietas del ensayo experimental, solamente considerando las grietas que se formaron cuando la gata empujaba con la obtenida de la simulación numérica, mostrando los valores de las deformaciones principales en tracción del concreto en cada punto del espécimen; debido a que todas las respuestas numéricas manifestaron historias bastante similares de agrietamiento, la comparación se efectúa con los resultados de la simulación I. De la figura 4.3, donde se muestra que en el comportamiento en tracción del concreto la deformación de casi 0.0025 es la última del concreto para el espécimen 02, se puede plantear que en la figura 4.18, según las escalas de color en dicha figura que reflejan el nivel de deformación en tracción del concreto, las zonas sombreadas a partir del color verde pueden ser vistas como zonas con agrietamiento distribuido representantes de la naturaleza discreta del agrietamiento encontrado en los ensayos experimentales.

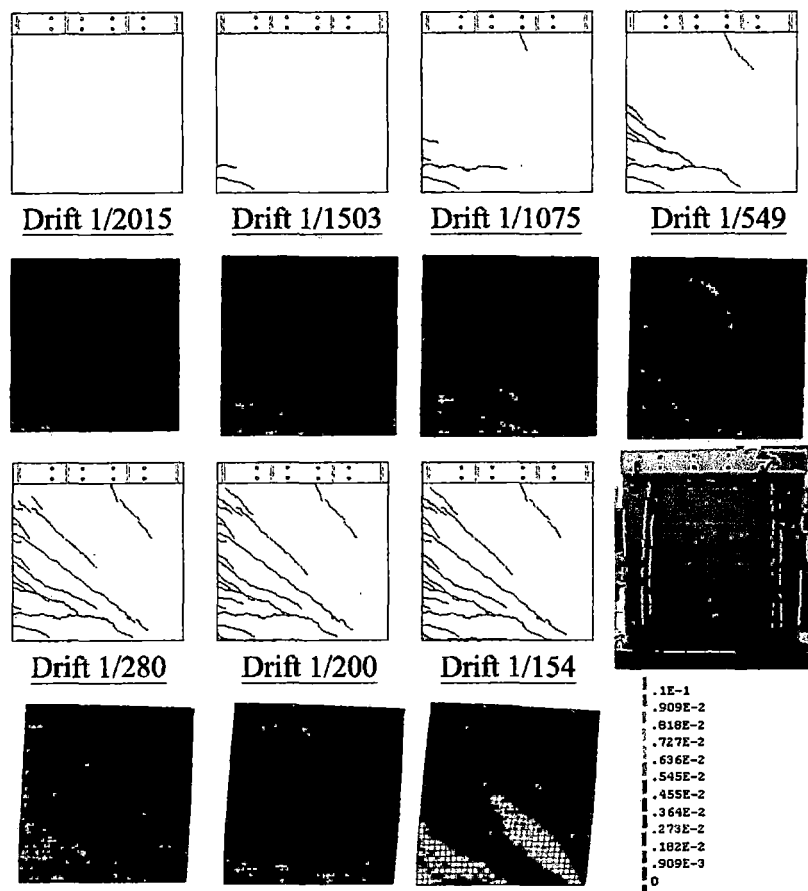


Figura 4.18. Agrietamiento según modelo numérico versus resultados experimentales del espécimen 02.

4.3.2. Muro con alas

Al igual que en la simulación numérica del espécimen 02, para el 04, después de aplicada la carga axial, se le introdujo una serie de progresivos desplazamientos en la viga metálica, donde fueron aplicados los desplazamientos en el ensayo experimental, en forma monótonica y tomando en cuenta incrementos pequeños para cumplir con los criterios de convergencia. Al igual que para el espécimen 02 también, la comparación entre la curva envolvente de la curva de histéresis en el ensayo experimental del espécimen 04, mostrada previamente en la figura 3.22, y las curvas fuerza versus desplazamiento en la parte alta del espécimen resultantes de las simulaciones numéricas, según la tabla 4.2, se muestran en las figuras 4.19, 4.20 y 4.21.

De la gráfica 4.19, donde se evalúa la influencia del ancho de agrietamiento h , se nota gran similitud entre las tres simulaciones numéricas con diferente valor de h .

Se podría decir que la influencia de la elección del valor de h para este espécimen es poco apreciable, siempre que se escoja un valor relativamente cercano al sugerido por Rots (1988). Comparando estas respuestas de simulación numérica con los resultados experimentales, se puede apreciar una excelente similitud hasta un desplazamiento de 12 mm, una distorsión aproximada de 5/1000, poco antes de la falla por corte que se manifiesta en los resultados numéricos, más aún cuando h adoptó el valor de 47 mm. Luego de esto, las respuestas numéricas no lineales tienden a mostrar al espécimen 04 como más rígido de lo que realmente fue. Finalmente los estos casos de simulación numérica arrojaron una resistencia última del espécimen de aproximadamente 60 tf, mientras que el resultado experimental fue cerca de 50tf. Esto puede ser resultado de las propias deficiencias de las formulaciones del modelo de agrietamiento distribuido basado en deformaciones totales considerando ejes rotatorios.

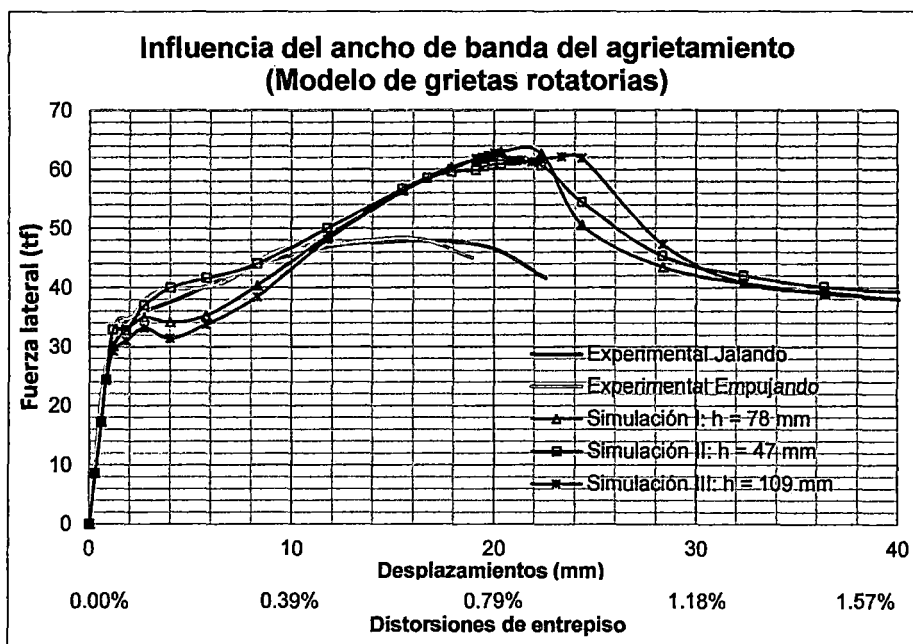


Figura 4.19. Influencia del ancho de banda de agrietamiento en muro con alas.

Revisando la gráfica 4.20, donde se aprecia la influencia del uso de un modelo numérico de grietas de ejes fijos, y a su vez la influencia de diferentes factores de retención de corte β , y de ejes rotatorios, se puede notar que, como también ocurrió al revisar la influencia del ancho de banda de agrietamiento en las simulaciones numéricas, independientemente de los parámetros empleados, pero obviamente mientras estos parámetros permanecen en un rango factible, la

respuesta numérica reproduce satisfactoriamente el comportamiento experimental del muro de sección transversal "H" hasta un desplazamiento de 12 mm, distorsión de cercana a 5/1000, momento en el que la falla por corte comienza a desarrollarse en la simulación numérica. A partir de esta distorsión, el modelo de grietas fijas parece producir una respuesta más rígida que la el modelo de grietas rotatorias, y más aún cuando el factor de retención de corte β toma valores mayores a 0.05. En algunos casos se determinó con el modelo de grietas fijas una resistencia última de 70 tf, mientras que la resistencia máxima experimental fue cercana a 50 tf.

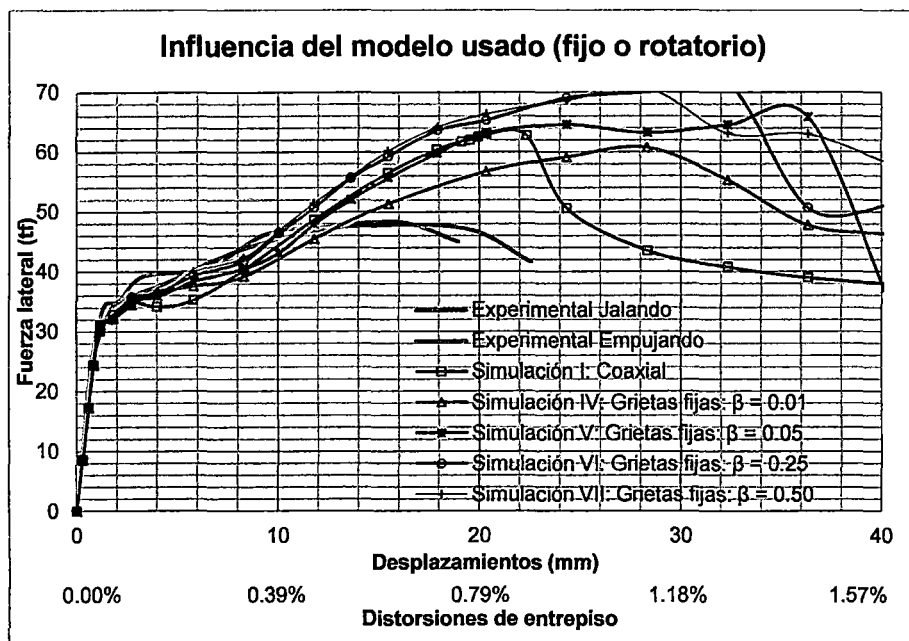


Figura 4.20. Influencia de modelo de ejes fijos en muro con alas.

Finalmente, al verificar la influencia de la resistencia a la tracción del concreto, parámetro muy variable en la práctica, en el análisis no lineal, según la figura 4.21, se nota que la respuesta global de la estructura responde solamente con ligeras variaciones a los incrementos o decrementos en el valor de la resistencia a la tracción. Lógicamente, al modelar el muro con una resistencia a la tracción del concreto mayor provoca que el agrietamiento se produzca inicialmente ante una carga ligeramente mayor; sin embargo, la resistencia última del muro no se ve afectada por las variaciones de este parámetro.

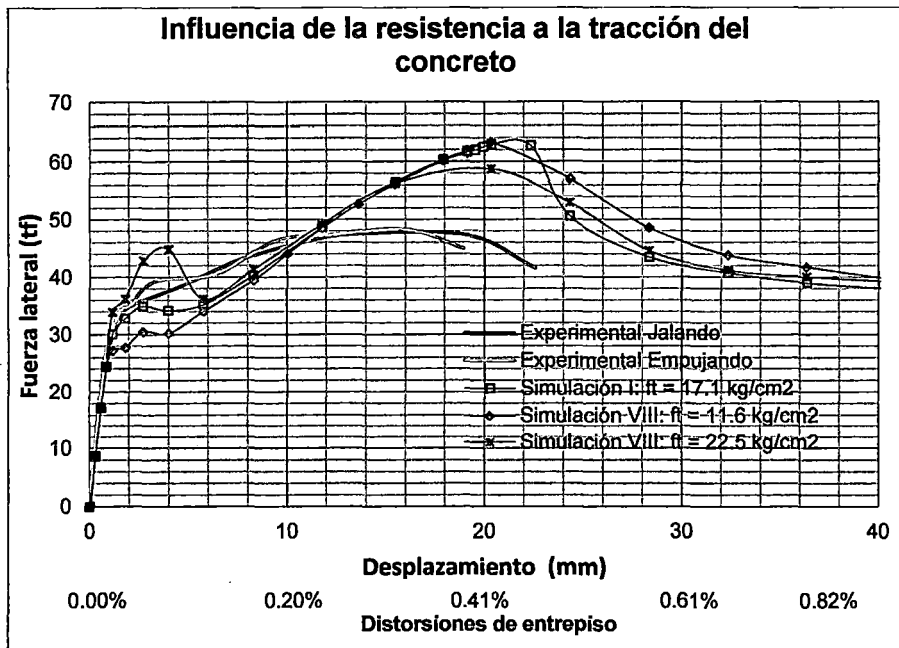


Figura 4.21. Influencia de la resistencia a la tracción del concreto en muro con alas.

Dado que en todos los análisis numéricos con los distintos parámetros en las distintas simulaciones tuvieron eficacia al reproducir el comportamiento experimental de este espécimen hasta una distorsión cercana a 5/1000, pero fallaron en un 20% al reproducir la resistencia última del espécimen podemos esbozar que aun estos modelos necesitan refinamiento en su propia constitución analítica. Por ejemplo, los modelos de grietas rotatorias expresan sus problemas cuando las grietas generadas en etapas iniciales de carga literalmente se borran de la memoria en el cálculo computacional al “rotar sus ejes”, ignorando el daño sufrido en la estructura debido a la grieta previamente formada. En el caso de los modelos de ejes fijos, el modelo expresa sus deficiencias al solamente permitir en un plano dos direcciones “fijas” del agrietamiento. Todas estas deficiencias contrastan con lo que se puede encontrar en un ensayo experimental de una estructura de concreto, donde las grietas por un punto pueden pasar grietas en distintas direcciones, en vez de “rotar” o mantenerse “fijas” como en las concepciones de ambos modelos usados para la simulación no lineal en esta tesis.

Sin embargo, a pesar de estos inconvenientes, aun se puede considerar que la simulación no lineal con estos modelos va por un próspero camino, ya que a pesar de haber obtenido respuestas numéricas con valores de resistencia última ligeramente más altos que el encontrado en el ensayo experimental, se pudo

reproducir numéricamente muchas de las características mostradas por este espécimen en el ensayo experimental. Además de la ya comenzada exitosa simulación del muro hasta la distorsión cercana a 5/1000, los resultados numéricos arrojaron el mismo tipo de falla que el ensayo experimental: falla por corte a través de una gran grieta diagonal. Asimismo, todas las simulaciones numéricas mostraron un patrón de agrietamiento muy similar al encontrado en el ensayo experimental. Esto finalmente es lo que sigue haciendo a los modelos de agrietamiento distribuidos basados en deformaciones totales atractivas y vigentes hasta la actualidad.

La figura 4.22 muestra los valores de las deformaciones principales en tracción del concreto en cada punto del espécimen. En dicho gráfico se usarán los resultados de la Simulación I del espécimen 04, tabla 4.2, para compararlos con los resultados experimentales, solamente considerando las grietas que se formaron cuando la gata empujaba, ya que como se ha dicho los patrones de grietas fueron similares en todas las simulaciones. De la figura 4.3, donde se muestra que en el comportamiento en tracción del concreto la deformación de casi 0.0017 es la última del concreto para el espécimen 02, se puede plantear que en la figura 4.22, según las escalas de color en dicha figura que reflejan el nivel de deformación en tracción del concreto, las zonas sombreadas a partir del celeste fosforescente pueden ser vistas como zonas con agrietamiento distribuido representantes de la naturaleza discreta del agrietamiento encontrado en los ensayos experimentales.

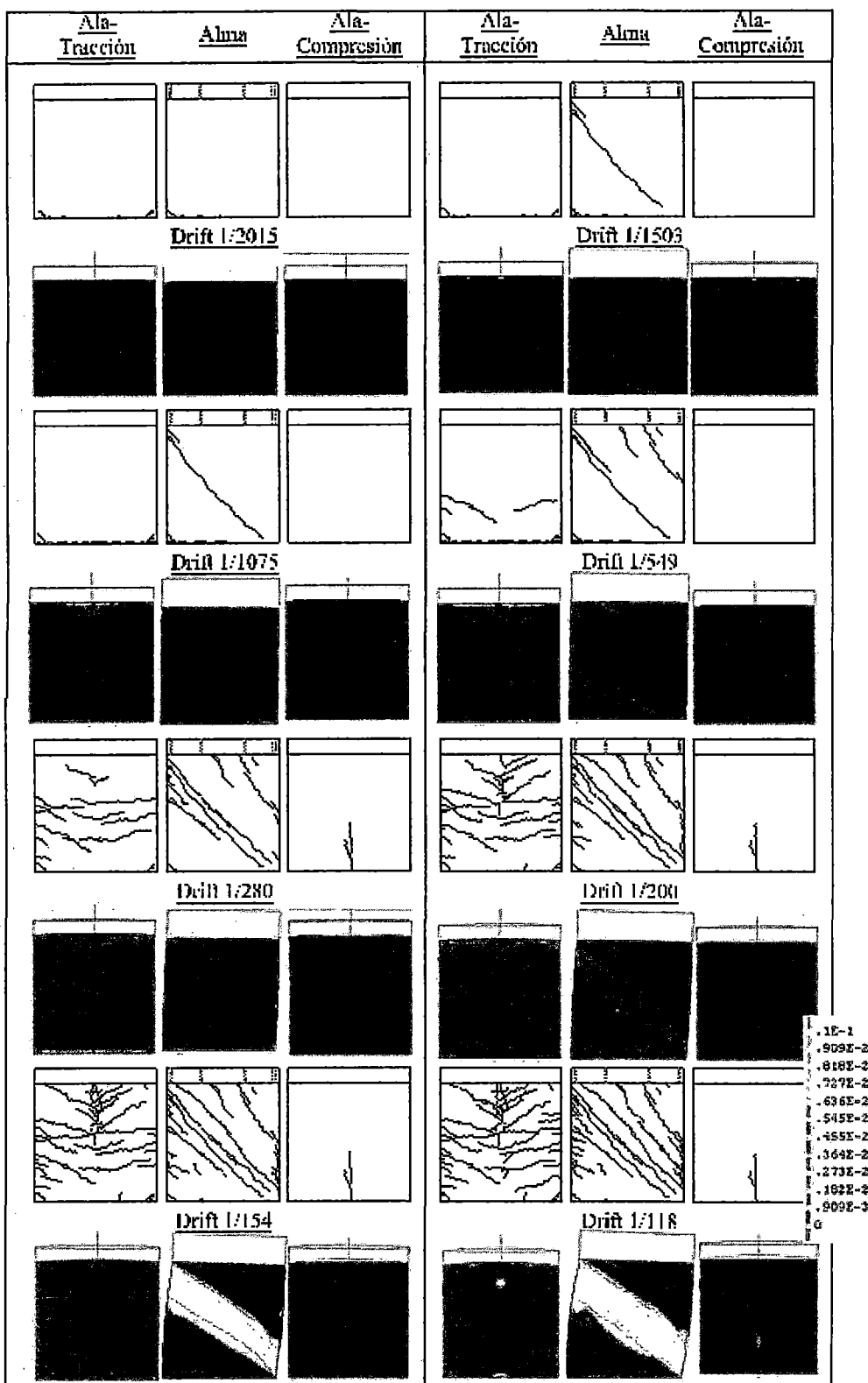


Figura 4.22. Agrietamiento según modelo numérico versus resultados experimentales del espécimen 04.

4.4. EVALUACIÓN DEL ANCHO EFECTIVO

Tomando en cuenta los resultados del modelamiento numérico con los parámetros de la simulación I, tabla 4.2, efectuado en el programa de cómputo DIANA del espécimen 04, que fue la más aproximada simulación según su comparación con los resultados experimentales, se procederá a encontrar el ancho efectivo de las alas tanto en tracción como en compresión según lo señalado en la sección 1.1. La básica idea es encontrar la distribución de esfuerzos verticales a lo largo del ala, como se aprecia en la figura 1.2, y después, integrarlos sobre el área total del ala para luego obtener la fuerza axial en tracción o en compresión, según el caso, sobre las alas. Estos esfuerzos verticales son los resultados del DIANA luego de efectuado el análisis no lineal. Si a esta fuerza se la divide entre el esfuerzo máximo obtenido en el ala, ver figura 1.2, y entre el espesor del ala, ecuación 1.1, finalmente se podría obtener un "ancho efectivo", que si tuviese un esfuerzo constante y aplicado solamente en este ancho, este esfuerzo sería en valor igual al máximo obtenido de la distribución no uniforme según el análisis no lineal, produciría exactamente la misma fuerza axial que la resultante de la distribución irregular del análisis no lineal sobre las alas.

4.4.1. En compresión

Para el análisis en compresión, debido a que en el diseño de elementos estructurales considerado flexión y carga axial al construir los diagramas de interacción el aporte principal en las zonas en compresión es el del concreto, entonces para calcular el ancho efectivo en las zonas en compresión para este espécimen, se procederá a verificar la distribución de esfuerzos solamente del concreto en el ala comprimida en diferentes etapas de carga, para calcular la fuerza resultante sobre toda el ala, y finalmente dividirla entre el espesor del alma, en este caso 100 mm.

La figura 4.23 muestra la distribución de los esfuerzos verticales en la base del alma en compresión en todo su largo provenientes de los resultados del cómputo no lineal. Se debe resaltar que para este análisis numérico del espécimen 04 con los parámetros de la simulación I la resistencia máxima ocurrió para una distorsión de 0.008, falla por corte. La gráfica 4.23 muestra que para distorsiones mayores a esta

última el nivel de esfuerzos en compresión cae progresivamente, y esto se produce debido a la propia caída de la fuerza lateral sobre el espécimen después de ocurrida la falla por corte en la simulación numérica.

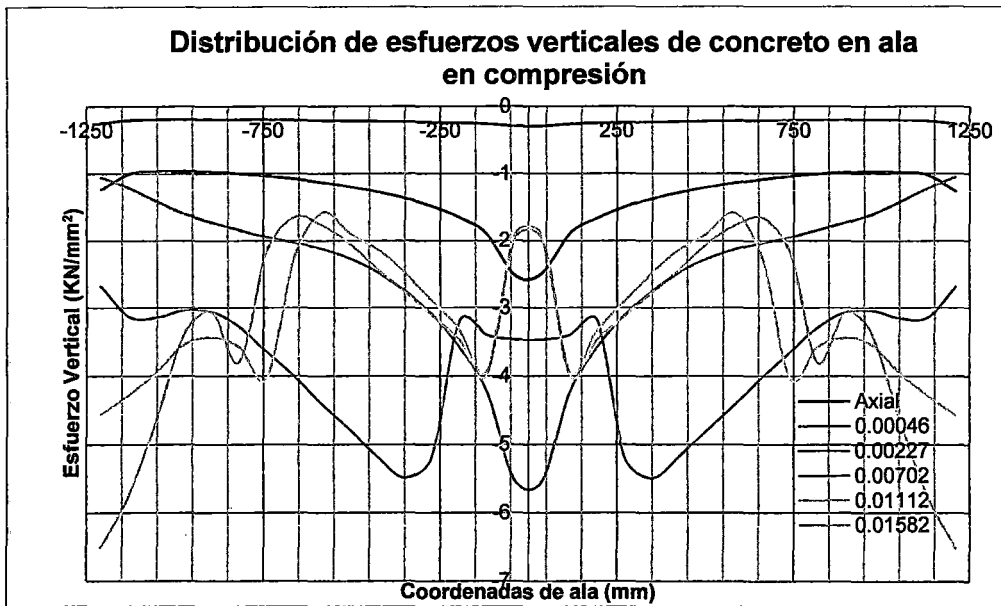


Figura 4.23. Distribución de los esfuerzos verticales del concreto en la base del ala en compresión del espécimen 04 del análisis no lineal.

La tabla 4.3 muestra para cada distorsión el esfuerzo máximo de compresión del concreto para el ala en compresión, señalando también la fuerza axial resultante de la integración de los esfuerzos verticales en el concreto sobre toda esta ala, y finalmente muestra el ancho efectivo resultante de la división de la fuerza resultante sobre el producto del respectivo esfuerzo máximo para cada distorsión y el espesor del muro.

Tabla 4.3. Esfuerzo máximo de compresión, fuerza resultante y ancho efectivo para el concreto del ala en compresión.

Distorsión	Esfuerzo en Compresión Máximo (KN/mm ²)	Fuerza Resultante (KN)	Ancho Efectivo (mm)
0	-0.3	-53412	1831
0.00012	-0.9	-125587	1463
0.00023	-1.4	-197733	1388
0.00033	-1.9	-257769	1360
0.00046	-2.5	-319115	1260
0.00071	-4.3	-367871	856
0.00107	-6.2	-426087	682
0.00157	-5.2	-357026	688
0.00227	-5.5	-393741	712
0.00325	-6.9	-497728	723
0.00462	-5.7	-603988	1053
0.00607	-5.6	-658976	1170
0.00702	-5.5	-702724	1280
0.0075	-5.5	-725658	1319
0.00766	-5.4	-704873	1312
0.00782	-5.4	-712982	1318
0.00798	-5.4	-721679	1325
0.00876	-5.1	-765554	1513
0.00955	-4.4	-685298	1572
0.01112	-4.6	-690317	1510
0.01269	-5.3	-708965	1334
0.01425	-5.9	-735631	1245
0.01582	-6.5	-781590	1199

La gráfica 4.24 muestra la variación de los anchos efectivos en compresión, indicados en la tabla 4.3, con respecto a las distorsiones alcanzadas. Se puede notar que inicialmente el ancho efectivo comienza en casi 1800 mm (18 veces el espesor del muro), producto de la distribución de los esfuerzos verticales en el ala ante la carga axial inicial. Luego, este valor cae, hasta alrededor de 700 mm (7 veces el espesor del muro) para una distorsión lateral del espécimen de 0.001, para este nivel de distorsión la influencia de la carga axial inicial en el ancho efectivo se desvanece. Conforme la carga lateral sobre el espécimen se va incrementando hasta llevar a su máximo en la simulación no lineal al alcanzar una distorsión lateral de 0.01, figura 4.19, el ancho efectivo hace lo propio hasta alcanzar los casi 1600 mm (16 veces el espesor del muro). A partir de esta distorsión, luego de la falla por

corte en la simulación numérica, el ancho efectivo comienza a decaer hasta 1200 (12 veces el espesor del muro), distorsión de 0.016, debido a que la propia acción lateral sobre el espécimen decayó producto de la falla ya producida. Entonces debido a que el ancho efectivo está asociado a la falla por flexión y este muro falló por corte, el ancho efectivo no llegó a desarrollar todo su potencial en ese muro. El valor ancho efectivo en tracción máximo que desarrolla este espécimen debería ser el encontrado en la resistencia pico, antes de la falla por corte. Sin embargo, debido a que el análisis no lineal en el que se basa el cálculo del ancho efectivo arrojó resultados disímiles al del comportamiento experimental de este espécimen hasta en un 20% a partir de una distorsión de 0.005, figura 4.19, entonces lo más lógico es suponer que el ancho efectivo desarrollado en el espécimen 04 fue el valor alcanzado en esta distorsión, 1100 mm (11 veces el espesor del muro o casi 46% la altura del muro); además el hecho de que el espécimen haya alcanzado casi su resistencia máxima para esta distorsión induce a pensar que el ancho efectivo tampoco sufrió variación considerable. Este valor de ancho efectivo en compresión fue menor al sugerido por las normal ACI318, 1250 mm, y la E-060, 600mm.

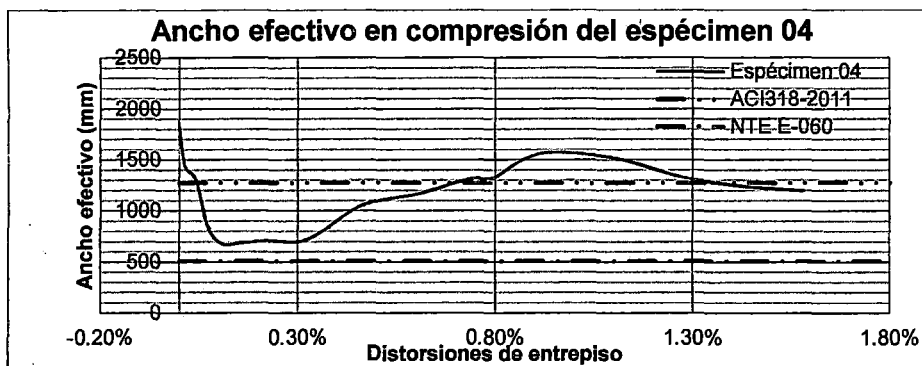


Figura 4.24. Historia de anchos efectivos en compresión del espécimen 04.

4.4.2. En tracción

En el caso del análisis del ala en tracción se tomó solamente en cuenta la distribución de los esfuerzos verticales sobre la malla electrosoldada ya que el aporte del concreto en tracción es despreciado en el diseño práctico de elementos estructurales sometidos a la acción combinada de flexión y carga axial. Como se mencionó en la sección 4.2.2, la malla electrosoldada se modeló como una plancha continua embebida en el muro de 0.19 mm de espesor, se tomó este valor para conservar iguales la cuantía de la malla electrosoldada en el ensayo experimental y

la del modelo numérico. Este espesor será empleado en el cálculo del ancho efectivo ya que solamente se está analizando la malla electrosoldada del ala en tracción.

La figura 4.25 muestra la distribución de los esfuerzos verticales de la malla electrosoldada en la base del alma en tracción en todo su largo provenientes de los resultados del cómputo no lineal. Se debe resaltar que para este análisis numérico del espécimen 04, hecho con los parámetros de la simulación I, la resistencia máxima ocurrió para una distorsión de 0.008, falla por corte. La gráfica 4.25 muestra que para distorsiones mayores a esta última el nivel de esfuerzos en compresión cae progresivamente, y esto se produce debido a la propia caída de la fuerza lateral sobre el espécimen después de ocurrida la falla por corte en la simulación numérica.

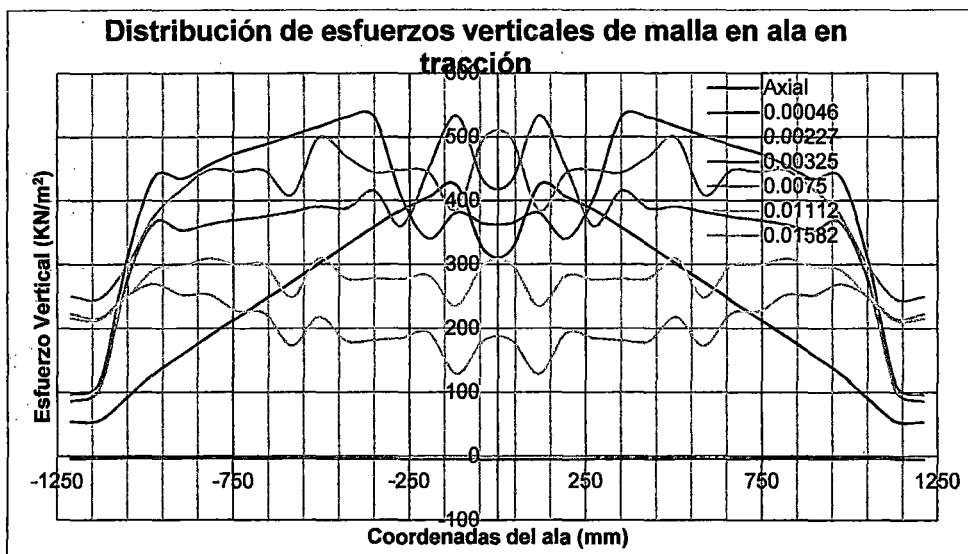


Figura 4.25. Distribución de los esfuerzos verticales de la malla electrosoldada en la base del ala en tracción del espécimen 04 del análisis no lineal.

La tabla 4.4 muestra para cada distorsión el esfuerzo máximo de tracción la malla electrosoldada para el ala en tracción, señalando también la fuerza axial resultante de la integración de los esfuerzos verticales la malla electrosoldada de toda esta ala, y finalmente muestra el ancho efectivo resultante de la división de la fuerza resultante sobre el producto del respectivo esfuerzo máximo para cada distorsión y el espesor de la plancha equivalente que simula la malla electrosoldada.

Tabla 4.4. Esfuerzo máximo de tracción, fuerza resultante y ancho efectivo para el concreto del ala en tracción.

Distorsión	Esfuerzo en Tracción Máximo (KN/mm ²)	Fuerza Resultante (KN)	Ancho Efectivo (mm)
0.00000	-5.3	-1917	1921
0.00012	5.2	673	677
0.00023	15.9	3268	1084
0.00033	36.8	6015	859
0.00046	424.0	116609	1447
0.00071	495.3	167563	1780
0.00107	531.0	179105	1775
0.00157	531.3	178088	1764
0.00227	533.0	167790	1657
0.00325	531.2	189607	1879
0.00462	532.3	189547	1874
0.00607	487.0	188355	2036
0.00702	486.9	190257	2057
0.0075	499.6	194226	2046
0.00766	510.6	196104	2021
0.00782	521.2	197977	1999
0.00798	529.7	200054	1988
0.00876	524.5	197750	1984
0.00955	408.8	161097	2074
0.01112	309.7	130597	2219
0.01269	280.9	116880	2190
0.01425	275.8	107707	2055
0.01582	269.0	100229	1961

La gráfica 4.26 señala la variación de los anchos efectivos en tracción, mostrados en la tabla 4.4, con respecto a las distorsiones alcanzadas. Se puede notar que inicialmente el ancho efectivo comienza en casi 1800 mm (18 veces el espesor del muro), igual al comienzo en el ala en compresión y producto de la distribución de los esfuerzos verticales en el ala ante la carga axial inicial. Luego, este valor cae, hasta alrededor de 650 mm (7 veces el espesor del muro) para una distorsión lateral del espécimen de 0.0005, para este nivel de distorsión la influencia de la carga axial inicial en el ancho efectivo se desvanece. Luego, el ancho efectivo crece raudamente hasta 1800 mm (18 veces el espesor del muro) para una distorsión de 0.001. Después, conforme la carga lateral sobre el espécimen se va incrementando hasta llevar a su máximo en la simulación no lineal al alcanzar una distorsión lateral

de 0.01, figura 4.19, el ancho efectivo hace lo propio pero ligeramente hasta alcanzar los casi 2200 mm (22 veces el espesor del muro). A partir de esta distorsión, luego de la falla por corte en la simulación numérica, el ancho efectivo comienza a decaer hasta 2000 (20 veces el espesor del muro), distorsión de 0.016, debido a que la propia acción lateral sobre el espécimen decayó producto de la falla ya producida. Al igual que en el cálculo del ancho efectivo máximo en compresión del espécimen 04 a partir del modelo no lineal, para el ancho efectivo en tracción máximo desarrollado en el ensayo experimental se tomó al valor resultante del análisis no lineal correspondiente a una distorsión de 0.005. Este valor de ancho efectivo en tracción, 1900 mm (19 veces el espesor del muro o casi 80% la altura del muro), fue mayor al sugerido por las normal ACI318, 1250 mm, y la E-060, 600mm.

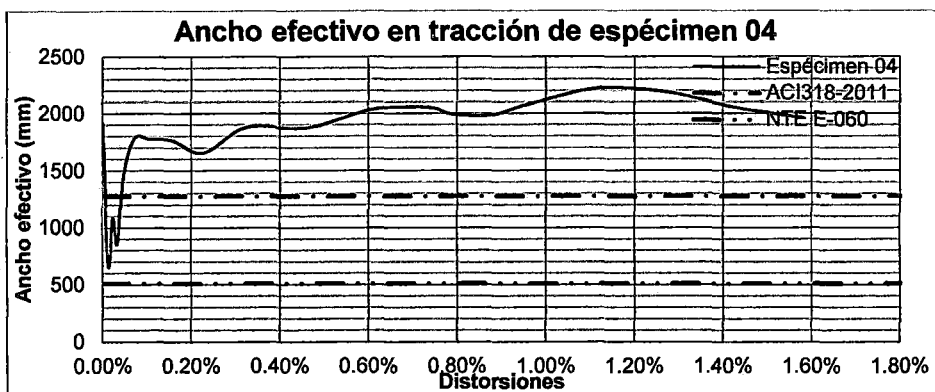


Figura 4.26. Historia de anchos efectivos en tracción del espécimen 04.

4.5. VARIACIÓN DEL ANCHO EFECTIVO EN ALTURA

Para evaluar el ancho efectivo en diferentes alturas de muros se construyeron 3 modelos más. Todos estos especímenes contaron con la misma la sección transversal, refuerzos, y esquemas de carga (primero carga axial de 20 tf y luego una acción monotónica lateral que impuso desplazamientos en los modelos) que el espécimen 04, la única diferencia fue la altura de estos otros muros analizados. Se simuló un muro del doble, 4.80 m, otro del triple, 7.20m, y un último del cuádruple, 9.60 m, de la altura del espécimen 04. Debido a que las diferentes simulaciones numéricas del muro 04 tendieron a resultados no muy disímiles, para modelar a estos otros elementos estructurales se consideraron los parámetros empleados para la simulación 01, tabla 4.2, del espécimen 04. La gráfica 4.27 muestra las diferentes

geometrías de todos estos nuevos modelos, incluido el del espécimen 04 y la tabla 4.5 señala estas simulaciones con sus correspondientes alturas.

Tabla 4.5. Alturas de los modelos empleados para el cálculo del ancho efectivo en altura.

Modelo No Lineal N°	Altura del modelo
I	2.40 m
II	4.80 m
III	7.20 m
IV	9.60 m

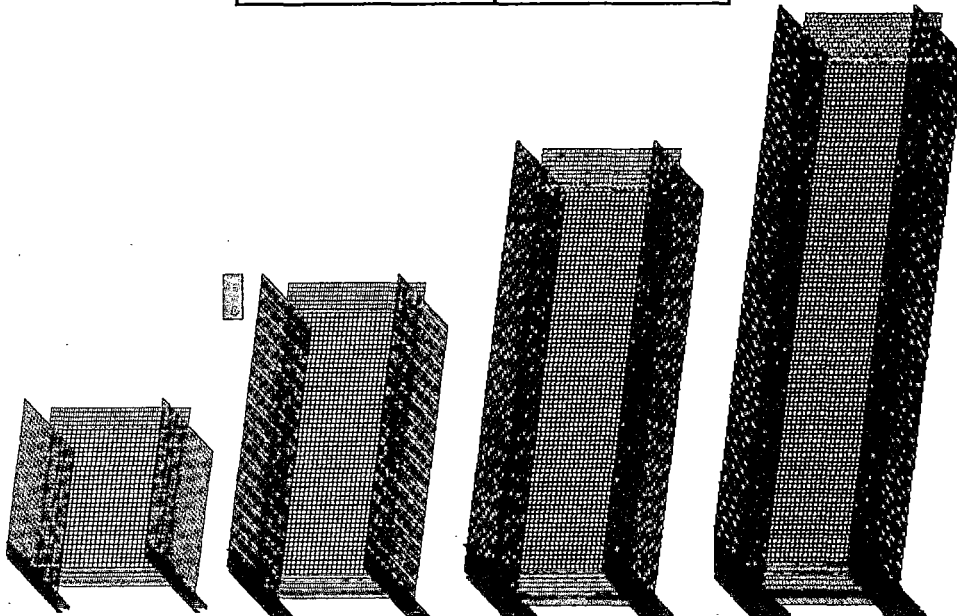


Figura 4.27. De izquierda a derecha: Modelos I, II, III y IV empleados para cálculo de ancho efectivo en altura.

Después de realizar las simulaciones no lineales en los distintos especímenes, se pudieron distinguir y comparar los resultados analíticos de los modelos I, II, III y IV. La figura 4.28 muestra la comparación de las curvas carga lateral en la cima de los especímenes versus la distorsión alcanzada en cada etapa de cargas. La tabla 4.6 muestra el tipo de falla, la carga lateral máxima alcanzada, la distorsión a la que se alcanzó dicha carga y el momento resistente máximo alcanzado en la base, producto de la carga lateral máxima y la altura del espécimen, de cada uno de los modelos.

En la sección 2.4.3 se calculó, tomando en cuenta la resistencia a la compresión de las probetas del espécimen 04 y la fluencia de las varillas y mallas electrosoldadas usadas para reforzar este muro, la resistencia a la flexión para esta sección transversal cuando ésta estaba cargada axialmente con 20 tf. Tomando en cuenta

que el aporte de ambas alas, la que está en compresión y la otra en tracción, se halló una resistencia a la flexión de 246.1 tf. De la tabla 4.6 se nota que los especímenes III y IV han sobrepasado este valor. Esto puede deberse principalmente a que no obstante en el cálculo de la resistencia a la flexión se usó la misma resistencia a la compresión y los mismos esfuerzos de fluencia que en los modelos no lineales, el cálculo de la resistencia de flexión no tomó en cuenta el endurecimiento del acero. Además las suposiciones que se toman en el cálculo de la resistencia a la flexión de estos muros establecen que la resistencia máxima en flexión de una sección transversal ocurre cuando el concreto de la fibra más extrema de dicha sección alcanza una deformación de 0.003, hecho que la norma asume como falla del concreto. A pesar de que esta suposición es razonable para vigas de sección pequeña, en muros de concreto armado, debido a sus prominentes secciones transversales en comparación con las dimensiones típicas de una viga, no se puede asegurar que la resistencia máxima de la sección ocurra en esta deformación de la fibra más extrema. Estas son las razones por las cuales se obtienen momentos flectores resistentes, resultados de los análisis no lineales, mayores a los calculados en la sección 2.4.3.

Tabla 4.6. Modelos empleados para el cálculo del ancho efectivo en altura.

Modelo	Altura (m)	Tipo de falla	Resistencia última (tf)	Distorsión en la resistencia última	Momento resistente máximo alcanzado (tf-m)
I	2.4	Cortante	63	0.008	160.54
II	4.8	Cortante	46	0.013	227.52
III	7.2	Flexión	38	0.016	276.62
IV	9.6	Flexión	30	0.017	288.52

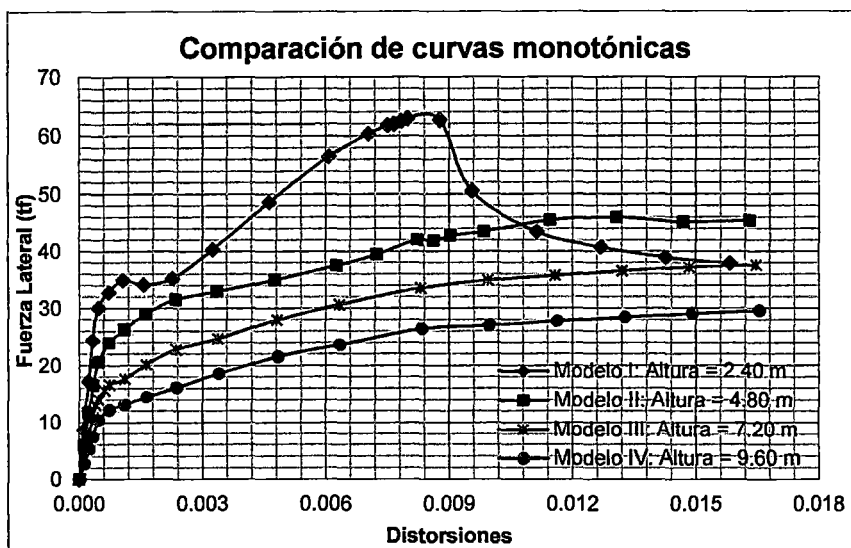


Figura 4.28. De izquierda a derecha: Modelos I, II, III y IV empleados para cálculo de ancho efectivo en altura.

En la figura 4.29 se muestran las deformaciones principales en tracción en los distintos puntos de los modelos I, II, III y IV. A partir del color celeste fosforescente las deformaciones han excedido la deformación última del concreto en tracción, por lo tanto se pueden considerar a estas zonas como representantes de la naturaleza discreta del agrietamiento real. De esta gráfica se puede notar claramente que el tipo de falla para los modelos I y II es por cortante, a través de sendas grietas diagonales, mientras que en los modelos III y IV el tipo de falla fue por flexión, evidenciado por las grandes deformaciones en las zona inferior de las alas en tracción que generan grandes deformaciones en el acero de refuerzo de esta zona.

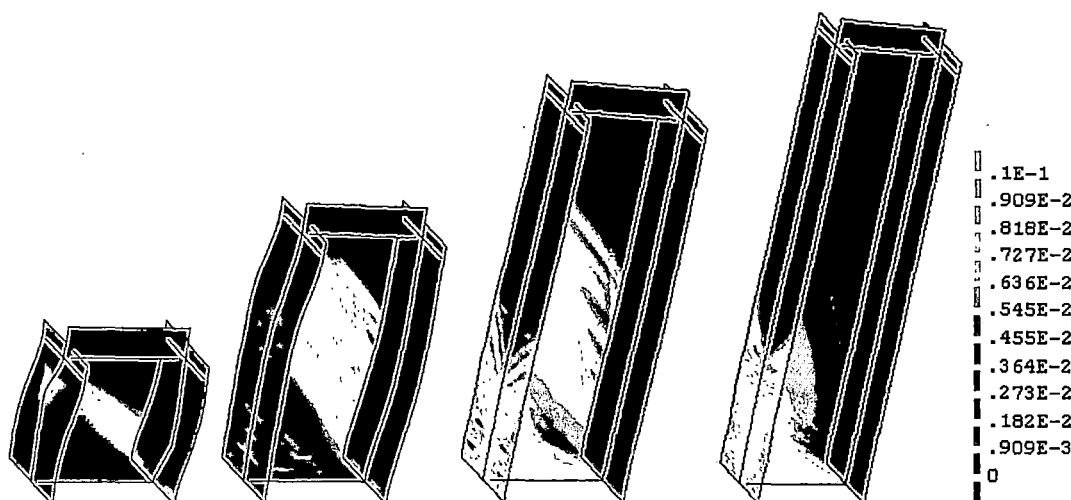


Figura 4.29. De izquierda a derecha: Deformaciones principales en tracción de los modelos I, II, III y IV.

4.5.1. Cálculo de anchos efectivos en compresión

El ancho efectivo en compresión de los modelos II, III y IV, se calculó con el mismo enfoque que en el modelo I para compresión, sección 4.4.1. Se calcularon las distribuciones de esfuerzos verticales en el concreto solamente a lo largo de la base del ala en compresión para cada modelo, ver figura 4.30, 4.31 y 4.32 para el modelo II, III y IV respectivamente, y luego se integraron estos valores sobre el área de cada ala, obteniendo la carga axial sobre el ala en compresión, para dividir este valor sobre el producto del espesor del muro de concreto y el esfuerzo máximo en cada distribución de esfuerzos verticales correspondientes a cada distorsión analizada.

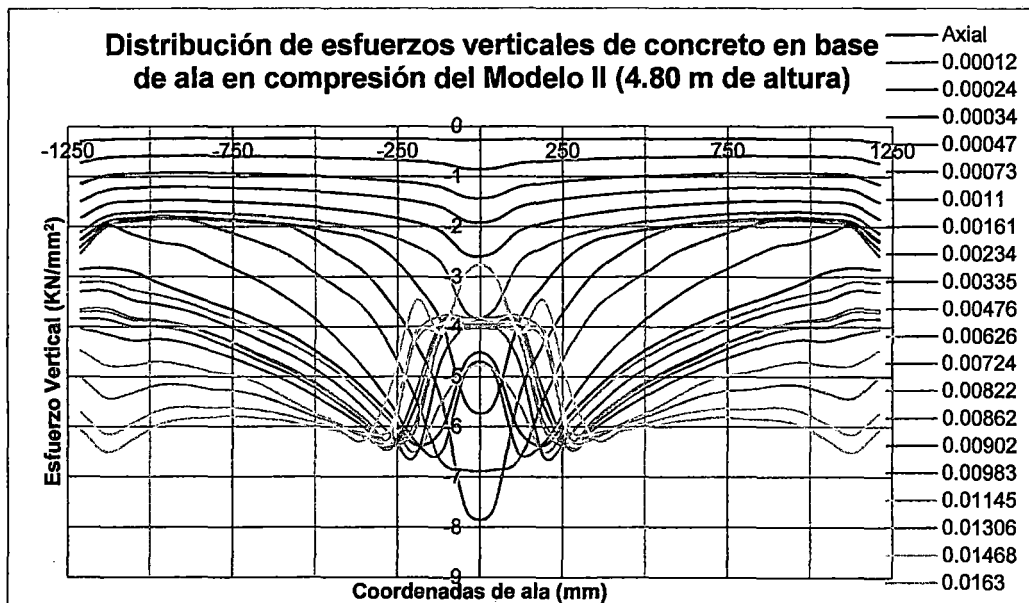


Figura 4.30. Distribución de los esfuerzos verticales del concreto en la base del ala en compresión del análisis no lineal del modelo II (4.80 m de altura).

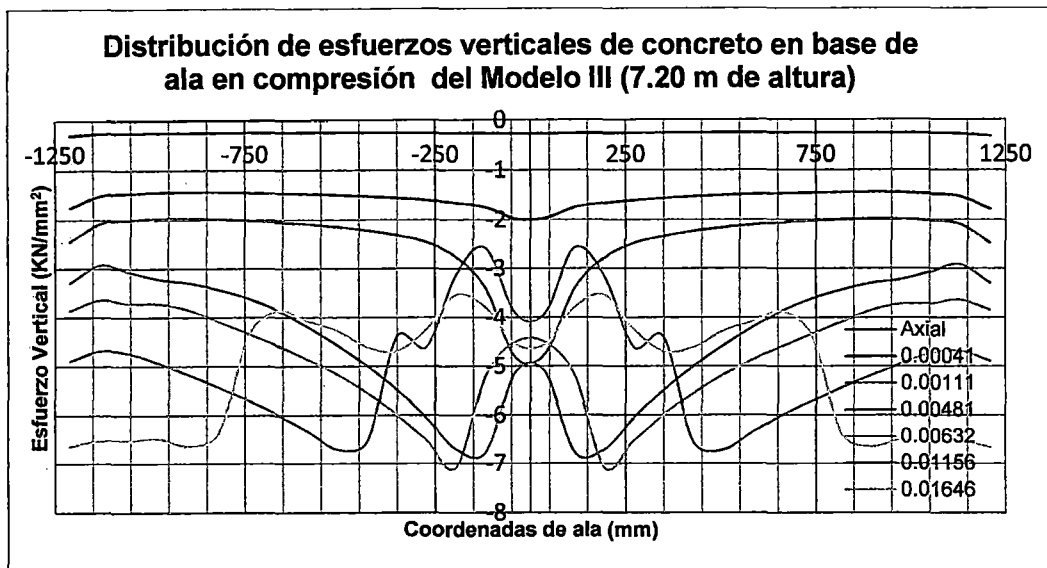


Figura 4.31. Distribución de los esfuerzos verticales del concreto en la base del ala en compresión del análisis no lineal del modelo III (7.20 m de altura).

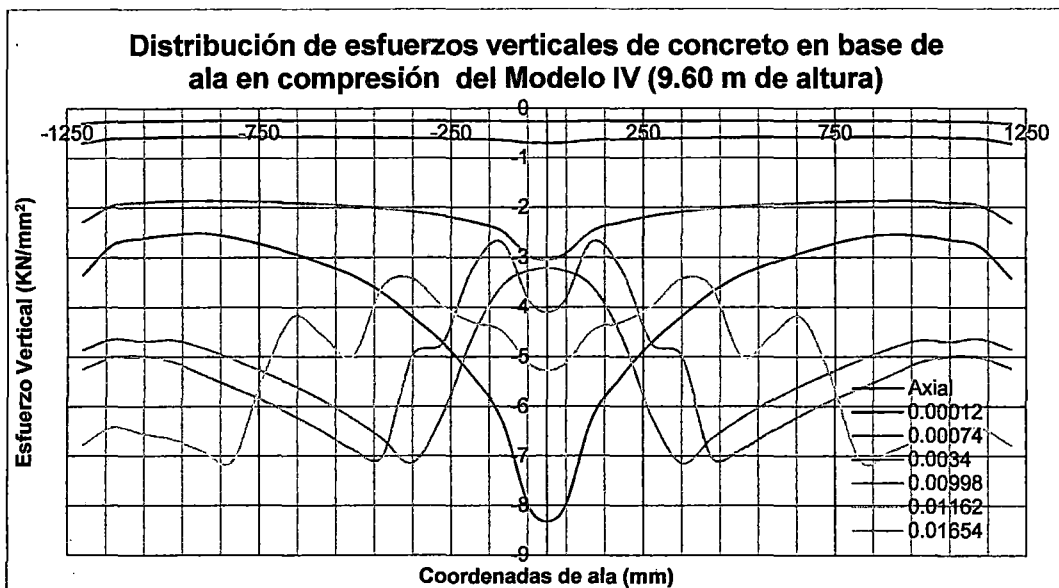


Figura 4.32. Distribución de los esfuerzos verticales del concreto en la base del ala en compresión del análisis no lineal del modelo IV (9.60 m de altura).

De la figura 4.36, se observa claramente en los modelos numéricos que el ancho efectivo en compresión va creciendo según lo van haciendo las distorsiones en los modelos. Los anchos efectivos calculados del modelo IV son mayores a los del III, los de estos últimos son mayores a los del II, y a su vez los del II son mayores a los del modelo I, simulación que representó en ensayo experimental del espécimen 04. Este último hecho corrobora que los anchos efectivos desarrollados son proporcionales a la altura del espécimen.

Inicialmente todos los modelos muestran la influencia de la carga axial inicial en sus primeros anchos efectivos desarrollados, alrededor de 2000 mm para todos; después, los anchos efectivos caen, al incrementarse los esfuerzos generados por la flexión en el muro, para luego volver a incrementarse en todos los casos desde una distorsión de aproximadamente 0.002.

El ancho efectivo máximo desarrollado se tomó como el calculado cuando la acción lateral en el modelo II (figura 4.33), III (figura 4.34) y IV (figura 4.35) fue máxima; la figura 4.36 muestra la comparación de los anchos efectivos de los modelos I, II, III y IV. Entonces en el modelo II, muro de 4.80 m de altura, se tuvo un ancho efectivo desarrollado en el momento de la resistencia pico, 0.013 de distorsión, de 1.70 m (17 veces el espesor del muro y 35% de la altura). En el modelo III se obtuvo un ancho efectivo de 1.80 m (18 veces el espesor del muro y 25% de la altura) cuando se alcanzó la resistencia pico de la simulación, distorsión de 0.016. Por último, en el modelo IV a los 0.017 de distorsión, en la cual se alcanzó la resistencia pico del espécimen, se desarrolló un ancho efectivo de 2.00 m (20 veces el espesor del muro y 20% de la altura).

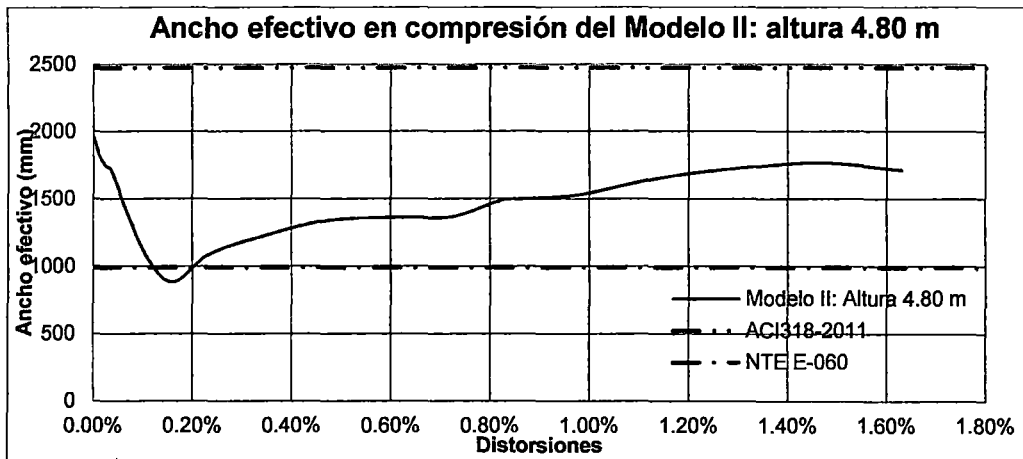


Figura 4.33. Ancho efectivo en compresión en modelo II comparado con normatividad.

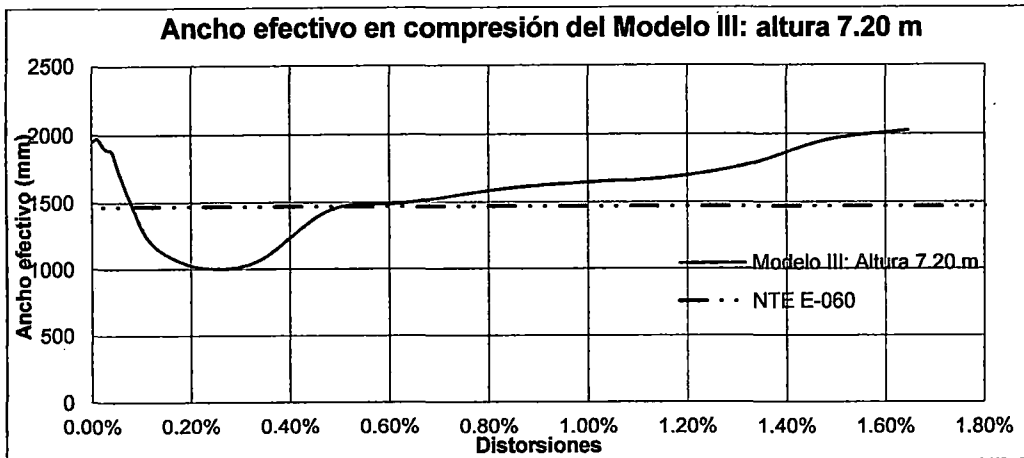


Figura 4.34. Ancho efectivo en compresión en modelo III comparado con normatividad.

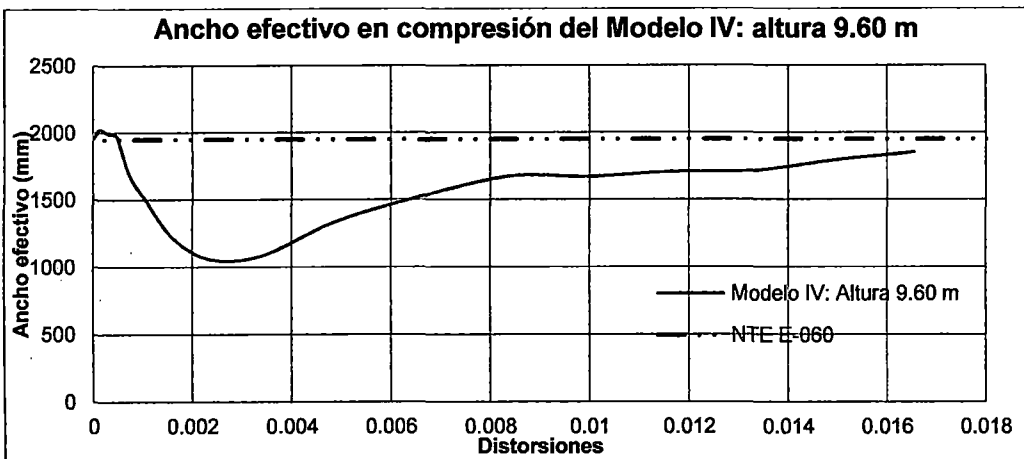


Figura 4.35. Ancho efectivo en compresión en modelo IV comparado con normatividad.

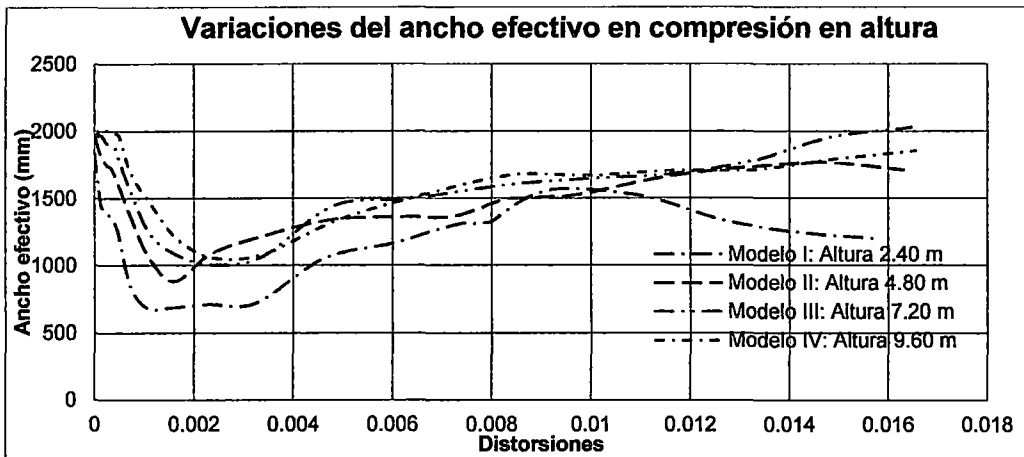


Figura 4.36. Historia de anchos efectivos en compresión de modelos I, II, III y IV.

4.5.2. Cálculo de anchos efectivos en tracción

Similarmente al cálculo del ancho efectivo en compresión, el ancho efectivo en tracción de los modelos II, III y IV, se calculó con el mismo enfoque que en el modelo I, pero esta vez según el criterio empleado en tracción, sección 4.4.2. Se calcularon las distribuciones de esfuerzos verticales solamente en la malla electrosoldada a lo largo de la base del ala en tracción para cada modelo, ver figura 4.37, 4.38 y 4.39 para el modelo II, III y IV respectivamente, y luego se integraron estos valores sobre el área de cada ala, obteniendo la carga axial sobre el ala en compresión, para dividir este valor sobre producto del espesor de la plancha que equivale a la malla electrosoldada en el modelo no lineal, 0.19 mm, y el esfuerzo máximo en cada distribución de esfuerzos verticales correspondientes a cada distorsión analizada, tal y como se hizo para la compresión.

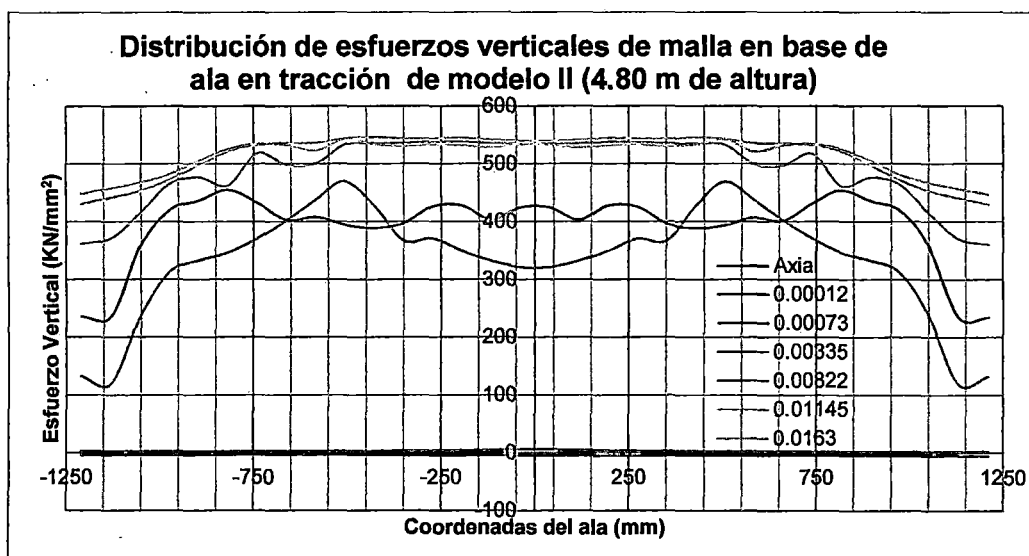


Figura 4.37. Distribución de los esfuerzos verticales de la malla electrosoldada en la base del ala en tracción del análisis no lineal del modelo II (4.80 m de altura).

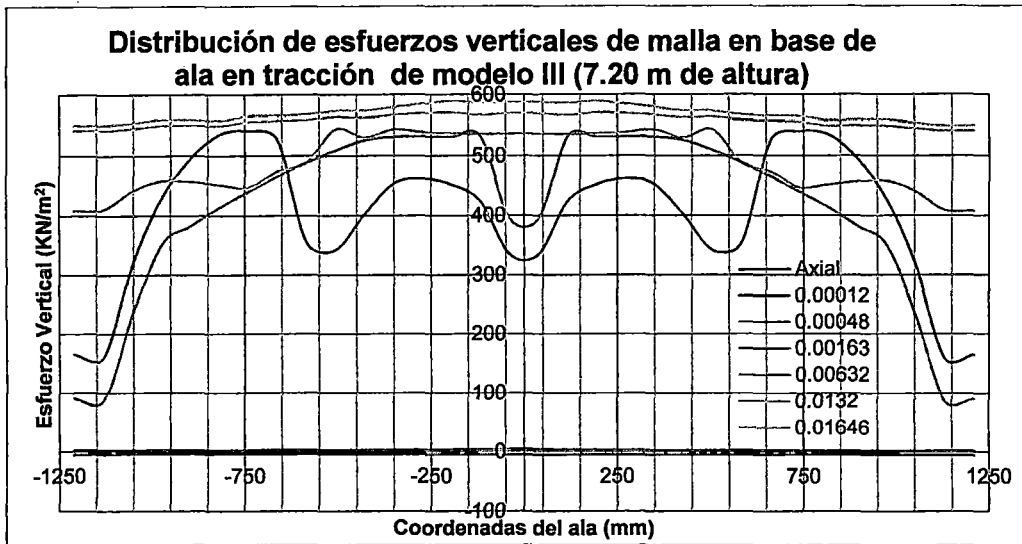


Figura 4.38. Distribución de los esfuerzos verticales de la malla electrosoldada en la base del ala en tracción del análisis no lineal del modelo III (7.20 m de altura).

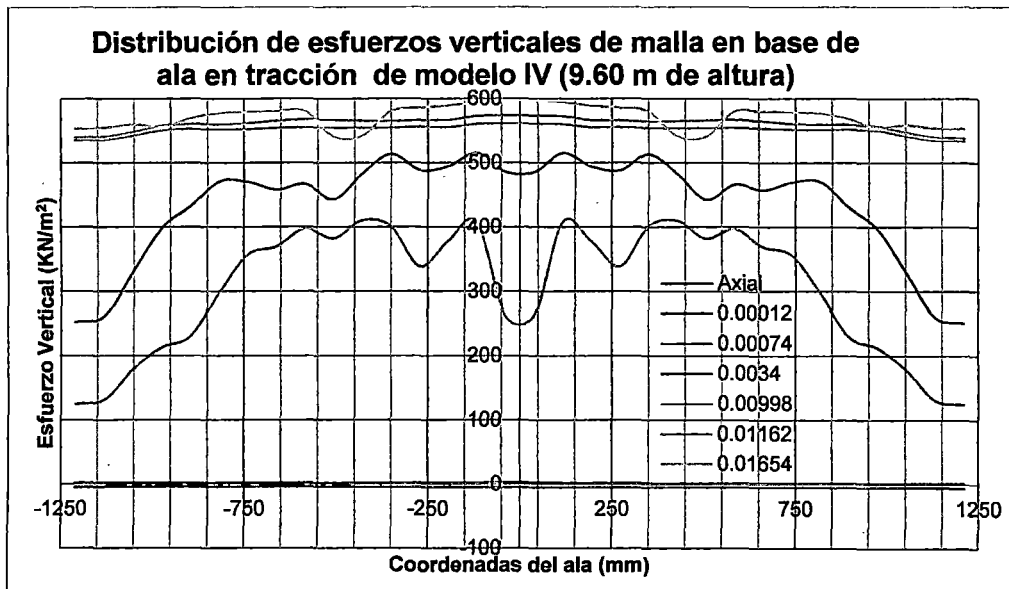


Figura 4.39. Distribución de los esfuerzos verticales de la malla electrosoldada en la base del ala en tracción del análisis no lineal del modelo IV (9.60 m de altura).

De la figura 4.43, se nota que los anchos efectivos en tracción crecen según aumenta la distorsión pero, a diferencia de los anchos en compresión, estos valores crecen rápidamente inicialmente, después del desvanecimiento de la influencia de la carga axial en el ancho efectivo al inicio de la historia de cargas que ocurre en una distorsión cercana a 0.0005, y luego su incremento es mucho más tenue. Los anchos efectivos calculados del modelo IV son mayores a los del III, los de estos últimos son mayores a los del II, y a su vez los del II son mayores a los del modelo I,

simulación que representó en ensayo experimental del espécimen 04. Con esto se corroboró aquí también que el ancho efectivo es dependiente de la altura del muro.

Como se mencionó, inicialmente todos los modelos muestran la influencia de la carga axial inicial en sus primeros anchos efectivos desarrollados, alrededor de 2000 mm para todos; después, los anchos efectivos caen y llegando a la distorsión de 0.001 comienzan a crecer progresivamente hasta la distorsión 0.016. Vale decir que la historia de anchos efectivos en tracción en los modelos III y IV fueron prácticamente los mismos.

El ancho efectivo máximo desarrollado se tomó como el calculado cuando la acción lateral en el modelo II (figura 4.40), III (figura 4.41) y IV (figura 4.42) fue máxima; la figura 4.43 muestra la comparación de los anchos efectivos de los modelos I, II, III y IV. Entonces en el modelo II, muro de 4.80 m de altura, se tuvo un ancho efectivo desarrollado en el momento de la resistencia pico, 0.013 de distorsión, de 2.30 m (23 veces el espesor del muro y 48% de la altura). En el modelo III se obtuvo un ancho efectivo de 2.50 m (25 veces el espesor del muro, el íntegro de la altura, y 35% de la altura) cuando se alcanzó la resistencia pico de la simulación, distorsión de 0.016. Por último, en el modelo IV a los 0.017 de distorsión, en la cual se alcanzó la resistencia pico del espécimen, se desarrolló un ancho efectivo de 2.50 m (25 veces el espesor del muro, y también el íntegro de la altura, y 26% de la altura). Los dos últimos anchos efectivos terminan siendo el íntegro del ala, por lo tanto aquí la relación entre la altura y el ancho efectivo ya no tiene validez debido a que este llegó a su límite previamente debido a una cuestión de geometría del modelo y no debido a la misma distribución no lineal de esfuerzos verticales en el ala.

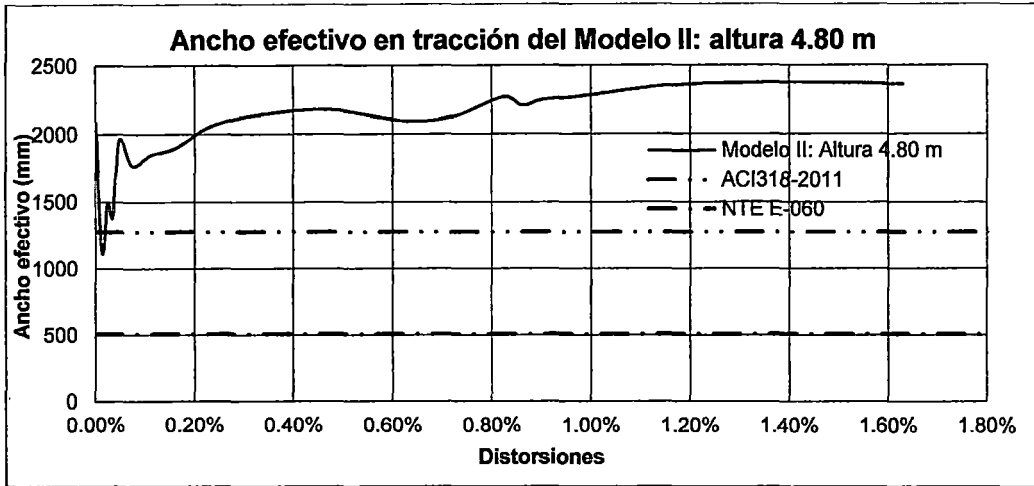


Figura 4.40. Ancho efectivo en tracción en modelo II comparado con normatividad.

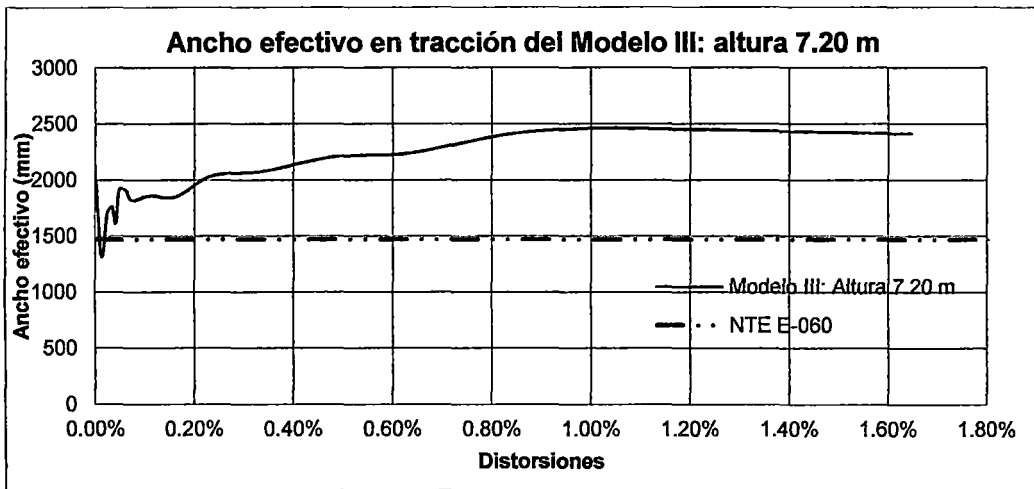


Figura 4.41. Ancho efectivo en tracción en modelo III comparado con normatividad.

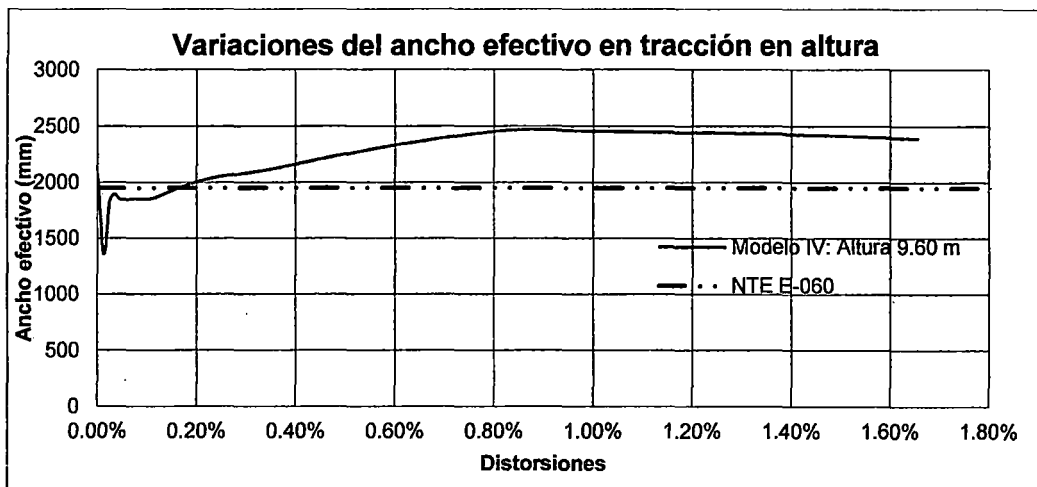


Figura 4.42. Ancho efectivo en tracción en modelo III comparado con normatividad.

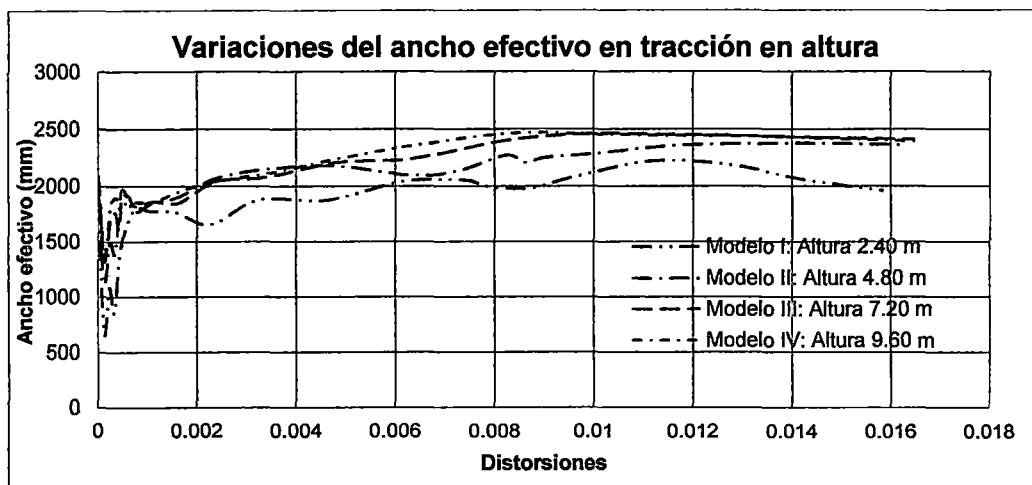


Figura 4.43. Historia de anchos efectivos en tracción de modelos I, II, III y IV.

4.6. RESUMEN

Los análisis no lineales del espécimen 02 y 04, dentro de sus limitaciones, proveyeron resultados satisfactorios. Aun considerando la variabilidad de los parámetros necesarios para el análisis no lineal, en las 9 simulaciones del espécimen 02 se encontraron que las respuestas numéricas muy similares, por lo tanto se deduce que los resultados no dependen grandemente de todas estas variables -modelo rotatorio o fijo, cuando el factor de retención de corte β se encuentre entre 0.05 y 0.50, ancho de banda de agrietamiento h o resistencia a la tracción del concreto f_t , siempre que estén en un rango de valores tomados para las simulaciones. Aunque la respuesta no lineal del modelo del espécimen 02 fue más flexible que el comportamiento de dicho muro en el ensayo experimental, estas variaciones fueron ligeras y muy probablemente fueron causa de una elección inadecuada de un módulo de elasticidad del concreto, ya que al no tenerse datos de este módulo para este espécimen se tomó el dato del espécimen 04, que contó con una mezcla similar pero fue producida en una diferente tanda. Casi todas las simulaciones produjeron patrones de agrietamiento similares entre sí, y muy cercanas en forma a la propagación de agrietamiento del ensayo experimental; todas las simulaciones predijeron la falla por cizallamiento en la base del ensayo experimental del muro 02.

En el caso del espécimen 04, también se encontraron respuestas numéricas similares entre sí cuando se simuló el espécimen con diferentes anchos de banda

de agrietamiento h o diferentes resistencias a la tracción del concreto f_t , pero con el mismo modelo de grietas de ejes rotatorios; al cambiar a un modelo de grietas de ejes fijos, se obtuvieron respuestas numéricas disímiles a partir de una distorsión de 0.008, luego de esta distorsión se obtuvieron respuestas más rígidas que en las obtenidas de los modelos con grietas rotatorias. Por otra parte, todas las simulaciones coincidieron grandemente con la respuesta experimental hasta una distorsión de 0.005, poco antes de iniciada la falla por corte en el ensayo experimental. Todas las simulaciones predijeron una falla por corte tal como en el experimento. El patrón de grietas definido por las simulaciones no lineales se acercó bastante al producido en el ensayo del espécimen 04.

En cuanto al análisis de anchos efectivos y considerando los otros tres modelos construidos – II, III y IV, de diferentes alturas – se obtuvo que la dependencia de los anchos efectivos en altura. Estando todos estos cálculos de anchos efectivos desarrollados basados en análisis no lineales en el programa de cómputo DIANA, se obtuvo, como era de esperarse tanto en compresión como en tracción, anchos mayores según la altura del modelo. Siendo el más importante a lo largo de las distorsiones el ancho efectivo desarrollado al momento de producida la resistencia máxima del espécimen, ya que es el que se debe tener en cuenta en el diseño para descubrir todo el potencial por flexión de una cierta configuración de refuerzos en una sección transversal, se obtuvo en compresión un ancho efectivo máximo desarrollado para el modelo de 2.40 m de alto de un 46% de la altura, en el modelo de 4.80 m de alto se tuvo 35% de la altura, mientras que para el modelo de 7.20 m de alto se encontró 25% de la altura, y por último para el modelo de 9.60 m de altura se halló 20% de la altura. Nunca se llegó a desarrollar el ancho efectivo en compresión sobre todo el ancho geométrico del ala del muro, 2.50 m.

En el caso de la tracción en el modelo de 2.40 m de altura se generó un ancho efectivo máximo desarrollado de 80% de la altura, para el modelo de 4.80 m de alto se encontró 48% de la altura, y para los modelos de 7.20 m y 9.60 m el ancho efectivo encontrado fue el ancho geométrico total del ala, 2.50 m.

5. CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS

5.1. CONCLUSIONES

- En los ensayos experimentales, las alas del muro de sección transversal "H", incrementaron la resistencia a la flexión de este espécimen y la resistencia a la fricción en la base, ya que este muro falló finalmente por cortante, soportando 48tf como acción lateral máxima, a diferencia de los muros de sección transversal rectangular que luego de sufrir grandes daños en sus talones fallaron últimamente por cizallamiento en la base, uno alcanzó 32 tf y el otro 39 tf.
- Del cálculo de la resistencia última a la flexión del muro de sección trasversal 04, según las recomendaciones de ancho efectivo y las suposiciones que permite la norma NTE E-060, se concluye que dicha norma es muy conservadora al establecer un ancho efectivo de 10% de la altura a cada lado del alma del muro ya que la fuerza lateral en el ensayo experimental del muro excedió lo calculado como resistente por flexión, según el cálculo con el ancho efectivo de esta norma, hasta que el espécimen finalmente falló por corte.
- El cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente, a partir de los lazos de histéresis en los ensayos cíclicos de los 4 muros, demostró que este parámetro no varía significativamente con los elementos de borde. En general, se mantuvo entre 5 y 13%.
- La rigidez secante del espécimen de 04 fue inicialmente casi al doble que la de los muros de sección transversal rectangular; sin embargo, en distorsiones elevadas, cercanas a 0.007, la rigidez secante del espécimen 04 fue solamente 20% mayor a la de los muros de sección transversal rectangular.
- A pesar que en el análisis no lineal de elementos finitos según el planteamiento de grietas distribuidas basado en deformaciones totales mostró sus limitaciones al tratar de modelar el comportamiento luego de alcanzada la resistencia máxima de los especímenes 02 y 04, se puede decir que en general se obtuvieron resultados satisfactorios al compararlos con los resultados experimentales.

- Al analizar no linealmente al muro de sección transversal rectangular y al muro de sección transversal "H", el ancho de banda de agrietamiento no parece tener incidencia significativa al ser variado a partir de la recomendación de Rots, igual al lado del elemento finito cuadrado, en su selección.
- Al analizar la incidencia de la elección del modelo empleado, grietas rotatorias o fijas, se notó que la respuesta analítica con el modelo de grietas fijas produjo resultados con respuestas de fuerza lateral mayores que los producidos con los modelos de grietas rotatorias a lo largo de la historia de distorsiones aplicadas, más aún cuando el factor de retención de corte se encuentra entre 0.05 y 0.50. Esto se acentúa más en el modelamiento del espécimen con alas que en el espécimen de sección transversal rectangular.
- Al variar la resistencia en tracción del concreto entre los valores que recomienda el código CEB-FIP (1990) solamente varía la fuerza para la cual se produce el agrietamiento en las simulaciones no lineales, y de este modo se confirma la poca influencia que tiene este parámetro en el comportamiento global de los muros analizados no linealmente.
- Estos planteamientos de agrietamiento distribuido usados por el análisis no lineal de elementos finitos tuvieron la capacidad suficiente para reproducir los patrones de agrietamiento de los especímenes analizados en este trabajo.
- En el ala en compresión, según el análisis no lineal de elementos finitos, el muro 04, de 2.40 m de altura, alcanzó un ancho efectivo desarrollado de 46% la altura del muro, mientras que para el ala en tracción se alcanzó 80% de la altura; sin embargo, ya que la falla fue por cortante y no se alcanzó a desarrollar todo el potencial de resistencia en flexión, tampoco se alcanzó a desarrollar todo el potencial de los anchos efectivos.
- En el caso de los otros 3 modelos construidos con las propiedades del espécimen 04, uno de 4.80 m, otro de 7.20 m y un último de 9.60 m de alto, para verificar la incidencia de la altura del espécimen en el ancho efectivo según análisis no lineales de elementos finitos, se encontraron que en las alas en compresión se desarrollaron anchos efectivos de 35% su altura en el caso del muro de 4.80 m, 25% su altura en el caso del otro muro de 7.20m y finalmente 20% su altura para el modelo de 9.60 m. En el caso de las alas en

BIBLIOGRAFÍA

- Bardam, F. *Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements*. PhD dissertation, Lehigh University, Bethlehem, 1979, pp. 278.
- Hassan, M. *Inelastic Dynamic Behavior and Design of Hybrid Coupled Wall Systems*. Thesis Paper for the Degree of Doctor of Philosophy, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Central Florida. Florida, 2004.
- Hassan, M.; El-Tawil, S. *Tension Flange Effective Width in Reinforced Concrete Shear Walls*. Technical Paper, ACI Structural Journal, No. 100-S38, May-Jun 2003, pp. 349
- Park R.; Paulay T. *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons, New York, Chichester, Brisbane, Toronto, Singapore, 1975, pp. 92-99, 611-629.
- Paulay T.; Priestley M.J.N. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons, New York, Chichester, Brisbane, Toronto, Singapore, 1992, pp. 368-370.
- Priestley, M. N. J.; Limin, H. *Seismic Response of T-Section Masonry Shear Walls*. Masonry Society Journal, Vol. 9, No. 1, August 1990, pp. 10-19.
- Rots, J.C. *Comparative Study of Crack Models*. Delft. Department of Architecture, Delft University of Technology (inédito).
- Sunley, Sergio. *Experimental Study of Flexural Behavior of Reinforced Concrete Walls*. Master Paper for Building Research Institute. Tsukuba, 2011.
- Zavala, C.; Gibu, P.; Lavado, L.; Taira, J.; Cárdenas, L.; Ceferino, L. *Cyclic Behavior of Low Ductility Walls Considering Perpendicular Action*. Paper No. TS-7-1 for International Symposium for CISMID 25th Aniversary, Lima, 2012.

ANEXO A:

Al ejecutar los análisis de elementos finitos en todas las simulaciones y modelos, el programa de cómputo DIANA necesita de un archivo de extensión ".dfg" como entrada para realizar la ejecución de cálculos. Este es el archivo de comandos.

En las simulaciones del I al IX, tanto para analizar el espécimen 02 o 04, se usaron casi los mismos archivos de comando:

```
//
*FILOS
!INITIA
*INPUT
READ FILE="muroplano11.dat"
READ APPEND FILE="data.dat"
*NONLIN
BEGIN TYPE
  BEGIN PHYSIC
    PLASTI
    TOTCRK
  END PHYSIC
END TYPE
EXECUT
BEGIN EXECUT
  BEGIN ITERAT
    METHOD NEWTON REGULA PREVIO
    LINESE ETAMAX=1.0 ETAMIN=0.1 PSI=0.8 DETA=0.1 MAXLS=5
  BEGIN CONVER
    SIMULT
    DISPLA TOLCON=0.01
    ENERGY TOLCON=0.001
    FORCE TOLCON=0.01
  END CONVER
  MAXITE=700
END ITERAT
BEGIN LOAD
```

```
LOADNR=2
STEPS EXPLIC SIZES 0.294 (2) 0.245 (1) 0.331 (1) 0.649 (1) 0.907 (1) 1.277 (1)
0.89 (2) 2.5 (1) 3.5 (1) 1.23 (1) 0.205 (4) 0.275 (6) 0.324 (7) 0.194 (5) 1.62 (1) 4 (5)
SAVE CONVER
END LOAD
END EXECUT
BEGIN OUTPUT
DISPLA
FORCE
STATUS
STRAIN
STRESS
STRAIN PLASTI
STRAIN TOTAL GREEN PRINCI
STRESS TOTAL CAUCHY PRINCI
STRAIN TOTAL GREEN PRINCI INTPNT
STRESS TOTAL CAUCHY PRINCI INTPNT
STRAIN PLASTI PRINCI INTPNT
STRAIN PLASTI INTPNT
STRESS INTPNT
STRAIN INTPNT
END OUTPUT
BEGIN OUTPUT TABULA
DISPLA
FORCE
STRESS INTPNT
END OUTPUT
*END
//
```

En la línea de comando "STEPS EXPLIC SIZES" se muestran la serie de desplazamientos impuestos en la parte alta de los modelos de los especímenes para reproducir los ensayos experimentales; en algunas de las simulaciones se disminuyeron estos incrementos de acción lateral para alcanzar convergencia. Ésta

fue la única variación que existió entre los archivos de comando de las simulaciones del I al IX.

En el caso de los modelos II, III y IV se modificó también la amplitud de los desplazamientos laterales debido a que estos modelos eran más altos que las simulaciones del I al IX. Por otro lado también por problemas de convergencia se incrementó la tolerancia por criterio de fuerzas y desplazamientos de 0.01 a 0.02. Entonces para los modelos II, III y IV se usó el mismo código que el recién descrito pero con la diferencia en la línea de "STEPS EXPLIC SIZES", "DISPLA TOLCON=0.01" y "FORCE TOLCON=0.01".

En el caso del modelo II, la línea de comandos que especifica las acciones laterales quedó así:

```
//  
STEPS EXPLIC SIZES 0.588 (2) 0.49 (1) 0.662 (1) 1.298 (1) 1.814 (1) 2.554 (1)  
3.574 (1) 5 (1) 7 (1) 7.4 (1) 4.85 (2) 2 (2) 4 (1) 8 (4)  
//
```

En el caso del modelo III fue de este modo:

```
//  
STEPS EXPLIC SIZES 0.882 (2) 0.735 (1) 0.497 (2) 0.9735 (2) 2.721 (1) 3.831 (1)  
5.361 (1) 7.5 (1) 10.5 (1) 11.1 (1) 14.55 (1) 12 (5)  
//
```

Mientras en el caso del modelo IV:

```
//  
STEPS EXPLIC SIZES 1.176 (2) 0.980 (1) 1.324 (1) 2.596 (1) 3.628 (1) 5.108 (1)  
7.148 (1) 10 (1) 14 (1) 14.8 (1) 19.4 (1) 16 (5)  
//
```

Finalmente, en los modelos del II al IV, "DISPLA TOLCON=0.01" pasó a ser "DISPLA TOLCON=0.02" y "FORCE TOLCON=0.01" se convirtió en "FORCE TOLCON=0.02".