

Estudio de resistencia y vulnerabilidad sísmicas de viviendas de bajo costo estructuradas con ferrocemento

Tesis doctoral

Daniel Alveiro Bedoya Ruiz

Directores:

Dr. Jorge E. Hurtado Gómez

Dr. Lluís G. Pujades Beneit

Dr. José A. Canas Torres

Barcelona, septiembre de 2005

Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica
ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona



Universitat Politècnica de Catalunya

Barcelona-España



Tribunal de tesis

Presidente

(Nombre y apellidos)

Secretario

(Nombre y apellidos)

Vocal 1

(Nombre y apellidos)

Vocal 2

(Nombre y apellido)

Vocal 3

(Nombre y apellidos)

Calificación: _____

Barcelona, a _____ de _____ de 2005.

A mis padres y a mi familia
A la memoria de Ezequiel Uribe
A los investigadores de todos los campos de la ciencia que con su
esfuerzo y dedicación contribuyen a mejorar
las condiciones humanas del mundo

Resumen

Uno de los actuales retos sociales, no sólo de Colombia, si no de la comunidad mundial, es el bienestar y mejora de la condiciones de vida de todos los habitantes del planeta. Aunque suene ambicioso, esta tesis quiere contribuir a la mejora de las condiciones de vida de aquellas comunidades que se encuentran en el abandono y la pobreza absoluta. Colombia, país suramericano con una población de 42 millones de habitantes aproximadamente, presenta un alto déficit de vivienda económica en la mayor parte de su territorio. La construcción de casas de autoconstrucción e informales degrada aún más el problema social de la vivienda y no aporta soluciones apropiadas que dignifiquen la vida del ser humano. En la mayoría de las ocasiones, la vivienda informal de bajo costo carece de condiciones de calidad; ésta se suele construir en zonas marginales, sin acceso adecuado a los servicios básicos de agua y energía. Además, y no en pocos casos, su construcción se hace en zonas donde las amenazas naturales son considerables, en particular las que proceden de fenómenos sísmicos y geológicos. Este tipo de viviendas, también, en algunos casos se construyen sin considerar normativas sismo resistentes y sin especificaciones técnicas adecuadas, lo que las hace inseguras y de escasa confiabilidad. Todo ello repercute en un incremento del riesgo sísmico debido a la vulnerabilidad de estas precarias construcciones.

No abundan estudios ni se realizan investigaciones que busquen soluciones idóneas, con materiales autóctonos de bajo costo, con tecnologías sostenibles, que doten a estos habitáculos de un buen desempeño estructural. En consecuencia, la creciente demanda de vivienda de bajo costo y la escasez de oferta en esta franja del mercado de la construcción promueven el crecimiento de ciudades con barrios de tugurios. Colombia es uno de los países de Hispanoamérica donde la pobreza, la densidad de población, la cercanía de entornos edificados a sistemas de fallas activas, las precariedad de las construcciones, frecuentemente situadas sobre altas pendientes y, en general, la aparición de barrios de tugurios, hacen evidente la necesidad de estudiar nuevos materiales que permitan construir viviendas resistentes, dignas, seguras, económicas y sostenibles. Esta investigación va en esa dirección pero hace un particular énfasis en la evaluación de su resistencia y vulnerabilidad sísmicas para cuantificar el riesgo al que están expuestos sus habitantes.

Por consiguiente, esta investigación avanza en el camino de facilitar un acceso a una vivienda digna. Para ello efectúa una propuesta de vivienda de ferrocemento, unifamiliar y de bajo costo. Esta proposición es válida, no sólo para Colombia, sino también para otras regiones del mundo. La investigación ha sido diseñada y desarrollada en tres partes. En la primera, *El material ferrocemento y la vivienda*, se estudia la historia del material, su definición,

su potencial en la prefabricación, sus aplicaciones en viviendas de bajo costo y, finalmente, se caracterizan sus propiedades mecánicas. En la segunda parte, *Comportamiento sísmico del ferrocemento*, se describen los materiales, los elementos y las estructuras que son utilizados para la construcción de las viviendas. Posteriormente, se lleva a cabo una campaña de ensayos para evaluar su comportamiento sísmico y estimar los parámetros estructurales de los paneles prefabricados. Además, se realiza una campaña de ensayos sobre paredes y módulos a escala real. Se analizan los resultados y se identifican las propiedades mecánicas de este tipo de viviendas. También se propone y se calibra un modelo matemático para simular el comportamiento histerético que exhiben este tipo de viviendas cuando soportan cargas cíclicas.

Finalmente, en la tercera parte, *Una aproximación a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica*, se hace un estudio de su fragilidad. Para ello se inspeccionaron 146 viviendas prefabricadas de pared delgada a base de cemento situadas en zonas donde la amenaza sísmica es entre intermedia y alta. Así se definió un modelo de vivienda tipo y se implementó una metodología probabilística que tiene en cuenta, de forma natural, las incertidumbres en la acción sísmica, en las características del material y en los parámetros estructurales de las viviendas. La simulación masiva del comportamiento dinámico no lineal de la vivienda tipo, ha permitido estimar curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño. Un último capítulo de síntesis recoge las principales conclusiones y apunta futuras líneas de investigación.

De acuerdo con los resultados de la presente investigación, las primeras grietas en las viviendas aparecen para una deriva aproximada del 0.12 %, mientras que el daño moderado, definido por fallos en la malla y el mortero, aparece para una deriva del 0.8%. Aproximadamente, estas derivas corresponden a cargas de 15 y de 37 kN, respectivamente. Para este tipo de edificaciones, la actual normativa sísmica colombiana, NSR-98, establece una deriva límite del 0.5 %. Teniendo en cuenta que el coste de reparación de una casa que ha sufrido un daño moderado es relativamente alto (40%) parece importante apuntar hacia dos posibles soluciones. La primera consistiría en disminuir la rigidez; la segunda establecería una deriva menor. En ambos casos, el daño esperado y, en consecuencia, el coste de reparación, disminuirían drásticamente. A nuestro parecer, la clave para incrementar la capacidad de deformación, sin daño, de este tipo de viviendas, está en flexibilizar las conexiones.

El modo de fallo característico observado en las viviendas prefabricadas de ferrocemento consistió en la formación de un mecanismo de colapso con articulaciones plásticas alrededor de las zonas de conexión estructural-cimentación y cubierta-estructura, principalmente en las conexiones de cubierta, generando inestabilidad en la vivienda. Este trabajo ha permitido detectar también puntos críticos del diseño y construcción de este tipo de

viviendas que es necesario estudiar y, creemos, son fácilmente mejorables. Nos referimos a los dispositivos y técnicas de conexión.

Los resultados de la evaluación de la vulnerabilidad mostraron que la mayoría de las viviendas tienen una probabilidad de daño leve superior al 90%, mientras que la suma de las probabilidades de los estados de daño moderado y severo es inferior al 5%. El comportamiento sísmico de este tipo de viviendas es bueno. Con todo, y al mismo tiempo, es necesario precisar que estos resultados se refieren a la vivienda típica tal como ha sido definida y modelada en este estudio. A pesar de la idoneidad del ferrocemento, los defectos constructivos y el nulo mantenimiento observados en el trabajo de campo pueden generar una mayor vulnerabilidad de la prevista.

El modelo de vivienda de bajo costo aquí propuesto constituye una alternativa válida, viable, resistente y segura, que debe contribuir a paliar la problemática de facilitar el acceso a una vivienda digna, asequible y sostenible en países en vías de desarrollo en general y en Colombia en particular.

Esta investigación ha sido financiada por la Universidad de Medellín, a través de la Vicerrectoría de Investigaciones y los siguientes proyectos de investigación: *Estudio de la respuesta dinámica de un sistema estructural modular con elementos prefabricados de ferrocemento* (2001) y *Estudio de resistencia sísmica en viviendas de ferrocemento* (2004) bajo la dirección del autor de esta tesis, profesor asociado a la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad de Medellín, Medellín-Colombia.

Una parte de esta investigación se ha realizado en el Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica de la Universitat Politècnica de Catalunya, en el marco de los proyectos de investigación referenciados como: REN2003-07170 RIES, GLC2004-22325-E, CGL-2005-04541-C03-02/BTE.

Agradecimientos

Cuando nuestros sueños más anhelados se hacen realidad, una de las fortunas más preciadas en la meta alcanzada es el haber podido conocer, interactuar, aprender y convivir con aquellas personas que no sólo han contribuido a un crecimiento académico y profesional, si no también a una fascinación por el conocimiento y el talento humano. A todos ellos mi perenne gratitud.

Quiero agradecer muy especialmente a la Universidad de Medellín, Colombia, bajo la dirección del señor rector Néstor Hincapié Vargas y a todos sus directivos por haber financiado los estudios de doctorado. Igualmente, a la Facultad de Ingeniería Civil que también ha hecho posible cursar este doctorado.

A mis profesores y directores Jorge Eduardo Hurtado Gómez, Luís G. Pujades Beneit y Josep Antoni Canas quiero agradecerles muy especialmente por la fortaleza académica y humana, por la orientación y el acompañamiento, por el enriquecimiento y la fascinación hacia la investigación y por la emotividad y empeño mostrado durante estos cuatro años.

A mi profesor Josef Farbiarz F., por enseñarme lo inimaginable posible del mundo del ferrocemento. Él me ha motivado por los caminos de la investigación con este material. Por sus invaluable aportes, y sobre todo por su innegable e incondicional apoyo.

Al profesor Antonie E. Naaman of Department Civil and Environmental Engineering, University de Michigan, por su disponibilidad y amabilidad al dar respuesta a mis inquietudes.

Agradezco, también de forma especial al profesor Alex Barbat, de la Universitat Politècnica de Catalunya por su disponibilidad, orientación y acompañamiento durante la realización de este doctorado.

A las doctoras Luz Dorís Bolívar Yépez, vicerrectora de Investigaciones, y Alba Luz Muñoz Restrepo, vicerrectora académica de la Universidad de Medellín, mi inmensa gratitud, por su perseverancia, tenacidad y apoyo en todo el proceso del doctorado, en los proyectos de investigación y en mi labor docente.

Igualmente, a la Dra. Gloria Mejía Gallego, a la Dra. Trinidad Pineda Cuervo y al Dr. Germán Darío Cadavid, por su gentileza en los trámites administrativos del doctorado y mi instancia en la Universidad de Medellín.

Al profesor Arturo Arismendy Jaramillo, de la Universidad de Medellín, por su confianza y apoyo para la capacitación docente, durante su decanatura de la Facultad de Ingeniería Civil.

A María del Carmen Fernàndez Vilà y Lluís Borràs Muniente, mis más sinceros agradecimientos por su apoyo, compañía y acertada orientación en la culminación del doctorado. Para ellos mi aprecio y cariño por siempre.

Al Dr. Ricardo León Bonett Díaz de la Universidad Nacional de Colombia, compañero desde el inicio del doctorado y coinvestigador en proyectos de ferrocementado. Gracias por su compromiso, trabajo y especialmente por su amistad.

Al Dr. Luis Fernando Restrepo Vélez de Solingral Ltda. por sus aportes y apoyo en la pasantía en la Università degli Studi di Pavia European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, Rose School. Pavía, Italia.

A mi gran amiga Aída Gálvez Abadía, gracias por estar conmigo, por sus aportes, su ánimo y su compañía en los momentos más difíciles.

Al Dr. Carlos Obando Arroyave, mi gratitud por el resto de mis años, su talento, su apoyo y acertados comentarios fueron esenciales para el buen final de este trabajo.

A Arturo Duque Vallejo, por su valioso y constante apoyo, mis agradecimientos por siempre.

A mi amigo Miguel Villagrasa Navarro, por su apoyo y entusiasmo.

A Nicolás González Cano, gracias por su respaldo y colaboración de manera incondicional.

A Naile Aguirre y Diego Álvarez estudiantes de la Maestría en Control, bajo la dirección del Dr. Jorge Eduardo Hurtado Gómez en la Universidad Nacional Colombia sede Manizales. Gracias por sus valiosos aportes.

De igual forma, quiero agradecer muy afectuosamente a las siguientes personas e instituciones que han enriquecido con sus ideas el presente estudio:

- Al Dr. Oriol Caselles, de la Universitat Politècnica de Catalunya.
- A Albert Marquès, de la Universitat Politècnica de Catalunya.
- A mis compañeros de la Universitat Politècnica de Catalunya, Nieves Lantada, Rosángel Moreno, Rodrigo Franklin, Galo Valdebenito.
- Al laboratorio de Estructuras de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Colombia bajo la dirección de los profesores Claudia Jenny de la Cruz y Orlando Giraldo, por su colaboración y asesoría oportuna durante la realización de los ensayos. Adicionalmente, a sus técnicos Jorge Osorio y Argiro Duque por su ayuda y colaboración.
- Al personal administrativo de la Universitat Politècnica de Catalunya, de la Universidad de Medellín y de la Universidad Nacional de

Colombia, sede Manizales, por su amabilidad y colaboración en las labores administrativas.

- A la empresa Ingeniería Estructural Ltda., por su valioso apoyo en mi formación profesional y académica
- A todos mis amigos en Barcelona, Milán, Medellín y Manizales por su compañía durante estos cuatro años.

Finalmente, quiero agradecer a mis padres María del Carmen y Gilberto por su constante apoyo, aprecio, confianza y sacrificio. A mis hermanos Nubia, Martha, Carlos y Alberto. Ellos saben que han sido esenciales en el desarrollo y culminación de esta investigación

Índice general

	Página
1 INTRODUCCIÓN	35
1.1 OBJETIVOS Y ALCANCE DEL ESTUDIO	37
1.1.1 Motivación	37
1.1.2 Objetivos.....	37
1.1.3 Alcance.....	38
1.2 ESTRUCTURA DEL ESTUDIO	38
 PARTE 1. EL MATERIAL FERROCEMENTO Y LA VIVIENDA	
2 FERROCEMENTO: DEFINICIÓN, HISTORIA Y APLICACIONES....	43
2.1 INTRODUCCIÓN	43
2.2 DESCRIPCIÓN DEL FERROCEMENTO	43
2.3 FERROCEMENTO Y HORMIGÓN ARMADO	45
2.3.1 El ferrocemento como un material compuesto laminado	45
2.3.2 Diferencias físicas y mecánicas con el hormigón armado	46
2.3.3 Similitudes entre el ferrocemento y el hormigón armado	47
2.4 ANTECEDENTES HISTÓRICOS Y ACTUALIDAD	47
2.5 CONSTRUCCIÓN CON FERROCEMENTO	50
2.5.1 Embarcaciones.....	50
2.5.2 Tanques y techumbres	52
2.5.3 Edificios y estructuras.....	53
2.5.4 Viviendas de bajo costo.....	56
2.6 RESUMEN Y DISCUSIÓN.....	61
 3 FERROCEMENTO: MATERIAL Y PREFABRICACIÓN.....	63
3.1 INTRODUCCIÓN.....	63
3.2 COMPONENTES DEL FERROCEMENTO	63

3.2.1	<i>Componente dúctil: el tejido de alambre y las fibras</i>	64
3.2.2	<i>Componente frágil: las matrices aglutinantes</i>	68
3.3	PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL MORTERO	68
3.3.1	<i>Propiedades en estado fresco</i>	68
3.3.2	<i>Propiedades en estado duro</i>	69
3.4	COMPONENTES DEL MORTERO Y SU EQUILIBRIO EN LA MEZCLA	72
3.4.1	<i>Cemento</i>	72
3.4.2	<i>Agregados finos inertes</i>	73
3.4.3	<i>Agua</i>	77
3.4.4	<i>Aditivos</i>	78
3.5	PROCESOS PARA LA PREFABRICACIÓN	81
3.5.1	<i>Preparación de moldes y encofrados en caso necesario</i>	81
3.5.2	<i>Preparación y montaje del refuerzo</i>	82
3.5.3	<i>Mezclado del mortero</i>	82
3.5.4	<i>Aplicación del mortero</i>	83
3.5.5	<i>Curado de las estructuras de ferrocemento</i>	87
3.5.6	<i>Tratamiento superficial</i>	88
3.5.7	<i>Industrialización</i>	89
3.6	COMENTARIO FINAL	89
4	CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DEL FERROCEMENTO	91
4.1	INTRODUCCIÓN	91
4.2	PARÁMETROS MECÁNICOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL	91
4.2.1	<i>Fracción de volumen de refuerzo y de mortero</i>	92
4.2.2	<i>Área efectiva de refuerzo</i>	94
4.2.3	<i>Superficie específica de refuerzo</i>	96
4.2.4	<i>Propiedades del compuesto</i>	96
4.3	COMPORTAMIENTO CARGA-DEFORMACIÓN BAJO CARGA ESTÁTICA	97
4.3.1	<i>Elasticidad y comportamiento carga-deformación en tracción</i>	97
4.3.2	<i>Comportamiento carga-deformación en compresión</i>	104
4.3.3	<i>Comportamiento carga-deformación en flexión</i>	105
4.4	RESISTENCIA ULTIMA BAJO CARGA ESTÁTICA	110

4.4.1	<i>Resistencia última a tracción</i>	110
4.4.2	<i>Resistencia última a compresión</i>	111
4.4.3	<i>Resistencia última a flexión</i>	111
4.4.4	<i>Resistencia última a cortante y punzonamiento</i>	113
4.5	COMPORTAMIENTO BAJO CARGAS REPETITIVAS	115
4.5.1	<i>Flexión bajo carga de fatiga</i>	115
4.5.2	<i>Comportamiento bajo cargas cíclicas</i>	117
4.6	RESUMEN Y DISCUSIÓN	119

PARTE 2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL FERROCEMENTO

5	MATERIALES, ELEMENTOS Y ESTRUCTURA	123
5.1	INTRODUCCIÓN	123
5.2	MATERIALES	124
5.2.1	<i>El mortero</i>	124
5.2.2	<i>La malla de refuerzo</i>	125
5.2.3	<i>Ferrocemento</i>	125
5.3	PANELES	128
5.3.1	<i>Descripción</i>	128
5.3.2	<i>Construcción de los paneles</i>	129
5.3.3	<i>Uniones suelo-pared</i>	130
5.4	PAREDES	132
5.4.1	<i>Introducción</i>	132
5.4.2	<i>Pared Tipo I</i>	132
5.4.3	<i>Pared Tipo II</i>	133
5.4.4	<i>Pared Tipo III</i>	134
5.5	MÓDULOS	134
5.5.1	<i>Introducción</i>	134
5.5.2	<i>Módulo I</i>	134
5.5.3	<i>Módulo II</i>	136
5.6	RESUMEN	137

6	ENSAYOS CON PANELES	139
6.1	INTRODUCCIÓN	139
6.2	CARGA ESTÁTICA HORIZONTAL. SIN CARGA VERTICAL	140
6.2.1	<i>Descripción del ensayo: ensayo a carga estática</i>	<i>140</i>
6.2.2	<i>Instrumentación</i>	<i>140</i>
6.2.3	<i>Resistencia y deformabilidad lateral</i>	<i>141</i>
6.3	CARGA ESTÁTICA HORIZONTAL. CON CARGA VERTICAL.....	143
6.3.1	<i>Descripción del ensayo.....</i>	<i>143</i>
6.3.2	<i>Instrumentación</i>	<i>143</i>
6.3.3	<i>Resultados del ensayo</i>	<i>143</i>
6.4	CARGA VERTICAL	146
6.4.1	<i>Descripción del ensayo.....</i>	<i>146</i>
6.4.2	<i>Instrumentación</i>	<i>146</i>
6.4.3	<i>Resultados.....</i>	<i>146</i>
6.5	DEFORMACIÓN Y RESISTENCIA FUERA DEL PLANO	149
6.5.1	<i>Descripción</i>	<i>149</i>
6.5.2	<i>Instrumentación</i>	<i>149</i>
6.5.3	<i>Resultados.....</i>	<i>149</i>
6.6	CARGA CÍCLICA	153
6.6.1	<i>Descripción del ensayo.....</i>	<i>153</i>
6.6.2	<i>Instrumentación</i>	<i>153</i>
6.6.3	<i>Resultados.....</i>	<i>153</i>
6.7	ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO CÍCLICO	155
6.7.1	<i>Degradación de resistencia y rigidez</i>	<i>155</i>
6.7.2	<i>Disipación de energía</i>	<i>157</i>
6.7.3	<i>Propagación del daño y mecanismos de fallo.....</i>	<i>159</i>
6.8	DISCUSIÓN Y RESUMEN.....	160
7	ENSAYOS CON PAREDES Y MÓDULOS.....	161
7.1	INTRODUCCIÓN	161
7.2	PAREDES	161
7.2.1	<i>Descripción del ensayo.....</i>	<i>161</i>

7.2.2	<i>Instrumentación</i>	162
7.2.3	<i>Deformabilidad y resistencia</i>	162
7.3	MÓDULOS	164
7.3.1	<i>Ensayos de carga cíclica</i>	164
7.3.2	<i>Instrumentación</i>	164
7.3.3	<i>Comportamiento cíclico</i>	165
7.3.4	<i>Degradación de resistencia y rigidez</i>	167
7.3.5	<i>Energía disipada y energía acumulada</i>	170
7.4	ESTADOS DE DAÑO: DESCRIPCIÓN Y MECANISMOS DE FALLO	173
7.4.1	<i>Introducción</i>	173
7.4.2	<i>Estado I: “primera grieta”</i>	173
7.4.3	<i>Estado II: fallo de malla y mortero</i>	174
7.4.4	<i>Estado III: rango inelástico y pandeo de paneles</i>	175
7.4.5	<i>Estado IV: precolapso</i>	176
7.5	ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL DAÑO	177
7.6	RESUMEN Y CONCLUSIÓN	178
8	MODELIZACIÓN: EL MODELO DE BWBN	181
8.1	INTRODUCCIÓN	181
8.2	ECUACIÓN DE MOVIMIENTO Y LEYES CONSTITUTIVAS	183
8.3	INTERPRETACIÓN NUMÉRICA DE LA ECUACIÓN DEL MOVIMIENTO	186
8.4	PARÁMETROS DE FORMA DE LA HISTÉRESIS	187
8.4.1	<i>Introducción</i>	187
8.4.2	<i>Parámetros β y γ</i>	188
8.4.3	<i>El parámetro n: endurecimiento y ablandamiento</i>	190
8.5	ENERGÍA HISTERÉTICA	191
8.6	RIGIDEZ, RESISTENCIA Y ESTRANGULAMIENTO	191
8.7	APLICACIÓN EN VIVIENDAS	193
8.8	MODELIZACIÓN DE LOS MODELOS DE FERROCEMENTO	196
8.8.1	<i>El problema inverso</i>	196
8.8.2	<i>Parámetros del modelo</i>	197
8.8.3	<i>Análisis dinámico no lineal</i>	199

8.9	DISCUSIÓN, CONCLUSIÓN Y RESUMEN	200
 PARTE 3. UN ACERCAMIENTO A LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA		
9	VULNERABILIDAD Y DAÑO SÍSMICOS	205
9.1	INTRODUCCIÓN	205
9.2	METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD	205
9.3	ESTADOS E ÍNDICES DE DAÑO	206
9.3.1	<i>Estados discretos de daño</i>	207
9.3.2	<i>Índices de daño</i>	209
9.3.3	<i>Relaciones entre los estados e índices de daño.....</i>	210
9.4	CURVAS DE FRAGILIDAD Y MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO	211
9.4.1	<i>Métodos para la generación de curvas de fragilidad</i>	212
9.4.2	<i>El método probabilista</i>	214
9.5	RESUMEN Y DISCUSIÓN.....	222
10	FRAGILIDAD SÍSMICA DE LAS VIVIENDAS DE FERROCEMENTO	223
10.1	INTRODUCCIÓN	223
10.2	EL EJE CAFETERO DE COLOMBIA	224
10.2.1	<i>Situación geográfica y administrativa</i>	224
10.2.2	<i>Población.....</i>	226
10.3	LA AMENAZA SÍSMICA	227
10.3.1	<i>Introducción</i>	227
10.3.2	<i>Ambiente geotectónico y principales fallas</i>	228
10.3.3	<i>Principales terremotos.....</i>	231
10.3.4	<i>El peligro sísmico en la Norma Colombiana</i>	232
10.4	LAS VIVIENDAS DE BAJO COSTO EN EL EJE CAFETERO	234
10.4.1	<i>Introducción</i>	234
10.4.2	<i>La encuesta</i>	235
10.4.3	<i>Análisis de los datos.....</i>	236
10.5	LA VIVIENDA TIPO.....	242
10.6	MODELO PROBABILISTA.....	243

10.6.1	<i>La acción sísmica</i>	244
10.6.2	<i>El material ferrocemento</i>	245
10.6.3	<i>Geometría y dimensiones</i>	246
10.7	ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL	247
10.7.1	<i>El modelo simplificado</i>	248
10.7.2	<i>Índices y estados daño para el ferrocemento</i>	248
10.7.3	<i>Costo económico</i>	248
10.7.4	<i>Simulación numérica</i>	250
10.8	CURVAS DE FRAGILIDAD	251
10.9	MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO	252
10.9.1	<i>Contribución a escenarios de daño</i>	252
10.10	RESUMEN Y DISCUSIÓN	254
11	RESUMEN, CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	257
11.1	CONCLUSIONES	258
11.1.1	<i>El material ferrocemento y la vivienda</i>	258
11.1.2	<i>Comportamiento sísmico del ferrocemento</i>	260
11.1.3	<i>Una aproximación a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica</i>	266
11.2	FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	267
	REFERENCIAS	269
	ANEXOS	269
	A MODELO ESTOCÁSTICO DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS	289
	A.1 <i>Modelo evolutivo de densidad espectral</i>	289
	A.2 <i>Estimación de los parámetros del modelo estocástico</i>	290
	A.3 <i>Generación de acelerogramas sintéticos</i>	296
	A.4 <i>Validación de los acelerogramas sintéticos</i>	298
	B MODELO DE ENCUESTA	301
	C PROGRAMAS DE ORDENADOR	305

Lista de figuras

	Página
Figura 2.1. Sección típica de ferrocemento.	44
Figura 2.2. Familia del hormigón estructural y sus posibles combinaciones.	45
Figura 2.3. Bote construido por Joseph L. Lambot y esquema del material en la patente.	457
Figura 2.4. J. L. Lambot y J. Monier, pioneros del ferrocemento.....	498
Figura 2.5. Techumbre del palacio de exposiciones de Turín.	49
Figura 2.6. Barcos de ferrocemento.....	51
Figura 2.7. Tanque de ferrocemento en la India.....	52
Figura 2.8. Cubierta de placa plegada en ferrocemento.	53
Figura 2.9. Templo de la Sagrada Familia.....	53
Figura 2.10. Planta productora de cemento Yambu, en Arabia Saudita.....	54
Figura 2.11. Casa de descanso en Australia.	54
Figura 2.12. Perfiles en U en ferrocemento y capacidad estructural.	55
Figura 2.13. Primera edificación construida en México con ferrocemento....	57
Figura 2.14. Salones modulares típicos para viviendas de ferrocemento.	57
Figura 2.15. Viviendas de uno y dos pisos en ferrocemento.	58
Figura 2.16. Casas de uno y dos pisos con ferrocemento.	58
Figura 2.17. Viviendas flotantes construidas con paneles y casco de ferrocemento.	59
Figura 2.18. Casa construidas con elementos prefabricados de ferrocemento.	60
Figura 3.1. Mallas metálicas.	65
Figura 3.2. Malla tridimensional.	65
Figura 3.3. Mallas poliméricas y plásticas.	66

Figura 3.4. Acero de armazón para una estructura de ferrocemento.	67
Figura 3.5. Consistencia del mortero para ferrocemento.	68
Figura 3.6. Vivienda poco convencional construida en ferrocemento.	72
Figura 3.7. Límites deseables de la gradación del agregado.	74
Figura 3.8. Efecto de la relación agua-cemento en la resistencia.	77
Figura 3.9. Efecto del aditivo en morteros para ferrocemento.	81
Figura 3.10. Refuerzo sobre cimbra en madera para tanque cilíndrico.	82
Figura 3.11. Colocación manual del mortero.	84
Figura 3.12. Vibración mecánica interna del mortero.	84
Figura 3.13. Ejemplos de vibradores externos.	85
Figura 3.14. Ejemplos de moldeado masivo para elementos planos de ferrocemento.	86
Figura 4.1. Parámetros geométricos en mallas metálicas de refuerzo.	93
Figura 4.2. Dirección de la carga y orientación de la malla de refuerzo. ...	95
Figura 4.3. Curva típica esfuerzo – deformación en tracción del ferrocemento.	98
Figura 4.4. Influencia del refuerzo en la primera grieta.	100
Figura 4.5. Varias definiciones del módulo de elasticidad.	101
Figura 4.6. Influencia cualitativa de la superficie específica de refuerzo en las propiedades del ferrocemento.	102
Figura 4.7. Comportamiento a tracción del ferrocemento en mallas de acero.	104
Figura 4.8. Resistencia a la compresión del ferrocemento.	105
Figura 4.9. Comportamiento típico a flexión del ferrocemento.	106
Figura 4.10. Respuesta momento - curvatura del ferrocemento.	108
Figura 4.11. Respuesta característica a flexión del ferrocemento.	109
Figura 4.12. Influencia de la orientación del refuerzo en la resistencia última a tracción en el ferrocemento.	110
Figura 4.13. Resistencia última a flexión del ferrocemento.	112
Figura 4.14. Comportamiento a cortante del ferrocemento por punzonamiento.	115

Figura 4.15. Comportamiento típico carga – deflexión, bajo carga cíclica de fatiga del ferrocemento.	115
Figura 4.16. Incremento típico del ancho de grieta con el número de ciclos de carga aplicados.....	116
Figura 4.17. Comportamiento de losas de ferrocemento bajo ciclos carga y descarga.....	118
Figura 4.18. Comportamiento a cortante en el plano del ferrocemento debido a cargas cíclicas.	119
Figura 5.1. Ensayo de resistencia a compresión del mortero	124
Figura 5.2. Malla hexagonal tejida.....	125
Figura 5.3. Ensayos a tracción y flexión en el sistema de refuerzo y el ferrocemento	126
Figura 5.4. Curva esfuerzo-deformación a tracción del ferrocemento	127
Figura 5.5. Curva carga-deflexión del ferrocemento.....	127
Figura 5.6. Ensayo a flexión en vigas de ferrocemento.....	128
Figura 5.7. Descripción y geometría de los paneles.....	128
Figura 5.8. Detalles de la construcción y curado de paneles de ferrocemento	129
Figura 5.9. Sistema de conexión con pletinas de acero	130
Figura 5.10. Sistema de conexión con viga de hormigón armado	131
Figura 5.11. Pared tipo I de ferrocemento.	132
Figura 5.12. Pared tipo I de ferrocemento	133
Figura 5.13. Pared tipo II de ferrocemento.	133
Figura 5.14. Pared tipo III en ferrocemento.	134
Figura 5.15. Planta módulo I	135
Figura 5.16. Módulo I construido con paneles en ferrocemento.....	135
Figura 5.17. Módulo II construido con paneles en ferrocemento	136
Figura 5.18. Módulo típico de la vivienda de ferrocemento	136
Figura 6.1. Montaje del ensayo de carga en el plano del panel.....	140
Figura 6.2. Instrumentación en paneles de ferrocemento	141
Figura 6.3. Curva carga–desplazamiento en paneles de ferrocemento	141

Figura 6.4. Paneles de ferrocemento sometidos a carga horizontal	143
Figura 6.5. Curva carga–desplazamiento paneles con carga vertical.....	144
Figura 6.6. Modos de fallo en paneles con conexión metálica, sujetos a carga estática más carga vertical distribuida.....	145
Figura 6.7. Paneles después del ensayo a carga vertical.....	146
Figura 6.8. Curva carga última vertical–desplazamiento	147
Figura 6.9. Algunos modos de fallo en paneles sometidos a carga vertical.....	148
Figura 6.10. Ensayo fuera del plano en paneles de ferrocemento.....	149
Figura 6.11. Semiciclos de histéresis para paneles fuera del plano	150
Figura 6.12. Pérdida de rigidez y energía disipada en paneles cargados fuera de su propio plano	151
Figura 6.13. Modos de fallo en paneles de ferrocemento sometidos a carga fuera de su propio.....	152
Figura 6.14. Capacidad del panel a diferentes acciones.....	152
Figura 6.15. Esquema de los procedimientos de carga cíclica de explicación en el texto.....	153
Figura 6.16. Curvas de histéresis en paneles.....	154
Figura 6.17. Curva carga-desplazamiento..	155
Figura 6.18. Degradación de rigidez en paneles de ferrocemento con diferentes tipos de conexión.....	157
Figura 6.19. Relación de energías en paneles con diferentes tipos de conexión.	158
Figura 6.20. Paneles bajo carga cíclica.	159
Figura 7.1. Ubicación de transductores mecánicos en paredes.....	162
Figura 7.2. Curva carga desplazamiento en paredes de ferrocemento.....	163
Figura 7.3. Agrietamiento y daños observados en paredes de ferrocemento.....	164
Figura 7.4. Esquema de la instrumentación en módulos.....	165
Figura 7.5. Curvas de histéresis, módulo I.....	166
Figura 7.6. Curvas de histéresis, módulo II.....	166
Figura 7.8. Envolventes en módulos de ferrocemento.....	167

Figura 7.9. Degradación de rigidez por cargas cíclicas en viviendas de ferrocemento.	169
Figura 7.10. Pérdida de rigidez en módulos de ferrocemento.....	170
Figura 7.11. Energías. a) Energía de entrada, b) Energía disipada.	171
Figura 7.12. Energía disipada en módulos de ferrocemento.	172
Figura 7.13. Relación de energías con la deriva de piso.....	172
Figura 7.14. Aparición de la “primera grieta” en módulos	174
Figura 7.15. Fallo de los primeros alambres y el mortero en zonas de conexión	175
Figura 7.16. Pandeo en paredes y modos de fallo en módulos.....	175
Figura 7.17. Modos de fallo de la cubierta y comportamiento fuera del plano en módulos.....	176
Figura 7.18. Estados observados de daño y resultados experimentales.....	178
Figura 8.1. Esquema de un sistema histerético SDUGL.....	184
Figura 8.2. Comportamiento típico de un sistema histerético	188
Figura 8.3. Posibles curvas de histéresis variando β y γ ; $n = 1.0$	190
Figura 8.5. Energía histerética de entrada y disipada para un ciclo de carga y energía histerética en el tiempo.....	191
Figura 8.6. Variación de los parámetros definen la degradación y el estrangulamiento.	192
Figura 8.7. Esquema del ensayo a carga cíclica en sistemas de madera...	193
Figura 8.8. Histéresis experimental y modelada de sistemas en madera ..	194
Figura 8.9. Vivienda en bahareque encementado.	195
Figura 8.8. Comportamiento histerético de sistemas en bahareque encementado.....	195
Figura 8.9. Idealización un SDUGL para un sistema estructural de ferrocemento.	198
Figura 8.10. Respuesta de un SDUGL de un sistema estructural en ferrocemento.	200
Figura 9.1. Clasificación de las metodologías para análisis de vulnerabilidad.....	206
Figura 9.2. Métodos para la generación de curvas de fragilidad.....	212

Figura 9.3. Procedimiento para la generación de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño, según el método probabilista	216
Figura 9.4. Curvas de fragilidad para una vivienda de bahareque encementado de un piso.	221
Figura 10.1. Ubicación geográfica de Colombia y de la zona de estudio en el mundo	225
Figura 10.2. Ubicación específica de la zona en estudio.....	225
Figura 10.3. Barrio de tugurios en zona del eje cafetero, Colombia.....	227
Figura 10.4. Emplazamiento tectónico de Colombia	228
Figura 10.5. Principales sistemas de fallas en Colombia.....	230
Figura 10.6. Mapa de zonificación sísmica de Colombia.	233
Figura 10.7. Sismicidad de la región	234
Figura 10.8. Viviendas en hilera en terreno de gran pendiente en la ciudad de Medellín - Colombia.	237
Figura 10.9. Viviendas en hilera en terreno de baja pendiente en Colombia.	238
Figura 10.10. Vivienda típica en ferrocemento.....	238
Figura 10.11. Algunos tipos de conexión muros-cimentación.	239
Figura 10.12. Algunos tipos de conexión entre elementos de pared delgada.	240
Figura 10.13. Tipos de conexión cubierta-estructura:.....	240
Figura 10.14. Vivienda típica prefabricada de 30 m ²	241
Figura 10.15. Algunas viviendas según la tipología	242
Figura 10.16. Histograma de rigidez.....	246
Figura 10.17. Histograma para muros y área cubierta de la estructura	247
Figura 10.18. Idealización un SDUGL para un sistema estructural de ferrocemento.....	248
Figura 10.19. Correlación entre los estados y el índice del daño	249
Figura 10.20. Esquema general del programa <i>casitas</i> para evaluar la fragilidad sísmica de las viviendas de ferrocemento.....	250
Figura 10.21. Curvas de fragilidad experimentales para viviendas de ferrocemento.....	251

Figura 10.22. Valores de probabilidad de ocurrencia de los estados de daño.....	253
Figura 10.23. Daños leves producidos en viviendas prefabricadas después del sismo de Armenia-Quindio	254
Figura 11.1. Zonas de conexión más sensibles a carga cíclica:.....	263
Figura A.1. Modelo probabilista de Kanai-Tajimi.	293
Figura A.2. Función de modulación de amplitud de Amin y Ang.	294
Figura A.3. Función de modulación de frecuencias $\kappa(t)$ para el sismo del Quindío-Colombia.	295
Figura A.4. Relación de PGA.....	296
Figura A.5. Validación de los acelerogramas sintéticos generados.....	299

Lista de tablas

Página

Tabla 3.1. Características del refuerzo para ferrocemento.	67
Tabla 3.2. Clasificación de la consistencia en morteros para ferrocemento..	69
Tabla 3.3. Especificación de la Norma ASTM C-33 para agregado inerte.	74
Tabla 3.4. Proporciones finos-cemento en peso para el mortero.	76
Tabla 4.1. Parámetros estructurales sugeridos para el diseño.	96
Tabla 4.2. Propiedades del ferrocemento.....	97
Tabla 5.1. Dosificación y resistencia promedio a compresión para el mortero.	124
Tabla 5.2. Parámetros del ferrocemento y la malla de refuerzo	126
Tabla 6.1. Carga sobre paneles	147
Tabla 6.2. Pérdida de rigidez y energía disipada en paneles cargados fuera del plano	151
Tabla 6.3. Rigidez en paneles bajo a carga cíclica I y diferentes tipos de conexión.	156
Tabla 6.4. Rigidez en paneles bajo a carga cíclica II.	156
Tabla 6.5. Energía histerética disipada en paneles de ferrocemento.	158
Tabla 6.6. Energía histerética disipada en paneles con conexión de hormigón armado.....	158
Tabla 7.1. Carga y deformaciones máximas según el tipo de pared	162
Tabla 7.2. Resistencia, deformabilidad y rigidez en módulos de ferrocemento.	167
Tabla 7.3. Deterioro de la resistencia de los módulos ante cargas cíclicas.	168
Tabla 7.4. Energía disipada en los módulos ante cargas cíclicas.	171
Tabla 7.5. Estados de daño observados en ferrocemento.....	177

Tabla 8.1.	Parámetros del modelo de <i>BWBN</i> .	186
Tabla 8.2.	Parámetros adoptados del modelo de <i>BWBN</i> para sistemas de ferrocemento.	198
Tabla 9.1.	Correlación entre el índice de daño global de Park, Ang y Wen (1987) y los estados discretos de daño	210
Tabla 9.2.	Correlación entre el índice de daño global de Bracci et al. (1989) y los estados discretos de daño	211
Tabla 10.1.	Datos generales de la zona en estudio	226
Tabla 10.2.	Principales sismos ocurridos en la zona.	231
Tabla 10.3.	Capitales y municipios visitados	235
Tabla 10.4.	Clasificación de los datos de acuerdo con las viviendas de ferrocemento obtenidas en el trabajo de campo.	236
Tabla 10.5.	Sistemas constructivos identificados	237
Tabla 10.6.	Zonas y tipos de conexión característicos en las viviendas	239
Tabla 10.7.	Parámetros del sistema estructural de las viviendas	241
Tabla 10.8.	Arquitectura de la vivienda tipo de ferrocemento	243
Tabla 10.9.	Variables aleatorias de la acción sísmica	245
Tabla 10.10.	Parámetros del material ferrocemento	246
Tabla 10.11.	Parámetros de la estructura de las viviendas	247
Tabla 10.12.	Costos de reparación y/o reposición	249
Tabla 10.13.	Estados discretos e índices de daño.	250
Tabla 10.14.	Matrices de probabilidad de daño	252
Tabla A.1.	Estimación de los parámetros del modelo estocástico.	292

Introducción

Desde que el hombre apareció en la tierra –como cazador y recolector– hasta nuestros tiempos, ha buscado y construido un refugio para vivir y la naturaleza se lo ha proporcionado, pero a la vez ella misma, de forma aleatoria, se lo ha arrebatado. De ese aprendizaje, que aún no acaba, surge la creación que lo lleva a edificar todo tipo de refugios proyectados hacia el sol. La vivienda se convierte entonces en una necesidad básica del hombre. Explorar, ver, oler y reventar pedazos de naturaleza, quizá fueron los primeros ensayos en la historia. Mezclar tierra y agua, cohesionar, endurecer, dar forma geométrica y quebrar materiales diversos, ha sido un juego didáctico habitacional, aunque una de las mejores enseñanzas son el legado natural de los sismos en las zonas donde este fenómeno tiene cortos periodos de retorno.

Los países en desarrollo (Colombia, uno de ellos), presentan un alto déficit habitacional en la mayor parte de su territorio. Además, no abundan los estudios e investigaciones que busquen soluciones idóneas, con materiales autóctonos de bajo costo, con tecnologías sostenibles y buen desempeño estructural. La demanda de vivienda de bajo costo y la escasez de oferta en este renglón del mercado de la construcción promueve el desarrollo urbano informal con el consecuente incremento en el riesgo sísmico debido a la vulnerabilidad de las precarias construcciones hechas, en su mayoría, con mampostería no reforzada, no confinada y de pobre calidad. Los sismos recientes en el país se han encargado de demostrar la dimensión del problema. Cerca de 350 personas perdieron la vida en enero de 1999, en la ciudad de Armenia, al suroccidente de Colombia, al colapsar casi por completo el barrio Brasilia.

Colombia es un país con un crecimiento acelerado de su población y con una deficiente atención de sus necesidades básicas. Está habitado por más de 42 millones de habitantes que sufren un déficit de vivienda que desafortunadamente cada día se intensifica por diversas causas, entre ellas, el incremento de su población, la agudización de un conflicto social y armado que genera desplazamientos o inmigraciones desordenadas a los centros urbanos de buena parte de su población rural y el consecuente aumento del nivel de pobreza de sus habitantes. Adicionalmente, factores como la corrupción, el abandono estatal y los desequilibrios económicos existentes no sólo en Colombia, sino en América Latina, han impedido que se cumpla

uno de los derechos fundamentales del ser humano, contemplado en la Constitución de 1991: el derecho a una vivienda digna.

El sector de la construcción en alianza con el sector financiero y con el gobierno nacional ha suministrado sólo algo más de la mitad de las soluciones de vivienda de bajo costo construidas anualmente en Colombia [Metrovivienda, 2000]. En consecuencia, la otra mitad es asumida por la construcción informal. La construcción informal de viviendas degrada aún más el problema social de la vivienda, en el sentido que no aporta soluciones apropiadas que dignifiquen la vida del ser humano. En la mayoría de las ocasiones la vivienda informal carece de condiciones de calidad, construidas por lo general en zonas marginales, sin acceso adecuado a los servicios básicos de agua o energía. Su construcción se hace en zonas de alto riesgo sísmico o geológico, sin consideración de aspectos técnicos, sin aseguramiento ante el riesgo, sin confiabilidad o sin cumplimiento de las normativas sismo-resistentes.

La sismicidad de toda la costa occidental de Sur América se ve afectada directamente por la presión que ejercen las placas tectónicas sobre el continente; esta zona es conocida como el Cinturón de Fuego del Pacífico y sobre él está localizada Colombia. Las viviendas en esta zona están construidas con diferentes tipos de materiales. Las edificaciones se construyen con mampostería no reforzada, bahareque encementado, ferrocemento, madera, guadua, tapia cartón, plástico y otros, que dadas las necesidades habitacionales de la población son utilizados para la elaboración de la estructura de la edificación. El resultado son amplias zonas de alta vulnerabilidad y riesgo sísmicos.

La necesidad y la dificultad de encontrar nuevos materiales que apoyen la tecnología para generar vivienda económica, digna y segura, ha llevado a investigar el ferrocemento como material en el campo de la ingeniería estructural y de terremotos. El ferrocemento ha sido utilizado en soluciones de vivienda de bajo costo en muchas partes del mundo. En Colombia, en particular, se ha publicado relativamente poca información al respecto. En la literatura internacional se puede encontrar un número de investigaciones e ilustraciones de aplicaciones del ferrocemento en la vivienda de bajo costo.

El estudio que aquí se expone comprende el comportamiento sísmico y el acercamiento a la valoración de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas de bajo costo, utilizando como material de construcción el ferrocemento. Paralelamente, se ha efectuado un trabajo de campo que ha permitido valorar la vulnerabilidad sísmica de las viviendas de ferrocemento de una planta.

1.1 Objetivos y alcance del estudio

1.1.1 Motivación

El panorama de riesgo sísmico de los entornos urbanos de los países latinoamericanos, entre ellos Colombia, exhibe un alto grado de vulnerabilidad sísmica. El evidente y precario estado de las viviendas de bajo costo, ha sido el principal motivo para emprender investigaciones que promuevan la mejora y la innovación de nuevos materiales, tales como el ferrocemento, cuyas propiedades tanto a nivel de construcción como de comportamiento sísmico han dejado ver sus bondades.

Mi trayectoria académica y mi experiencia profesional me han llevado a investigar este tema, una vez pude comprobar que no existen muchos estudios que dediquen sus esfuerzos a plantear soluciones que resuelvan la evidente precariedad habitacional que existe en los países de América Latina en general y en Colombia en particular. Mi interés, se centra en un estudio que aporte soluciones reales al problema de la vivienda de bajo costo y que sirva como modelo para contribuir a la solución de este problema.

1.1.2 Objetivos

Se ha planteado como objetivo general: *evaluar la resistencia y el comportamiento sísmico de las viviendas de bajo costo en ferrocemento y realizar un acercamiento a la valoración de la vulnerabilidad sísmica de las mismas*. Para lograr este objetivo general, se han propuesto los siguientes objetivos específicos:

- Realizar una investigación bibliográfica acerca de los usos del material ferrocemento en la construcción de vivienda de bajo costo.
- Diseñar y desarrollar una campaña experimental sobre elementos y módulos prefabricados que componen la vivienda de ferrocemento y ensayarlos bajo cargas que simulen el efecto del sismo.
- Identificar a partir de la experimentación los posibles mecanismos de propagación del daño y fallo de las viviendas estructuradas con ferrocemento.
- Proponer un modelo matemático que simule el comportamiento histerético de las viviendas de ferrocemento.
- Desarrollar un trabajo de campo en una zona de alta e intermedia sismicidad, para identificar las tipologías estructurales de este tipo de vivienda.
- Aplicar e implementar una metodología que, en términos probababilísticos, permita un acercamiento a la vulnerabilidad y análisis del daño sísmico de las viviendas estructuradas con ferrocemento.

1.1.3 Alcance

Como resultado de esta investigación se propone un nuevo sistema constructivo para casas de bajo costo que presenta un buen comportamiento sísmico, de forma que constituye una solución resistente, digna, sostenible y segura. Igualmente, la evaluación de la vulnerabilidad sísmica permitirá conocer la probabilidad de daño que puedan exhibir este tipo de viviendas ante una crisis sísmica y los procedimientos de diseño que se deben implementar para garantizar el buen desempeño estructural de las mismas. Todo ello se orienta a beneficiar, de forma directa, a la población de bajos recursos y que en la actualidad no tienen acceso a una vivienda digna.

1.2 Estructura del estudio

El contenido de esta memoria se ha estructurado en tres partes; en la primera parte describo *el material ferrocemento y la vivienda*, y está dividida en tres capítulos. El primer capítulo de esta parte y segundo de la memoria está dedicado al material de ferrocemento, a su historia, actualidad y aplicaciones en la vivienda. En el tercer capítulo se describen los materiales constitutivos y los procesos para la prefabricación. El cuarto capítulo está dedicado a la descripción de las propiedades mecánicas del ferrocemento y el comportamiento bajo cargas cíclicas.

La segunda parte, titulada *comportamiento sísmico del ferrocemento*, se divide en cuatro capítulos en los cuales se describe el comportamiento experimental de los elementos, las viviendas de ferrocemento y el algoritmo para su modelación bajo cargas cíclicas. Esta parte se inicia con el capítulo 5 donde se describen los materiales, elementos y la estructura que conforman las viviendas prefabricadas de ferrocemento en el presente estudio. En el capítulo 6 se describe la campaña de ensayos sobre paneles de ferrocemento a escala real y a la vez se presentan y se analizan los resultados de los mismos. En el capítulo 7 de manera similar se describe la campaña de ensayos sobre paredes y viviendas de ferrocemento a escala real; igualmente, se presentan y se analizan los resultados de los mismos.

La campaña de ensayos fue diseñada teniendo en cuenta los objetivos propuestos en esta tesis y los equipos disponibles. Toda la campaña se llevó a cabo en Colombia con materiales propios de la región. La construcción de los diferentes especímenes de ferrocemento y los ensayos fueron realizados en el Sistema Espacial de Reacción (SER), del Laboratorio de Estructuras de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Colombia, sede Medellín, bajo la supervisión de uno de los directores de este estudio, el Doctor Jorge E. Hurtado Gómez.

La campaña de ensayos busca caracterizar el comportamiento sísmico de paneles, paredes y viviendas prefabricadas hechas en ferrocemento, para conocer en un grado más confiable su desempeño ante eventos sísmicos. Adicionalmente, se describen las pruebas hechas a los elementos estructurales que conforman las edificaciones. En él se identifican los

principales parámetros estructurales predominantes de la respuesta y se estudia el comportamiento histerético exhibido por el ferrocemento ante cargas cíclicas que consiste en el deterioro de su rigidez, pérdida de resistencia y energía histerética disipada. Se evalúa también, la propagación del daño, los mecanismos de fallo y de acuerdo con los resultados de la experimentación, se consideran cuatro estados de daño diferentes del estado de daño nulo o no daño.

En el capítulo 8 se estudia y se propone la modelización del modelo de *BWBN*, como una herramienta para simular el comportamiento histerético de las edificaciones de ferrocemento exhibido durante los ensayos de carga cíclica a escala real. Finalmente, se identifican los parámetros del modelo de *BWBN* para las viviendas de ferrocemento sometidas a cargas aleatorias.

La tercera parte constituye *una aproximación a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica*, y comprende dos capítulos, en los que se aplica una metodología para estimar la vulnerabilidad sísmica de las viviendas de ferrocemento. En el capítulo 9, se comentan algunos métodos utilizados para la generación de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño, se realiza una breve descripción de los principales aspectos relacionados con la clasificación de los índices y estados de daño, y se hace énfasis en una metodología probabilista con aplicaciones en zonas de alta y moderada sismicidad. Esta última metodología será implementada para generar las curvas de fragilidad de las viviendas prefabricadas en Colombia.

En el capítulo 10, se aplica la metodología propuesta para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las viviendas de ferrocemento, se describe la amenaza sísmica de la zona de acuerdo con los estudios de zonificación sísmica realizados en el país, se presenta una descripción del trabajo de campo realizado en las construcciones de la zona del eje cafetero, destacando las tipologías más importantes y los principales mecanismos de fallo observados durante los últimos movimientos sísmicos. De esta forma se definen los modelos estructurales representativos de las viviendas prefabricadas y se evalúa su capacidad sísmica mediante un análisis estático no lineal. Así pues, la última parte de este capítulo corresponde a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas más representativas.

Finalmente, el capítulo 11 abre las puertas a las conclusiones, recomendaciones y líneas de investigación futura de este trabajo en relación con la vivienda de bajo costo construida con ferrocemento.

El material ferrocemento

y la vivienda

Parte

1

Ferrocemento: definición, historia y aplicaciones

2.1 Introducción

La mampostería no reforzada, es el material de mayor uso en toda la superficie terrestre para la construcción de vivienda de bajo costo, aunque su comportamiento y desempeño estructural bajo eventos sísmicos es poco deseado [Abrams, 1992; AIS, 2001b]. La demanda de vivienda de muy bajo costo y la escasez de oferta en este renglón del mercado de la construcción promueve el desarrollo urbano informal con el consecuente incremento en el riesgo sísmico debido a la vulnerabilidad de las precarias construcciones hechas, en su mayoría, con mampostería no reforzada ni confinada.

El ferrocemento es un material con más de un siglo y medio de antigüedad y durante este tiempo ha tenido diferentes aplicaciones que van desde pequeñas embarcaciones hasta grandes estructuras. En Colombia, en particular, se ha publicado relativamente poca información al respecto. El autor ha estudiado algunos aspectos del ferrocemento, incluyendo un acercamiento al diseño sismo resistente de sistemas estructurales con elementos prefabricados de ferrocemento [Bedoya et al., 2002].

A continuación se presenta una descripción del ferrocemento, una breve comparación con el hormigón armado, su antecedente histórico y la construcción con ferrocemento; al final se hace un análisis y descripción del uso del ferrocemento en viviendas de bajo costo.

2.2 Descripción del ferrocemento

El ferrocemento es un tipo de hormigón armado de pared delgada, habitualmente construido con mortero de cemento y reforzado con capas de malla de alambre continuas, de pequeño calibre y ocasionalmente barras de acero de armazón. La malla puede ser hecha de metal u otro material conveniente. La manejabilidad del mortero y su composición debe ser compatible con los tejidos de malla y las varillas de armazón, para permitir su colocación. El mortero puede contener fibras discontinuas.

El ferrocemento se caracteriza y se diferencia de los demás hormigones, por la distribución y tamaño relativo de su refuerzo: mallas de alambre de

diámetros pequeños y fibras uniformemente distribuidas en toda la sección transversal del elemento. Una vez endurecido, el ferrocemento presenta propiedades químicas, físicas y mecánicas consistentes con un material de acción compuesta. Esta constitución lo hace propicio para la fabricación de elementos de pared delgada, no mayores de 50 mm. En la figura 2.2, se muestra un elemento típico de ferrocemento, fabricado mediante un adecuado diseño para obtener proporciones óptimas de los materiales, incluyendo la cantidad de refuerzo requerido, y un mezclado uniforme de la matriz cementante

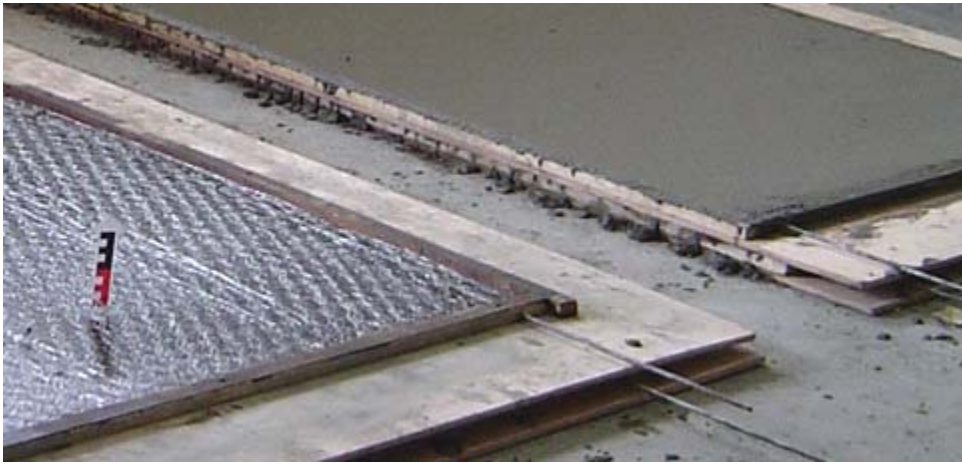


Figura 2.1. Sección típica de ferrocemento. [Bedoya, 2003]

A pesar de que la matriz cerámica representa, en la mayoría de los casos, más del 90 % del volumen del compuesto, éste tiene un comportamiento dúctil, más parecido al del acero que al del hormigón. El ferrocemento ha sido considerado el primer tipo de hormigón armado y un miembro general de la familia de los materiales estructurales de hormigón. En la figura 2.2, se ilustra la familia del hormigón estructural y sus combinaciones.

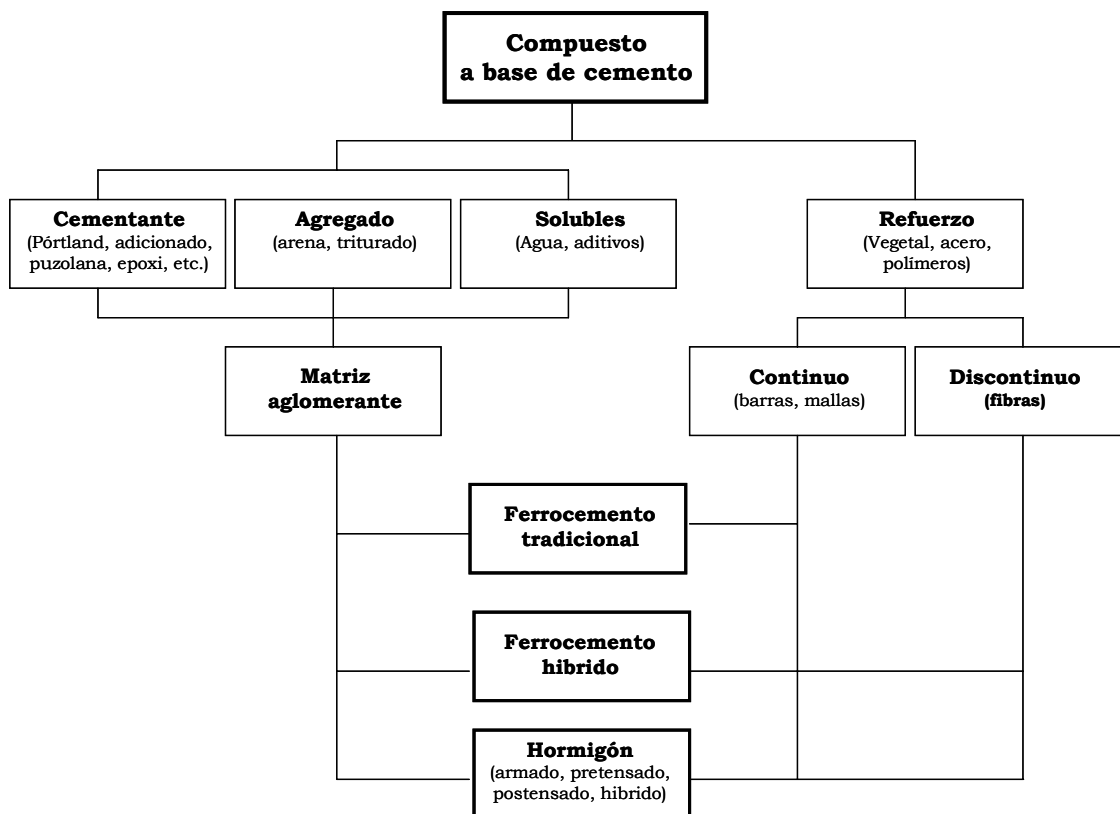


Figura 2.2. Familia del hormigón estructural y sus posibles combinaciones.

2.3 Ferrocemento y hormigón armado

El ferrocemento, como miembro de la familia del hormigón armado, posee más similitudes que diferencias. Para comprender mejor su comportamiento y la metodología de análisis y diseño, a continuación se presenta una nueva visión del ferrocemento y se hace una revisión de las diferencias y similitudes más relevantes con el hormigón armado.

2.3.1 El ferrocemento como un material compuesto laminado

Un material compuesto es aquel que está hecho a partir de dos componentes diferentes. Una vez estos dos componentes interactúan resulta un material compuesto con propiedades mejoradas y de gran interés estructural. Las propiedades obtenidas son diferentes a las ofrecidas por cada material si actuara de forma independiente. Por ejemplo, el mortero para cargas a tracción es pobre y las mallas de alambre expuestas a la intemperie se corroen. Combinando el mortero y las mallas en un ferrocemento, se obtiene capacidad de carga a tracción y protección al refuerzo. El ferrocemento puede ser considerado como un material compuesto laminado, hecho de capas de malla, embebidas en capas de mortero de cemento, una encima de otra. Una lámina, generalmente tiene propiedades ortotropicas, es decir las propiedades mecánicas son diferentes en las tres direcciones principales. Si

la lámina se refuerza con malla cuadrada se obtiene un material de iguales propiedades en dos direcciones principales. Cuando el refuerzo proporcionado no es simétrico, como sucede con la malla hexagonal, expandida o rectangular, pueden colocarse una encima de otra o rotarlas, hasta obtener una distribución uniforme de los alambres de refuerzo en dos direcciones. Un compuesto con propiedades isotrópicas en el plano y conjunto de capas de refuerzo amontonadas y orientadas uniformemente en toda su sección, está cerca de ser un material isotrópico. Generalmente el ferrocemento, hecho con mallas rectangulares es asumido isotrópico, en las dos direcciones principales de la malla. Sin embargo, cuando se diseña ferrocemento no es necesaria la isotropía, a menos que las condiciones lo requieran.

2.3.2 Diferencias físicas y mecánicas con el hormigón armado

- El ferrocemento es un material de pared delgada, el concreto posee grandes espesores.
- El componente dúctil está distribuido a través de toda la sección de ferrocemento; en el hormigón son barras, generalmente longitudinales y transversales de diámetro considerable.
- La matriz de aglutinante del ferrocemento esta hecha a partir de agregados finos (sólo arenas); en el hormigón existen agregados finos y gruesos (arena más triturado de piedra).
- El ferrocemento posee propiedades de un material homogéneo e isotropico en dos direcciones.
- El ferrocemento tiene alta resistencia a la tracción y alto módulo de rotura. Su resistencia a tracción puede llegar a ser similar a la resistencia a compresión. En el hormigón la resistencia a tracción es muy baja.
- Generalmente el ferrocemento presenta una alta superficie específica de refuerzo, del orden de uno a dos con respecto al hormigón reforzado.
- Por el contenido y distribución del refuerzo, el ferrocemento presenta un proceso de agrietamiento a tracción, diferente al del hormigón reforzado.
- En el ferrocemento la deformación generada por falla a tracción, se incrementa con el número de capas de malla. Es decir, la ductilidad aumenta con el incremento de la superficie específica de refuerzo. Tal comportamiento es diferente en el hormigón reforzado a flexión, donde generalmente se ha observado que la ductilidad baja con el incremento de la relación de refuerzo.
- El ferrocemento presenta pequeños anchos de grietas y alta deformabilidad, lo que lo hace ideal para aplicaciones marinas

- Debido a los pequeños espesores el ferrocemento posee menor resistencia al fuego que el hormigón reforzado.
- Debido al sistema de malla que proporciona refuerzo en las dos direcciones, el ferrocemento presenta mejor resistencia al impacto y a la cortante de punzonamiento, que el hormigón reforzado.
- Los métodos de construcción del ferrocemento son diferentes de los métodos del hormigón reforzado.
- El ferrocemento es más adaptable a bajos niveles de tecnología, mientras el hormigón reforzado necesita un mínimo de tecnología y equipo liviano. El ferrocemento se adapta fácilmente a altos niveles de tecnología, como el hormigón armado.
- En la construcción con ferrocemento se puede tener altos niveles de industrialización con menores costos en equipos. El hormigón armado incrementa la inversión.
- El ferrocemento es más fácil de reparar y mantener. En aplicaciones marinas, el ferrocemento, está por encima del hormigón reforzado.

2.3.3 Similitudes entre el ferrocemento y el hormigón armado

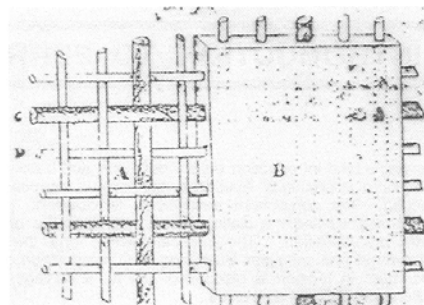
Las similitudes entre ferrocemento y el hormigón reforzado son numerosas. Ambos materiales utilizan en común una matriz aglutinante y un volumen de refuerzo; obedecen a los mismos principios mecánicos y pueden ser modelados de acuerdo con las mismas teorías y analizados utilizando las mismas técnicas. Además pueden ser diseñados con la misma filosofía.

2.4 Antecedentes históricos y actualidad

Aunque hay plena evidencia que el uso de morteros reforzados con fibras se remonta a los tiempos del imperio Romano, e, inclusive, a los tiempos de los Sumerios [Pama, 1992], Joseph Louis Lambot produjo a finales del siglo XIX los primeros objetos construidos con mortero reforzado con malla de alambre en Miraval, en el sur de Francia.



a) Bote construido por Lambot



b) Esquema del ferrocemento

Figura 2.3. Bote construido por Joseph L. Lambot y esquema del material en la patente.
[Naaman, 2000]

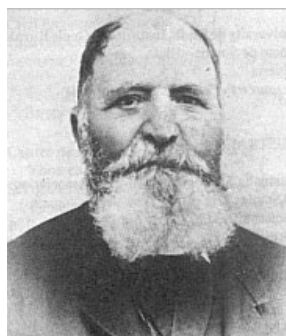
Entre 1848 y 1849, construyó dos botes con más de 3 m de longitud, 1.30 m de ancho y 38 mm de espesor. En la actualidad las dos embarcaciones se conservan en el museo de Brignoles, Francia. En la Figura 2.3a, se observa una de estas embarcaciones.

Lambot concibe el ferrocemento como un material de construcción para ser usado como sustituto de la madera en construcciones navales, arquitectónicas y para uso doméstico, que no está sujeto a daños por agua y humedad. El material tiene una base de malla metálica de alambre o varilla entrelazada, formando un tejido flexible, adaptable al tamaño y forma geométrica deseada del objeto que se quiere construir; este tejido se rellena con una mezcla cementante, generalmente de cemento hidráulico (ver figura 2.3b). El ferrocemento se considera como la primera aplicación y muy original del hormigón armado. En 1852 Joseph Luís Lambot patenta el material con el nombre de *ferciment*.

A principios de 1849, otro francés, Joseph Monier, realiza objetos para uso en la horticultura, independientemente de Lambot. Fabricó maceteros y cubos para jardinería con cemento y varillas de hierro. Monier, patenta este material en julio de 1867. En la figura 2.4, se aprecia a Lambot y a Monier, considerados los pioneros del ferrocemento y el hormigón armado.



Joseph Lambot



Joseph Monier

Figura 2.4. Joseph L. Lambot y Joseph Monier, pioneros del ferrocemento.
[Naaman, 2000]

La tecnología de la segunda mitad del siglo XIX, no proporcionó un desarrollo eficiente en la producción de mallas y alambres de diámetro pequeño. El uso y la producción de varillas de acero con diámetros grandes, fue incrementando, llevando el ferrocemento a la construcción con hormigón armado. Durante la primera guerra mundial se construyeron buques y barcos con hormigón armado, y estos fueron usados de nuevo en la segunda guerra mundial, debido a la escasez de materiales, particularmente del acero. El ferrocemento fue olvidado y reemplazado por el hormigón armado y preesforzado.

Sin embargo, a principios de los años cuarenta, el arquitecto, ingeniero y constructor italiano Pier Luigi Nervi, retoma las ideas de Lambot realizando

estudios sobre hormigones reforzados con capas de malla de alambre. Se asombra de los resultados de sus estudios en donde anota que el material obtenido tiene un "comportamiento similar al de un material homogéneo de elevadas resistencias" [Pama, 1992]. En sus investigaciones, Nervi encuentra un material altamente flexible, elástico y resistente a la tracción. Variando diámetros y capas de refuerzo, obtuvo espesores con cualidades importantes como gran deformabilidad y baja formación y propagación de grietas. Pier L. Nervi, procede a diseñar y construir diferentes proyectos arquitectónicos en ferrocemento, considerados racionales y estéticos dentro del diseño estructural. En la figura 2.5, se muestra la cubierta del salón principal del palacio de exposiciones de Turín, Italia. Fue construida entre 1948 y 1950, posee una luz de 96 metros y es la mayor de sus obras en estructuras con tejados.

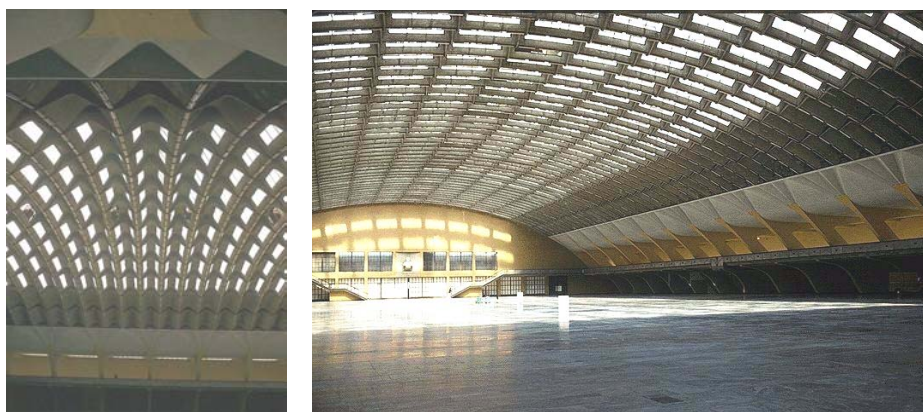


Figura 2.5. Techumbre del palacio de exposiciones de Turín. [www.greatbuilding.com]

El trabajo de Nervi, tan solo fue apreciado dos décadas después. La durabilidad y el buen estado en servicio de estas estructuras, permitieron una amplia difusión y aceptación del ferrocemento en el mundo.

Las aplicaciones constructivas del ferrocemento son extensas y variadas: Bóvedas delgadas en Rusia; aplicaciones arquitectónicas en Estados Unidos, viviendas en la India, suroeste Asiático, Cuba y México; botes pesqueros en China, Nueva Zelandia; techos, tanques y silos para granos en Argentina, Africa y Tailandia, entre muchos otros. Durante las últimas dos décadas del siglo XX, varios países de América lo adoptaron para construcciones no convencionales. Arquitectos brasileños han desarrollado prefabricados de ferrocemento para urbanizaciones y escuelas, Cuba se especializó en la construcción de botes pesqueros, en México se han construido varios programas piloto con este material especialmente en casas de bajo costo, escuelas rurales y reparación de edificaciones hechas con mampostería no reforzada. En Colombia se han presentado aplicaciones del ferrocemento, tales como tanques de fermentación de café, tanques de agua, losas y viviendas prefabricadas de bajo costo [Fabiarz, 1985; Bedoya, 1997; 2004].

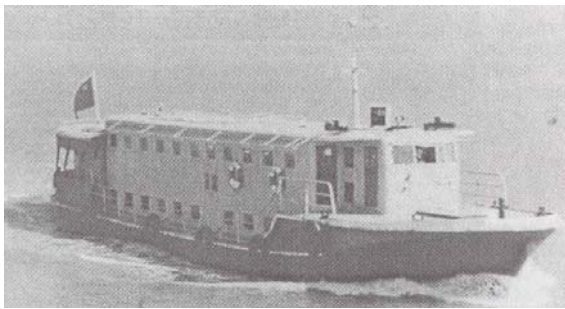
Varias organizaciones a nivel mundial han realizado seminarios y reuniones con expertos y estudiosos del ferrocemento para analizar datos, experiencias, métodos de construcción, dimensiones, costos, nuevas aplicaciones y revisión del estado actual de la tecnología de construcción con ferrocemento y del material en sí. En los albores de 1960, se crea en Nueva Zelanda el Journal of Ferrocement, para trasladarse más tarde al Centro internacional de información sobre ferrocemento (IFIC), en Bangkok, Tailandia, donde aún reside. El American Concrete Institute (ACI), en 1975, estableció el comité 549 sobre ferrocemento para hacer una extracción y revisión de los documentos, y así elaborar un reglamento práctico para este material, mientras que en 1979, la Unión Internacional de Laboratorios de Pruebas e Investigación de Materiales y Estructuras (RILEM), estableció en Europa el comité 48-FC para examinar métodos de prueba para el ferrocemento. En la última década, en Italia, se desarrolló un sitio virtual que ofrece información acerca del material, orígenes, usos, aplicaciones, formas constructivas, investigaciones, contacto con investigadores y constructores del ferrocemento [<http://www.ferrocement.com>]. Finalmente, en la sexta Conferencia Internacional sobre ferrocemento, en Estados Unidos, se presentó el modelo del código de diseño con ferrocemento que una vez terminado, se espera que contenga toda la información necesaria y suficiente para diseñar estructuras de ferrocemento [Nassif, 1998].

2.5 Construcción con ferrocemento

El ferrocemento como tal, o como un tipo de hormigón armado de pared delgada o como un compuesto laminado a base de cemento puede ser usado en numerosas aplicaciones, incluyendo nuevas estructuras y la reparación y rehabilitación de estructuras existentes. También, como material para la construcción de vivienda de bajo costo.

2.5.1 Embarcaciones

Los albores de la prefabricación con ferrocemento pueden remontarse a la antigüedad, cuando los sumerios utilizaron morteros de brea y refuerzos vegetales para construir materos. Sin embargo, la aparición de prefabricados modernos con este material tiene lugar en Asia, en aplicaciones fluviales. Desde entonces se han fabricado toda clase de canoas y embarcaciones, desde pequeñas bateas circulares para una persona hasta barcos comerciales y aplicaciones especiales. La técnica de construcción con ferrocemento es idónea para aplicarla en los astilleros. El casco se preforma fácilmente utilizando refuerzo convencional alrededor del cual se colocan las mallas de alambre metálico. El mortero se aplica fácilmente por ambos lados del refuerzo. La industrialización de este proceso de prefabricado de cascos incluye en algunas partes el lanzado del mortero con bombas de inyección de alta presión. El resultado de este proceso puede verse en diversas partes del mundo en todo tipo de embarcaciones, como las que se muestran en la Figura 2.6.



a) Barco de transporte en la República China

b) Barco de transporte en Nueva Zelanda



c) Réplica de galeón Británico de 1767 construida en 1997 en Boston, E.U.

Figura 2.6. Barcos de ferrocemento. [Naaman, 2000]

Todavía hoy, existen muchos astilleros que producen navíos con ferrocemento. Los procesos más industrializados se encuentran en China y en Cuba. En la India y en Tailandia se construyen todavía canoas y pequeñas embarcaciones con ferrocemento, por medio de procesos artesanales.

En Cartagena de Indias, Colombia, existió un astillero de barcos pesqueros durante casi 20 años que mezclaba algunos procesos industriales con procesos artesanales de vaciado del mortero. Desafortunadamente, el astillero cerró sus puertas hace ya poco más de una década. Los cascos flotantes de ferrocemento representan un reto para la ingeniería del ferrocemento en términos de durabilidad. El cambio continuo de niveles de flotación implica ciclos de mojado y secado. La alta humedad, la presencia potencial de cloruros y sulfatos; en fin, todas las consecuencias de los ambientes fluvial y marino conllevan el riesgo de la corrosión de los componentes del ferrocemento, tanto la pasta de cemento, como los áridos y el refuerzo. Sin embargo, la baja relación agua - cemento necesaria en las mezclas para ferrocemento resulta generalmente en morteros densos y resistentes. El uso de aditivos y la adición de puzolanas como cenizas volantes son frecuentes en la construcción con ferrocemento y le dan mayor durabilidad al material.

2.5.2 Tanques y techumbres

De la impermeabilidad del ferrocemento y de sus características aptas para la construcción de elementos de pared delgada se deriva de manera natural, no solamente la construcción de cascos flotantes, sino también la de estructuras para contener líquidos y gases y estructuras para almacenar granos. En la Figura 2.7, se muestra un tanque típico en ferrocemento para el almacenamiento de agua.



Figura 2.7. Tanque de ferrocemento en la India. [www.ferrocement.com]

A pesar de que el ferrocemento tiene aproximadamente la misma densidad del hormigón por unidad de volumen, las estructuras de pared delgada ofrecen menor volumen total, y por ende menor peso, que los elementos de hormigón reforzado convencional. Combinando el bajo peso con la impermeabilidad, el siguiente renglón de aplicación cronológica del ferrocemento aparece en el ramo de la construcción de cubiertas y domos de diversa índole. Desde modestos techos para quioscos, hasta enormes cubiertas para estadios y coliseos se han construido con ferrocemento. A mediados del siglo pasado, Pier Luigi Nervi, diseñó y construyó impresionantes cubiertas utilizando ferrocemento. En Moscú, Rusia, varias estaciones del sistema de tren subterráneo utilizan ferrocemento en sus bóvedas y en Estados Unidos se han construido con ferrocemento elementos de cubierta decorativos, no estructurales, como celosías para proteger de la luz directa del sol.

El ferrocemento se presta también para la construcción de tejas de sección delgada. Son comunes las tejas onduladas o en placa plegada, como las que muestra la Figura 2.8.



Figura 2.8. Cubierta de placa plegada en ferrocemento. [www.ferrocement.com]

2.5.3 Edificios y estructuras

Curiosamente, en 1852, año en que fue patentado el ferrocemento, nace el arquitecto Catalán, Antonio Gaudí. Creativo de formas y estructuras inspiradas en la naturaleza. Su ingenio agrietó el frágil paisaje de la ciudad mampuesta. Irrumpió con una arquitectura cargada de elementos místicos y casi panteísta con la naturaleza. La atracción por lo monumental y el amor simultáneo por lo humilde, proyectaron la arquitectura Barcelonesa al mundo. Cuando empieza sus primeras obras busca materiales que le permitan moldear sus edificaciones. Gaudí, retoma el ferrocemento y deja ver sus bondades como material de construcción en una arquitectura moderna. En la figura 2.9, se aprecia una de sus colosales y paradigmáticas obras: la Sagrada Familia.



Figura 2.9. Templo de la Sagrada Familia, Barcelona-España. [Bedoya, 2004]

Posteriormente, una nueva generación de arquitectos e ingenieros ha descubierto los beneficios, versatilidad y características únicas del ferrocemento en aplicaciones especiales. En la Figura 2.10, se muestra el

interesante trabajo realizado para una planta productora de cemento en Arabia Saudita, donde se utilizó el ferrocemento para construir la cubierta ondulada que se convierte en el recubrimiento que envuelve la torre de entrada, así como también para prefabricar las pantallas celosía para la protección solar de la fachada del edificio principal.



Figura 2.10. Planta productora de cemento Yambu, en Arabia Saudita. [Naaman, 2000].

El material y la creatividad de los diseñadores, han permitido la construcción de obras similares en Nueva Zelanda, Australia, China, Singapur, México, Bolivia y Brasil. En los últimos años, Estados Unidos y Australia, ha construido casas de descanso y veraneo con ferrocemento. En la figura 2,11 se presenta un ejemplo de estas viviendas, en la que tanto la cubierta como el sistema estructural fueron hechos de ferrocemento.

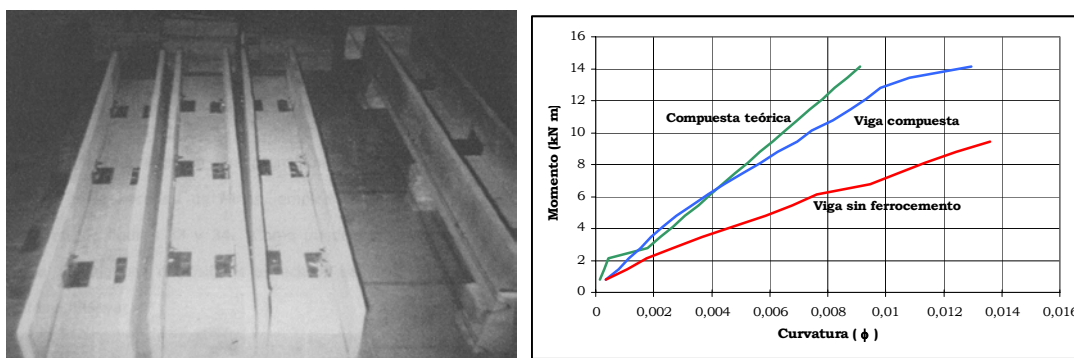


Figura 2.11. Casa de descanso en Australia. [Steve's, 2004]

Durante los últimos veinte años se han propuesto muchos otros sistemas constructivos con base en elementos de ferrocemento. Se han ensayado perfiles estructurales moldeados con ferrocemento, actuando solos o como formaletas permanentes. En China se han construido puentes con sección en viga cajón, enteramente estructurados en el sitio con ferrocemento. Sin embargo, la mano de obra intensiva hace que la prefabricación sea la única manera de competir eficientemente contra otros materiales. En Colombia, también se han desarrollado sistemas de perfiles estructurales y formaletas permanentes con ferrocemento. En la investigación sobre perfiles

estructurales [Gómez, 1994], se ensayaron secciones tubulares rectangulares, secciones en U y secciones en I, con diferentes relaciones altura/longitud y altura/anchura (esbeltez de la sección). Los resultados mostraron que la eficiencia del perfil, medida en función de la relación carga/unidad de masa, aumenta en función de la esbeltez de la sección, para una longitud determinada. Además, que, como es de esperarse, la eficiencia tiene un límite máximo en función de la longitud libre para una misma esbeltez.

En el estudio sobre de formaletas permanentes de ferrocemento se ensayaron losas y vigas vaciadas sin y con formaleta permanente construida con ferrocemento y conectada con el hormigón convencional para garantizar el trabajo como sección compuesta del elemento [Ospina, 1997]. Se trabajó con perfiles en U vaciados y perfiles en U ensamblados, como se muestra en la Figura 2.12a.



a) Perfiles en U ensamblados

b) Respuesta estructural de los perfiles

Figura 2.12. Perfiles en U en ferrocemento y capacidad estructural.

De acuerdo con la figura 2.12b, la viga vaciada sobre la formaleta permanente de ferrocemento se comportó de manera muy similar al comportamiento último teórico calculado para la sección compuesta, y de manera superior a la de la viga de hormigón reforzada convencional.

Reparación y rehabilitación de estructuras

Debido a su fácil y bajo costo de aplicación, el ferrocemento es ideal para reparar algunos tipos de estructuras. Algunos ejemplos sobresalientes incluyen el confinamiento de nudos de columnas de concreto para mejorar su resistencia sísmica [Naaman, 2000]. En viviendas de mampostería no reforzada el recubrimiento de los muros con ferrocemento suministra mayor capacidad de respuesta sísmica a la estructura [Abrahams, 2000]. De forma similar se ha hecho para viviendas de ferrocemento ya construidas y en otros tipos de estructuras como piscinas y tanques de agua [Naaman, 2000].

2.5.4 Viviendas de bajo costo

En países del tercer mundo donde la demanda de vivienda de bajo costo es muy alta, el ferrocemento se ha utilizado como una alternativa eficaz que, por una parte, ofrece viviendas durables y de buena calidad, y, por otra parte, ofrece un sistema constructivo con base en mano de obra intensiva no calificada. Esta combinación hace del ferrocemento una solución apropiada para sociedades en vías de desarrollo que requieren de soluciones de vivienda de bajo costo y generación de empleo.

Como edificaciones para diversas actividades humanas, el ferrocemento ha estado presente en construcciones tales como: edificios de auditorio, museos, cúpulas de mezquitas, estructuras de domos, centros comunitarios, escuelas, elementos prefabricados para casas tipo panel o tipo “sandwich” y viviendas de bajo costo.

De las diferentes aplicaciones que ha tenido el ferrocemento en la generación de viviendas de bajo costo, se han identificado cuatro sistemas constructivos para su fabricación: construcción en sitio, construcción con elementos modulares prefabricados, construcción con paneles prefabricados y construcción de casas móviles. Dado el bajo nivel de tecnología requerido, cualquier edificación con ferrocemento puede ser construida en el lugar requerido. En la construcción con elementos prefabricados y la producción de casas móviles resulta apropiado suministrar cierto nivel de tecnología. Todos estos sistemas constructivos tienen un elemento estructural en común: el panel o muro pared delgada de ferrocemento.

En el archipiélago de Malasia, en las islas de Sumatra, Sri Lanka y Nueva Guinea, se han construido casas en ferrocemento. Países como México, India, Tailandia, Cuba, Estados Unidos, Brasil y Colombia, son pioneros en el uso del ferrocemento para construir viviendas de bajo costo.

A mediados de los años 1970, Olvera López (1998), construyó casas de ferrocemento en México. Desarrolló un sistema constructivo para edificaciones de uno y dos pisos usando paneles livianos prefabricados de ferrocemento de diferentes secciones y experimentó con varios tipos de conexiones. El sistema fue diseñado para permitir flexibilidad en los diseños arquitectónicos; más de mil viviendas se han construido desde entonces (ver Figura 2.13).

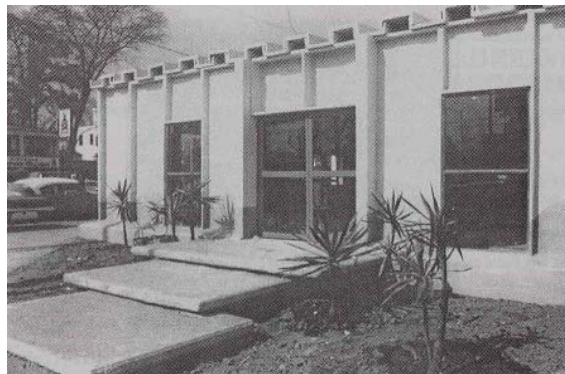


Figura 2.13. Primera edificación construida en México con ferrocemento.
[Naaman, 2000]

En 1979, también en México y utilizando paneles de ferrocemento prefabricados, J. Castro [Castro, 1979], construyó 350 viviendas de bajo costo. Los paneles fueron elaborados con barras de acero tradicional de 6 milímetros formando una rejilla con aberturas cuadradas de 250 milímetros de lado. Esta rejilla fue envuelta con dos capas de malla hexagonal. Los paneles fueron unidos por medio de tornillos y tuercas. El comportamiento de las conexiones no ha sido monitoreado durante la actividad sísmica de México, ni existen estudios del comportamiento a largo plazo de estas edificaciones.

En la India, en el año 1983, V. G., Gokhale, publicó el sistema para la construcción de casas denominado “Catone” [Gokhale, 1983]. El sistema consiste en paneles de ferrocemento anclados a la losa de cimentación y atornillados en la parte superior a la viga de cubierta. Cada panel tiene 0.91 m de largo por 2.73 m de alto y 0.032 m de espesor. El sistema fue usado para la construcción de varias viviendas de uno y dos pisos en Bombay. Sin embargo no se tiene información acerca del comportamiento estructural de estas viviendas, bajo condiciones de servicio ni a largo plazo.

En el Segundo Simposio Internacional sobre ferrocemento, Bangkok, 1985, F. Davis, presentó el sistema constructivo para vivienda de bajo costo, que se ve en la Figura 2.14.

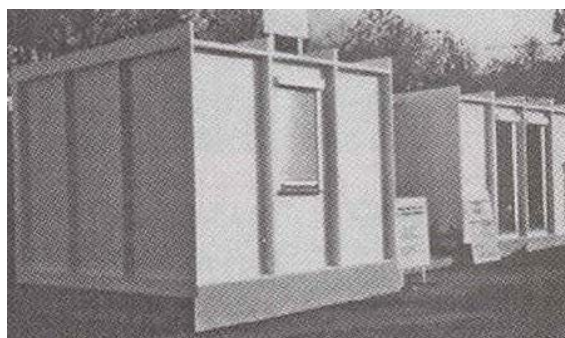


Figura 2.14. Salones modulares típicos para viviendas de ferrocemento. [Naaman, 2000]

El sistema consiste en paneles prefabricados de ferrocemento, en forma de U y Cajón y otro número de formas que pueden ser utilizadas para ventanas, canales de agua, etc. Cada panel fue fabricado con procedimientos de alta calidad.

En 1988, Wainshtok Rivas [Wainshtok, 1988], describe las primeras casas de ferrocemento hechas en Cuba en el año de 1986. Fueron construidas con paneles prefabricados de ferrocemento reforzados con malla entretejida de alambre. En la Figura 2.15, se muestra la solución de viviendas de uno y dos pisos. La cubierta se hizo con secciones de ferrocemento tipo cajón [Wainshtok, 1994, 1996].



Figura 2.15. Viviendas de uno y dos pisos en ferrocemento. [Naaman, 2000]

Desde entonces se construye en Cuba numerosas casas de uno y dos pisos con elementos prefabricados de ferrocemento tipo panel. En la figura 2.16, se observan soluciones de vivienda de dos pisos.

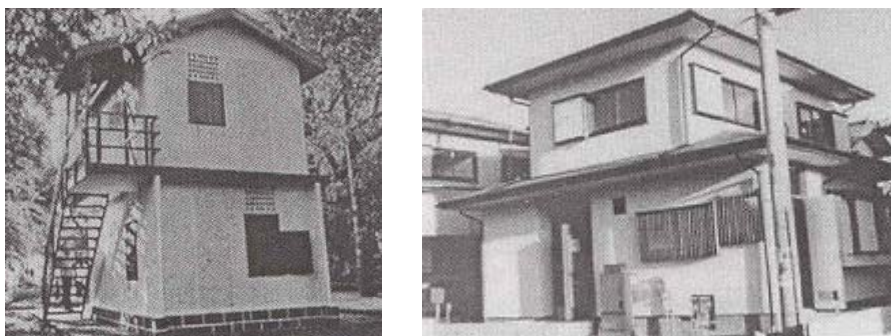


Figura 2.16. Casas de uno y dos pisos con ferrocemento, Cuba. [Naaman, 2000]

En 1992, el Profesor Naaman [Naaman, 1992], publica el resultado de sus investigaciones realizadas en la Universidad de Michigan, Estados Unidos, sobre casas de ferrocemento. Los objetivos del estudio fueron explorar las ventajas del ferrocemento desde la industrialización, teniendo en cuenta las características ofrecidas por este material, tales como: resistencia, poco peso, resistencia al fuego, durabilidad, ductilidad para zonas sísmicas, fácil transporte, erección y altos niveles de adaptabilidad en la

prefabricación. El sistema estudiado consta de dos niveles y está conformado por paneles de ferrocemento en forma de cajón de 12.5 mm de espesor y unidos por una conexión atornillada. La investigación mostró que el sistema de ferrocemento propuesto es técnicamente factible e indicado para ser industrializado con costos competitivos. Sin embargo, se detectó que para que el sistema tenga éxito se debe resolver el problema de las conexiones entre los paneles de ferrocemento. Krishnamoorthy [Krishnamoorthy et al, 1990; Mansur et al, 2001], identificaron experimentalmente, cuatro modos de fallo predominantes en las conexiones atornilladas de los paneles prefabricados de ferrocemento. Hasta el momento, no se conocen aplicaciones masivas para viviendas de bajo costo, con este sistema investigado. En 1998, Machado et al., en el Sexto Simposio Internacional sobre Ferrocemento, en la Universidad de Michigan, presentó las investigaciones realizadas en Brasil, en muros de ferrocemento tipo “sandwich”, como elementos estructurales de las viviendas de bajo costo. Sin embargo, desde los 80, el arquitecto, J. Filgueiras [Salas, 1990], construyó escuelas con argamasa armada (origen del ferrocemento). Con esta aplicación impulsó el uso del ferrocemento en soluciones de vivienda de bajo costo. Hoy, y después de varias investigaciones, el gobierno de Brasil lo ha adoptado como estrategia para solucionar el déficit de vivienda a mediana y gran escala. En el mismo Simposio, Barberio (1998), expuso los problemas y perspectivas del ferrocemento en Italia. Ambas investigaciones mostraron los esfuerzos llevados a cabo en estas comunidades para contribuir a la solución de vivienda de bajo costo.

En Colombia, en 1982 [Cardona, Farbiarz y Londoño, 1982], se hizo la primera investigación sobre viviendas prefabricadas de bajo costo con ferrocemento, y se basó en una solución para zonas de inundación fluvial cíclica. Se construyó el prototipo que se muestra en la Figura 2.17a, prefabricando paneles de ferrocemento que se unieron con mortero sobre el casco vaciado en el sitio al borde de la ribera de un pequeño lago en el que aún hoy flota.



a) Casa flotante construida en sitio



b) Casa flotante de elementos prefabricados

Figura 2.17. Viviendas flotantes construidas con paneles y casco de ferrocemento.
[Cardona et al., 1982]

En la Figura 2.17b, se aprecia otra vivienda sobre un casco flotante, ambos contruidos con ferrocemento. La casa se prefabricó en planta con cierto nivel de tecnología, mientras que el casco se vació en el sitio.

A partir de estas investigaciones se iniciaron varias aplicaciones de construcción con paneles prefabricados de ferrocemento en Colombia. La Figura 2.18, muestra uno de los sistemas de construcción propuesto con paneles prefabricados de ferrocemento para viviendas de bajo costo de un piso. Los paneles, que conforman la edificación tienen 1.0 m de ancho, 2.0 m de alto y 0.03 m de espesor y reforzados con malla hexagonal. En la Figura 2.18b, se aprecia una de las primeras 40 casas construidas con ferrocemento como solución de vivienda



a) Sistema constructivo de ferrocemento

b) Vivienda de bajo costo de ferrocemento

Figura 2.18. Casa construidas con elementos prefabricados de ferrocemento.
[Cardona, et al., 1982].

Podría decirse que el éxito de la aplicación del ferrocemento en viviendas de bajo costo se atribuye a la disponibilidad de sus materiales constitutivos, a la mínima tecnología necesaria para su construcción, al bajo costo de la edificación final y al amplio rango de calidad, propiedades y costos de acuerdo con las necesidades y presupuesto de la persona. Sin embargo, en Colombia y en algunas partes del mundo, estas edificaciones, en su mayoría, son construidas sin considerar las normativas de diseño y construcción sismo resistentes establecidas para este tipo de viviendas [Salas, 1992; AIS, 1998; Metrovivienda, 2000].

Finalmente, en Colombia, la construcción de vivienda de bajo costo con elementos prefabricados de pared delgada a base de cemento aparece a principios de los años 70 [Salas, 1992]. Desde entonces, la creación de empresas de la construcción prefabricada va en aumento y cada empresa posee su propio sistema constructivo. El panel o muro, sigue siendo el elemento esencial para conformar el sistema estructural. En general, son elementos rectangulares, con espesores que varían entre 10 a 35 mm, fabricados con mortero u hormigón de agregado delgado. Algunos carecen de refuerzo o se asemejan al ferrocemento. En la actualidad, existen en Colombia más de 57.000 soluciones de viviendas construidas con estos

sistemas [Salas, 1992; Metrovivienda, 2000; Chardon, 2002]. Lamentablemente, ninguno de estos sistemas tiene certificación de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-98 [AIS, 1998; Metrovivienda, 2000].

2.6 Resumen y discusión

El ferrocemento se ha definido como un tipo de hormigón armado de pared delgada, que difiere del mismo por su sistema de refuerzo, resistencia, deformación y potencial de aplicación. El refuerzo para ferrocemento, consiste en un conjunto de mallas colocadas una encima de otra y orientadas de tal forma que proporcionan propiedades isotropicas al compuesto. Posteriormente, son embebidas en una matriz aglutinante a base de cemento o inorgánica. El término ferrocemento, en este estudio está referido a un material a base de cemento Pórtland, reforzado con un tejido de acero (malla hexagonal). Sin embargo, el uso de mallas y matrices aglutinantes hechas con otros materiales, no pierde generalidad y esta descrito en el texto.

El ferrocemento, ha sido considerado por muchos autores como el nacimiento del hormigón armado [ACI, 1997], la tecnología de mediados del siglo XVIII, no pudo adecuarse a la producción de mallas de alambre. En cambio, produjo grandes barras de acero que fueron utilizadas para construir el hoy hormigón armado. El ferrocemento quedó en el olvido por más de 100 años, hasta que en 1943, el arquitecto e ingeniero Pier L. Nervi, retoma las ideas de Joseph L. Lambot para construir grandes cubiertas. Con sus estudios y aplicaciones el ferrocemento se difundió a nivel mundial. El desarrollo de nuevos materiales y el avance de la tecnología le han permitido grandes aplicaciones en la ingeniería de estructuras y de terremotos.

El ferrocemento ha sido ampliamente utilizado en diferentes países del mundo para la construcción de viviendas prefabricadas. En el archipiélago de Malasia, en las islas de Sumatra, Sri Lanka y Nueva Guinea, se han construido casas en ferrocemento. Países como México, India, Tailandia, Cuba, Estados Unidos, Brasil y Colombia, son pioneros en el uso del ferrocemento para construir viviendas de bajo costo.

Actualmente en nuestro planeta las poblaciones con menos recursos económicos tienen sus asentamientos habitacionales en los lugares de mayor actividad sísmica; por ejemplo el sudeste Asiático y occidente de Suramérica. Dicho fenómeno, coloca a la población en una situación de riesgo sísmico debido a la vulnerabilidad de las precarias construcciones. La mayoría de viviendas construidas en ferrocemento, han sido levantadas sobre zonas de actividad sísmica. Por tanto, se hace necesario iniciar estudios de resistencia y vulnerabilidad sísmica en este tipo de viviendas.

Ferrocemento: material y prefabricación

3.1 Introducción

La vivienda de uno y dos pisos es una prioridad básica de la población y para ello se debe investigar nuevos materiales que permitan construir viviendas de bajo costo con un desempeño estructural aceptable ante fenómenos naturales, tales como los temblores de tierra. Hoy en día, cuando la tecnología y las grandes investigaciones permiten al hombre sobrevivir confortablemente en las regiones mas alejadas del espacio, los beneficios de la resistencia estructural mediante la forma y la tecnología de materiales deben hacerse asequibles a la población de los países en desarrollo. Esta población está en el extremo inferior del espectro tecnológico; y de hecho, muchos se encuentran a nivel de la supervivencia básica. Por otra parte, los asentamientos urbanos cercanos a las zonas de mayor actividad sísmica del planeta, presentan los mayores índices de crecimiento poblacional y de construcción con materiales de bajo desempeño sísmico.

En este capítulo se presenta una descripción de los componentes del ferrocemento, las propiedades físicas y mecánicas de la matriz aglutinante y el equilibrio de los componentes en el diseño de la mezcla. Por último, se enuncian algunos aspectos constructivos y tecnológicos referidos a la prefabricación del ferrocemento, como elemento estructural de pared delgada y con aplicación a la vivienda de bajo costo en zonas de sismicidad.

3.2 Componentes del ferrocemento

Inicialmente se ha definido el ferrocemento como un material hecho con mortero y reforzado con mallas de alambres y en ocasiones barras de acero. Con el desarrollo de la tecnología y con la finalidad de mejorar sus propiedades mecánicas, el mortero puede ser adicionado con aditivos y agentes inyectores de aire. Sin embargo, para mejorar las propiedades del mortero y el desempeño del compuesto, también se puede adicionar fibras cortas discontinuas. Estas elevan la resistencia a cortante y disminuyen los procesos de agrietamiento. Para aumentar otras propiedades, tales como resistencia a tracción y flexión, las mallas plásticas o fibras poliméricas,

combinadas con matrices densificadas con pequeñas partículas han resultado ser una buena alternativa.

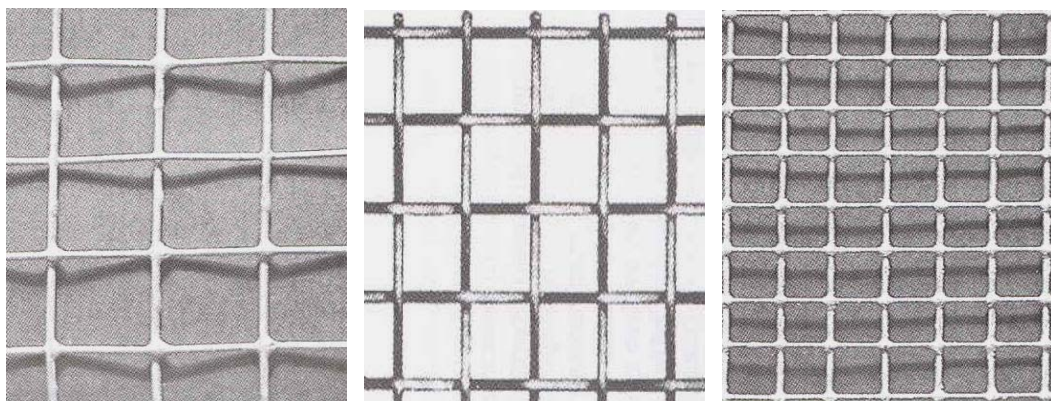
3.2.1 Componente dúctil: el tejido de alambre y las fibras

a) Mallas de alambre

Uno de los componentes principales del ferrocemento es la malla de alambres delgados, ya sean entretejidos, soldados o troqueladas (mallas expandidas). El comportamiento mecánico del ferrocemento depende en gran parte del tipo, cantidad, orientación y propiedades de la resistencia de la malla y la varilla de refuerzo. Deben ser lo suficientemente flexibles para poderlas doblar. Como en el hormigón, la matriz cementante del ferrocemento es frágil. El entretejido metálico le proporciona ductilidad y su distribución es homogénea en toda la sección transversal.

Las mallas de acero más utilizadas en ferrocemento, son las mallas cuadradas, rectangulares tejidas o soldadas, las mallas de metal expandido y las mallas de forma hexagonal.

La malla hexagonal, es la más usada por su economía y fácil manipulación. Sin embargo, estructuralmente no son muy eficientes debido a que los alambres no están orientados en la dirección principal de los esfuerzos. Se conoce como *malla de alambre de pollo o gallinero*, dependiendo del tamaño de sus aberturas y se fabrica con alambre estirado en frío. Todas, excepto la malla de metal expandido, deben ser, preferiblemente galvanizadas. En la figura 3.1, se ilustran varios tipos de mallas.



a) Ondulada soldada

b) Cuadrada tejida

c) Cuadrada soldada

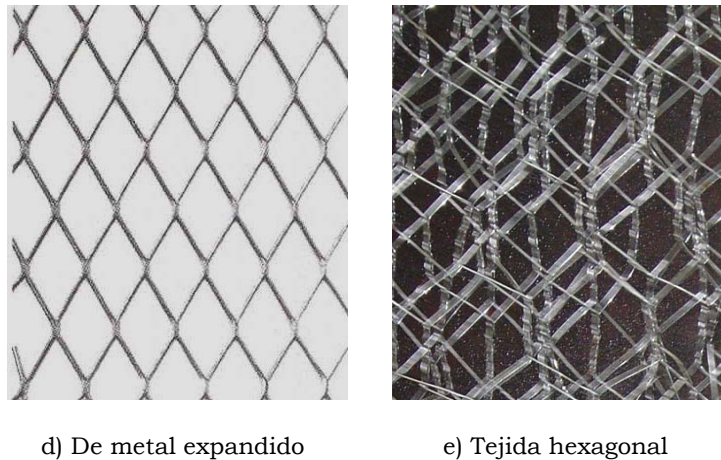


Figura 3.1. Mallas metálicas. [Naaman, 2000; Bedoya, 2004]

En los últimos años se han desarrollado mallas metálicas tridimensionales tejiendo hilos ondulados sinusoidalmente en una dirección, con hilos zigzagueantes en la dirección perpendicular. En la Figura 3.2, se ilustra este ejemplo.

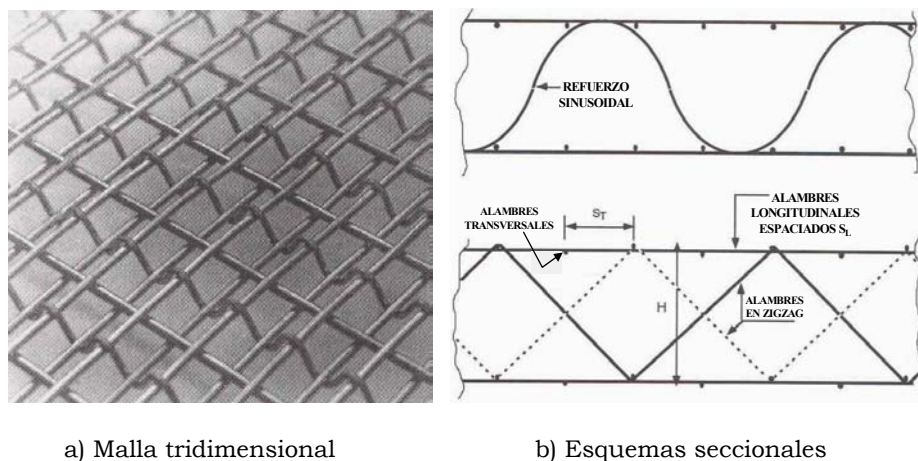
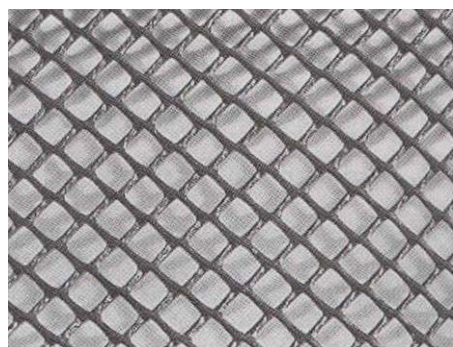


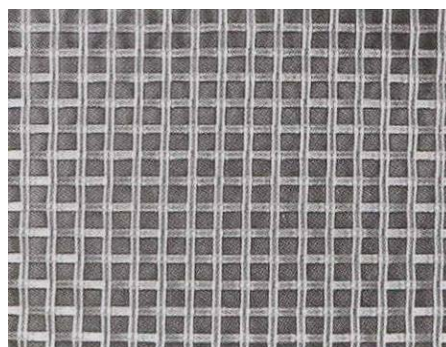
Figura 3.2. Malla tridimensional. [Naaman, 2000]

b) Mallas de hilos poliméricos

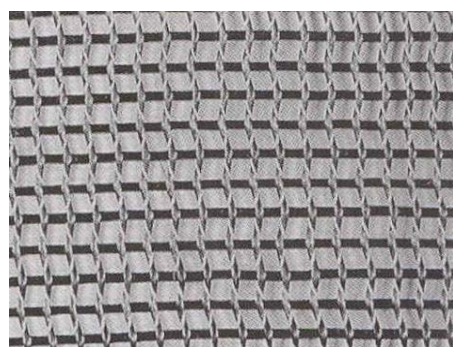
Las mallas de acero han sido el refuerzo tradicional en la construcción con ferrocemento. Sin embargo, investigaciones sobre refuerzos con fibras poliméricas y mallas plásticas han generado nuevas posibilidades para el diseño y la construcción con ferrocemento [Guerrero, 1998; Naaman, 2000]. El desarrollo de materiales poliméricos ha resultado en una amplia oferta de alternativas al refuerzo metálico. Hoy en día se consiguen en el mercado internacional varios tipos de malla polimérica y plásticas. Algunos ejemplos se ilustran en las figuras 3.3.



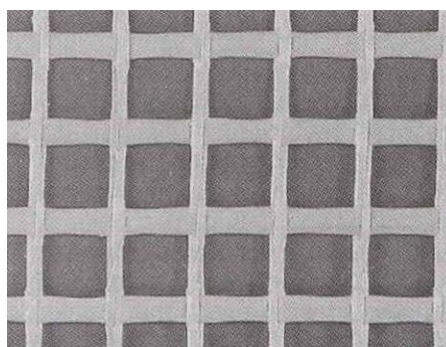
a) Malla de polietileno



b) Malla tejida de nylon



c) Malla tejida de carbono



d) Malla de aramida

Figura 3.3. Mallas poliméricas y plásticas. [Naaman, 2000]

c) Fibras discontinuas y cortas: metálicas y poliméricas

Las fibras discontinuas están relacionadas con los compuestos híbridos. Un compuesto híbrido está hecho de diferentes materiales. En el área de los hormigones de pared delgada, un compuesto híbrido es la combinación de mallas continuas, tal como carbón o acero, con fibras discontinuas y cortas, bien sean plásticas, metálicas, orgánicas u otro material. Las fibras, generalmente son mezcladas con el mortero. Distribuidas aleatoriamente en el componente frágil, las fibras discontinuas mejoran la resistencia a tracción, a cortante interlaminar y disminuyen notoriamente los procesos de fisuración del ferrocemento. El diseño de una estructura de ferrocemento como un compuesto híbrido, mejora el desempeño del mismo [Naaman, 2000].

Acero de armazón

A diferencia del hormigón convencional, el ferrocemento puede fabricarse sin formaleta. En tal caso, la función del refuerzo dentro del ferrocemento consiste en dar forma y sostener a las capas de malla y al mortero en estado fresco. Una vez endurecido el mortero, la función del refuerzo es la de

absorber las tensiones de tracción sobre la estructura, que el mortero por sí sólo no podría soportar. En la Figura 3.4, se aprecia este tipo de refuerzo. En general, se usan varillas de acero dulce

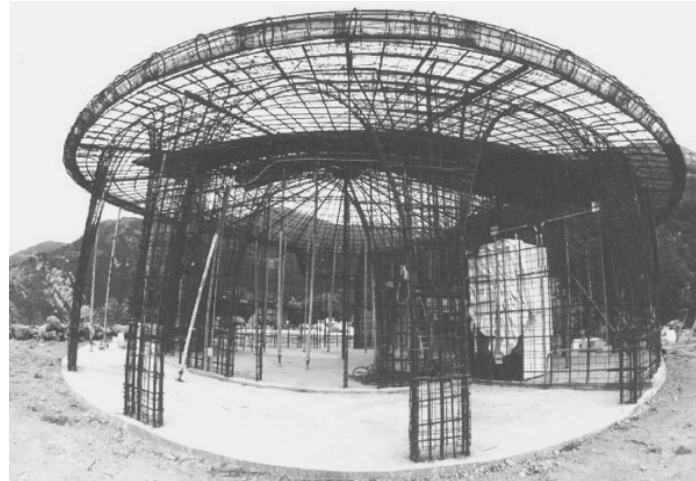


Figura 3.4. Acero de armazón para una estructura de ferrocemento.
[Bedoya, 2002]

En secciones delgadas planas o en cáscaras, este refuerzo convencional se localiza muy cerca del eje neutro por lo que su colaboración estructural para esfuerzos flectores no es significativa. Sin embargo, en secciones más complejas, las barras de refuerzo alejadas del eje neutro del elemento participan activamente en la respuesta estructural a la flexión [Pama, 1992; Naaman, 2000]. En la tabla 3.1, se presentan las características más generales acerca del sistema de refuerzo habitual en estructuras de ferrocemento.

Mallas de acero	Diámetro del alambre	$0,50 \leq d_w \leq 1,50 \text{ mm}$
	Tipo de malla	Malla de alambre galvanizada cuadrada, hexagonal o de metal expandido
	Tamaño de abertura	$0,50 \leq D \leq 1,50 \text{ mm}$
	Número de capas de malla	6 capas por cm de espesor
	Fracción de volumen de refuerzo	Hasta 8% en ambas direcciones equivalente a 630 kg/m^3 por malla de acero de refuerzo
	Superficie específica de refuerzo	Hasta $4 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$ en ambas direcciones
Acero esqueletal	Tipo	Alambres, varillas, barras
	Diámetro	$3,0 \leq d_b \leq 10,0 \text{ mm}$
	Tamaño de la rejilla	$50,0 \leq d_b \leq 150,0 \text{ mm}$

Tabla 3.1. Características del refuerzo para ferrocemento. [ACI, 1997]

3.2.2 Componente frágil: las matrices aglutinantes

La matriz aglomerante del ferrocemento consiste generalmente en un mortero hecho con cemento Portland, agregados finos, agua y, ocasionalmente, aditivos. Esta materia aglomerante comprende más del 95% del volumen del ferrocemento. La composición química del cemento, la naturaleza de los agregados, la relación finos-cemento y la relación agua-cemento, son los parámetros que determinan las propiedades del mortero [Bedoya, 1996; Naaman, 2000].

En la actualidad, las matrices inorgánicas y densificadas con pequeñas partículas se presentan como una nueva alternativa para producir, en combinación con mallas de alta resistencia, compuestos laminados de alto desempeño. Las aplicaciones han sido pocas en estructuras de ferrocemento, pero los resultados de las investigaciones han sido muy promisorios [Balaguru, 1998].

3.3 Propiedades físicas y mecánicas del mortero

3.3.1 Propiedades en estado fresco

a) Manejabilidad

Se define como la facilidad con la que un grupo dado de materiales puede mezclarse, luego manejarse, transportarse y colocarse de manera que no pierda su homogeneidad. La manejabilidad depende de las proporciones de cada uno de los materiales y está relacionada con el concepto de consistencia, y ésta, a su vez, con el estado de fluidez del mortero. Para determinar la manejabilidad, se acepta el ensayo de fluidez (ASTM C230 u otro equivalente); por medio del cual se califica que tan seca o fluida es la mezcla. En la Figura 3.5, se aprecia una prueba sobre una mezcla con fluidez aceptable [Bedoya, 1996]



Figura 3.5. Consistencia del mortero para ferrocemento. [Bedoya, 1996]

En la tabla 3.2, se presenta una propuesta para cuantificar la manejabilidad, en términos del porcentaje de flujo.

Consistencia	Flujo (%)	Condiciones de colocación	Sistemas de colocación
Seca	80 – 100	Secciones sujetas a vibración	Proyección neumática, con vibradores de formaleta.
Plástica	100 – 120	Sin vibración.	Manual con palas y palustres
Fluida	120 – 150	Sin vibración	Manual, bombeo, inyección

Tabla 3.2. Clasificación de la consistencia en morteros para ferrocemento.

b) Retención de agua

Es la capacidad que posee el mortero de mantener su plasticidad al contacto con una superficie absorbente. Para obtener morteros de buena plasticidad se puede aumentar los contenidos de finos, usar aditivos plastificantes, agentes incorporadores de aire, cemento puzolánicos o cal. La velocidad de endurecimiento y la resistencia a compresión se afectan cuando la mezcla no tiene buena capacidad de retención de agua. El agua faltante impide el proceso de hidratación normal del cemento. Sin embargo, algunas adiciones o aditivos, como algunos materiales puzolánicos o como la cal, pueden afectar al nivel de resistencia a la compresión a edades tempranas o a la velocidad de fraguado.

c) Velocidad de endurecimiento

El tiempo de fraguado inicial y final en una mezcla debe estar dentro de un intervalo adecuado para permitir el uso del mortero fresco y el comienzo oportuno del proceso de ganancia de resistencia. Estos períodos de tiempo están en función de las condiciones ambientales y de la composición de la mezcla, y pueden ser controlados con adición de aditivos.

3.3.2 Propiedades en estado duro

a) Retracción

La retracción o pérdida de volumen de mortero se presenta cuando el agua libre en la mezcla fresca se evapora. La tasa de evaporación del agua, depende de las condiciones ambientales. En zonas con condiciones climáticas severas, temperaturas altas, corrientes fuertes de vientos, la tasa de evaporación puede ser muy importante. La pérdida de agua implica una disminución en el volumen del mortero. Si el elemento vaciado tiene restricciones para dicha disminución, pueden generarse tensiones internas suficientemente altas para desarrollar grietas. La retracción es inversamente proporcional al espesor del mortero y la calidad del cemento. Como la retracción ocurre en la pasta de cemento, el agregado se constituye en un reductor de la retracción. En particular, las arenas bajas en finos y con

buena granulometría, resultan con menores retracciones que arenas muy finas que requieren mayor cantidad de pasta. Las mezclas con relaciones agua - cemento altas o que poseen agua en exceso de la requerida para la hidratación del cemento están en peligro de agrietamiento.

b) Contracción y flujo bajo carga

La contracción es una medida de estabilidad volumétrica en donde influyen muchos factores climáticos, cantidad de refuerzo, curado etc. El ferrocemento, en este aspecto, es diferente al hormigón reforzado. De los ensayos hechos en secciones de ferrocemento se ha encontrado que el comportamiento de flujo plástico (fluencia a largo plazo), en una sección reforzada con malla de alambre galvanizado, presenta menor fluencia que la misma sección reforzada con malla de alambre sin galvanizar. El ferrocemento presenta niveles más bajos de contracción que el hormigón reforzado convencional, debido a sus pequeños espesores y a la distribución uniforme del refuerzo.

c) Adherencia

Es la capacidad del mortero para absorber las tensiones normales y tangenciales a la superficie de contacto entre el mortero y la armadura. La adherencia contribuye a la resistencia de la estructura ante solicitaciones de pandeo, cargas transversales y excéntricas. Las mezclas para ferrocemento más adaptables y de mayor utilización son las mezclas plásticas, con buena capacidad de retención de agua.

d) Resistencia

Es la capacidad del mortero de resistir esfuerzos longitudinales (tracción o flexión) y transversales (cortante). En estructuras de ferrocemento se requiere buena resistencia a la compresión que se traduce en buena resistencia para esfuerzos de cortante y tracción. La resistencia a compresión la aporta principalmente el mortero; se mide por medio de cubos normalizados y es función del tamaño de los agregados, la cantidad de cemento y las proporciones entre éstos. Morteros hechos con un mismo agregado y un porcentaje mayor de cemento, por unidad de volumen, proporcionan mayor resistencia e impermeabilidad.

e) Fatiga

Cuando una estructura es sometida a la aplicación de cargas repetitivas en el tiempo, se fatiga. En diversas investigaciones se ha estudiado los efectos del uso de acero del armazón, el uso de la malla de refuerzo, los métodos de curado, y los tipos de cemento. Los resultados han mostrado que la fatiga del ferrocemento no es una función directa de las propiedades del mortero, si no del deterioro del refuerzo, y no sólo de la malla sino también del acero del

armazón. La malla sin galvanizar presenta mayor resistencia a la fatiga que la malla galvanizada. [Naaman, 2000].

f) Impacto

Algunos estudios han mostrado [Naaman, 2000; Abdullah et al. 2003], que la resistencia a compresión del mortero y las propiedades del refuerzo, incluyendo las del acero del armazón, influyen de una manera importante en el comportamiento y capacidad de los elementos del ferrocemento bajo cargas de corta duración.

g) Durabilidad

Una estructura de ferrocemento es durable cuando puede soportar, en las condiciones para la cual fue diseñada, con un grado satisfactorio (es decir, sin deterioro mayor al de la degradación normal con el envejecimiento, bajo un programa de mantenimiento estándar), los efectos de las cargas de servicio a las que se le sometan durante su vida útil, además de fenómenos climatológicos, desgaste, contracción, eflorescencias, corrosión, ataques químicos, entre otros. En general, la durabilidad es función de las propiedades del mortero que, a su vez, depende indirectamente del nivel de su resistencia a la compresión. Mientras mayor sea su resistencia, mayor será su durabilidad. En ambientes agresivos, húmedos y marinos los aditivos y agentes inclusores de aire, enriquecen las propiedades del mortero y hacen a las estructuras menos vulnerables a estos fenómenos.

h) Corrosión

Es el desgaste de las propiedades químicas o físicas del ferrocemento. El fenómeno de la corrosión puede darse en el cemento, en el agregado y en el refuerzo, en la forma de ataque de sulfatos, reacción álcalis-agregados y celda galvánica, respectivamente. Los cambios ambientales, el nivel de permeabilidad del mortero, la composición química del agua de mezclado y de los aditivos, entre muchos otros, son agentes que inciden en los procesos de corrosión que pueden afectar al ferrocemento. El refuerzo se corroe cuando existe presencia de humedad y aire ocasionando agrietamiento y pérdida de recubrimiento. Es un proceso lento que en condiciones extremas puede ser inmediato. En un diseño adecuado de una estructura de ferrocemento debe evitarse al máximo la aparición de este fenómeno por lo que la selección de los materiales debe ser muy cuidadosa y apropiada.

i) Apariencia

El aspecto y la capacidad que tiene el ferrocemento para dejarse vaciar en elementos de pared delgada que pueden construirse con cualquier forma, lo convierte en un material versátil, ideal para construcciones poco convencionales, como se ve en la figura 3.6.



Figura 3.6. Vivienda poco convencional construida en ferrocemento.
[www.ferrocement.com]

El color y la textura del mortero pueden mejorarse y controlarse con colorantes inorgánicos o aditivos especiales. La plasticidad de la mezcla, la selección y las proporciones adecuadas de sus componentes son de esencial importancia en el acabado de la superficie del mortero.

3.4 Componentes del mortero y su equilibrio en la mezcla

3.4.1 Cemento

Es el material con propiedades de adherencia y cohesión necesarias para unir agregados inertes y conformar una masa sólida de resistencia y durabilidad adecuada. La respuesta de las estructuras de ferrocemento depende de las propiedades mecánicas del mortero endurecido dentro de condiciones ambientales determinadas. Propiedades como resistencia a compresión, dureza, impermeabilidad y resistencia al ataque químico, determinan en gran parte el comportamiento a corto y largo plazo del ferrocemento. El cemento debe ser fresco, libre de terrones y sustancias extrañas, debe almacenarse en ambientes secos y durante períodos cortos de tiempo. A continuación se hace una breve descripción de los tipos de cemento Pórtland, habituales en la fabricación del mortero para ferrocemento:

- Tipo I: No es recomendable en elementos bajo condiciones agresivas de sulfatos, aguas saladas y altas temperaturas. Apropriados para condiciones normales poco severas de ataque de sulfatos, y en general para diferentes tipos de obras que no le exijan propiedades específicas donde hayan demostrado un comportamiento satisfactorio.
- Tipo II: Ofrece resistencias iniciales bajas y resistencias últimas altas. Destinado a obras expuestas a la acción moderada de sulfatos y cuando se desee bajo calor de hidratación.

- Tipo III: Desarrolla altas resistencias iniciales; en condiciones de altas temperaturas puede presentar dificultades, debido a la rápida velocidad de fraguado; a bajas temperaturas puede ser satisfactorio. Su resistencia última puede ser un poco menor que las resistencias últimas de los cementos Tipo I y II. No posee efectos perjudiciales en secciones delgadas y ofrece ventajas a las mezclas con granulometrías finas.
- Tipo IV: Desarrolla bajo calor de hidratación, por lo que es útil en hormigones masivos donde las condiciones adiabáticas pueden causar problemas serios al hormigón endurecido.
- Tipo V: Ofrece alta resistencia al ataque de sulfatos y posee un tiempo de fraguado promedio. Útil en estructuras sometidas a ambientes marinos y susceptibles al ataque de sulfatos.
- Cemento Portland de escoria de alto horno: La calidad y propiedades de este cemento dependen directamente de las características de la escoria de alto horno. La velocidad de fraguado es lenta y su proceso de curado debe ser minucioso. Su resistencia final es similar a la del cemento Portland Tipo I. Se recomienda en construcciones marinas o expuestas a sulfatos.
- Cemento Portland puzolánico: Para obtener su resistencia final se requiere mayor tiempo que en los demás tipos de cemento, aunque ello depende de la calidad de la puzolana y de la cantidad de cemento Portland. Provee buenas resistencias al ataque de los sulfatos y otros agentes destructivos como la reacción álcali-agregado. Dependiendo de la fuente de puzolanas puede significar ahorros en el costo de la mezcla.

El cemento que se emplee en la elaboración del mortero para ferrocemento debe cumplir con las normativas de calidad. En general, la utilización de cemento tipo I, ha resultado en comportamientos satisfactorios [Pama, 1992; Bedoya, 1996; Sánchez, 1998; Naaman, 2000].

3.4.2 Agregados finos inertes

El agregado para morteros de ferrocemento debe ser duro, impermeable, libre de impurezas orgánicas, limpio y resistente. El ferrocemento se caracteriza por tener agregados con tamaños máximos relativamente pequeños consistentes con el de las arenas para la fabricación de hormigón convencional. Con respecto a los demás materiales usados en la mezcla, debe ser adecuado para obtener niveles aceptables de resistencia y densidad, e inerte para garantizar la durabilidad; además, debe tener suficiente trabajabilidad con una mínima relación agua-cemento. La arena no debe ser porosa, ni poseer cantidades de polvo fino que cree excesivos espacios vacíos, pues se reduciría la resistencia a compresión del mortero. Algunos agregados porosos permiten el flujo de humedad, lo cual aumenta la permeabilidad,

reduce la durabilidad y desmejora el comportamiento estructural del mortero.

Las arenas blandas son afectadas por la abrasión y las reacciones químicas en los morteros. La granulometría de la arena debe producir una distribución uniforme de los áridos, para lograr alta trabajabilidad, densidad y resistencia, evitando la segregación y altos contenidos de agua. En la tabla 3.3, se presenta la granulometría especificada por las normativas de diseño, para arenas utilizadas en la fabricación de morteros para ferrocemento y hormigones.

Abertura (mm)	Malla #	Porcentaje que pasa.
9.5	3/8"	100
4.75	4	95 a 100
2.36	8	80 a 100
1.18	16	50 a 85
0.60	30	25 a 60
0.30	50	10 a 30
0.15	100	2 a 10

Tabla 3.3. Especificación de la Norma ASTM C-33 para agregado inerte.

En la figura 3.7, se muestra la banda deseada por las normativas, para agregado fino. La curva G-5, corresponde a una arena colombiana [Bedoya, 2003].

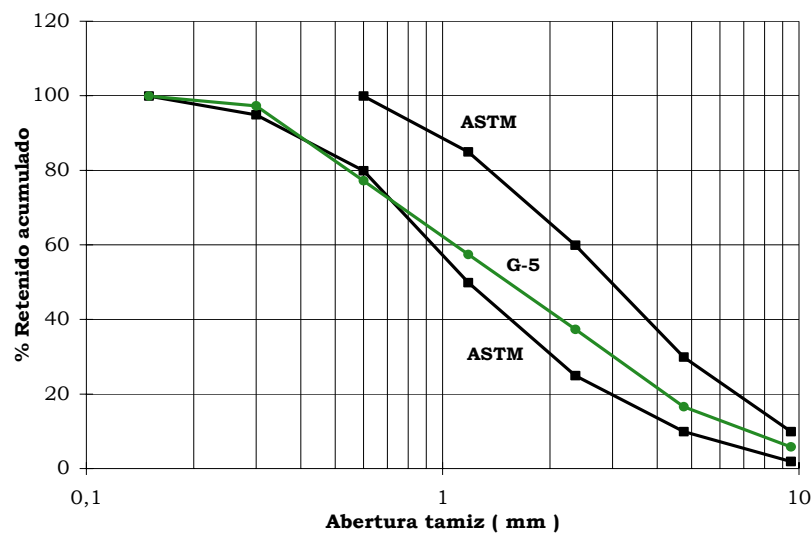


Figura 3.7. Límites deseables de la gradación del agregado. [Bedoya, 1996]

a) Efecto de la gradación de la arena en la mezcla

Las características de la arena (granulometría, módulo de finura, forma y textura de los granos) deben ser adecuadas para obtener un buen empaquetamiento de las partículas y un consumo reducido de cemento. Para determinar las gradaciones óptimas de agregados, con el propósito de reducir las cantidades de agua y de mejorar la trabajabilidad, se ha estudiado tanto las gradaciones continuas como las discontinuas. Los efectos de la gradación de la arena sobre la trabajabilidad y demás propiedades, se pueden mejorar por el incremento de los módulos de finura de 2.5 hasta 3.0. Los efectos combinados del tamaño máximo, módulos de finura y gradación de la arena se han estudiado a través de una serie de experimentos sobre arenas naturales y propiedades físicas conocidas, con el objetivo de adquirir principios relativos a la gradación de arenas para mezclas de ferrocemento [Bedoya 1996].

En la práctica, las propiedades del mortero (durabilidad, permeabilidad, resistencia a la compresión y flexión, y porosidad) no son exclusivas de la calidad del cemento sino también de la gradación y tamaños de las partículas de la arena. Los efectos medidos sobre la gradación de la arena han mostrado que:

- El tamaño máximo del grano, el módulo de finura y los componentes de la gradación representan el mejor factor para evaluar la reducción del requerimiento de agua en la fabricación de un mortero hecho con arena natural.
- En una mezcla cualquiera, con un módulo de finura dado, el requerimiento mínimo de agua se encuentra para una superficie específica máxima.
- Ciertas gradaciones discontinuas permiten un mayor acercamiento de los granos y generan una reducción en la cantidad de pasta de cemento necesaria.
- No se registró segregación en morteros con gradación discontinua, con agregados de tamaños máximos de 1.2 mm a 2.4 mm, y de consistencia seca a plástica. Estos morteros exhibieron menor requerimiento de agua que morteros con gradación continua.
- En los agregados con tamaño máximo de 2.4 mm se considera adecuado un módulo de finura 2.9 a 3.0 y para tamaños de 1.2 mm. un módulo de finura de 2.5.
- Arena fina, con tamaños de 0.6 mm, o con módulos de finura bajos, resultan en un crecimiento considerable en el requerimiento de agua y producen morteros frágiles y porosos.

Cantidades excesivas de la porción más fina en las arenas no son adecuadas para mezclas de ferrocemento. La gradación de la arena en fracciones no consecutivas ha mostrado resultados satisfactorios. En

general, la gradación adecuada de la arena para mezclas de ferrocemento es aquella que presente una distribución uniforme de las áridos, alta densidad, buena trabajabilidad, que no produzca fenómenos de segregación en su colocación y requiera bajos contenidos de agua. Si se mantiene la relación agua – cemento constante, la resistencia a la compresión depende de la gradación de la arena. El mejor comportamiento, en términos de resistencia y propiedades del mortero fresco, corresponde a mezclas con una relación 1 a 2 entre agregado fino y cementante [Bedoya 1996]. Por otra parte, la composición que arrojó mejores resultados fue la de arena gradada con fracciones no consecutivas, es decir con gradación discontinua, que corresponde a arenas constituidas exclusivamente de fracciones retenidas en las mallas No. 16 y No. 100, en proporciones cercanas al 60 % y 40 %, respectivamente.

Sin embargo, en términos de costo y disponibilidad, el estudio demostró que la utilización de arena que cumpla con las especificaciones de la norma ASTM C-33, libre de lodos, resulta en mezclas de comportamiento aceptable. Para evitar aumentos adicionales en el agua requerida, deben retirarse los contenidos de arena que pasan la malla No. 100. Aunque el módulo de finura no parece tener un efecto significativo sobre la resistencia a flexión del mortero, arenas con un módulo de finura entre 2.8 y 3.1 exhibieron una fluidez entre el 97 % y el 104 %, lo que implica una buena consistencia para el ferrocemento, en términos de trabajabilidad [Bedoya, 1996].

b) Efecto de la relación arena - cemento en la mezcla.

La proporción finos - cemento en la mezcla debe ser tal que alcance la resistencia requerida de diseño. Si esta proporción se aumenta, los granos de arena rozarán entre sí al no existir pasta lubricante y el mortero resultante poseerá propiedades mecánicas más pobres y baja resistencia; carecerá de ductilidad y perderá trabajabilidad; pero tendrá menor retracción y bajos costos. Si esta proporción se disminuye excesivamente pueden aparecer grietas y contracciones. Algunas relaciones arena – cemento, en peso, se presentan en la tabla 3.4.

Proporción cemento - arena, (en peso)	Comentario
1 : 1.0	Mortero rico
1 : 1.5	Mortero adecuado
1 : 2.0	Relación óptima. [Bedoya, 1996]
1 : 2.5	Mortero bombeado
1 : 3.0 a 5.0	Estructuras con bajas solicitaciones

Tabla 3.4. Proporciones finos-cemento en peso para el mortero. [Bedoya, 1996]

El intervalo de proporciones recomendado para mezclas de ferrocemento, va desde una relación por peso, cemento-arena de 1:1.5 hasta 1:2.5 [Bedoya, 1996].

3.4.3 Agua

Es de gran importancia para la preparación del mortero y el curado del ferrocemento. El agua debe ser fresca, exenta de impurezas y turbiedad, libre de sustancias orgánicas, álcalis, aceites, cieno, lama, azúcar, cloruros, ácidos y otras soluciones que puedan ocasionar corrosión del refuerzo, deterioro de las propiedades del mortero y el manchado de las superficies expuestas. El agua potable es en general apta para uso en mezclas para ferrocemento. No se permite el uso de agua salada.

Efecto de la relación agua-cemento en la mezcla

A medida que se adiciona agua, la plasticidad y la fluidez de la mezcla aumentan, mejora la manejabilidad, pero disminuye su resistencia debido al mayor volumen de vacíos creados por el agua libre. La relación agua - cemento es un factor que controla la resistencia del mortero e influye notablemente en la retracción, la adherencia, y en otras propiedades del mortero. Además, una pasta porosa, resultado de una relación agua - cemento alta, es una pasta permeable, que afecta la durabilidad del mortero. Como se aprecia en la figura 3.8, la resistencia a la compresión aumenta a medida que la relación agua-cemento disminuye.

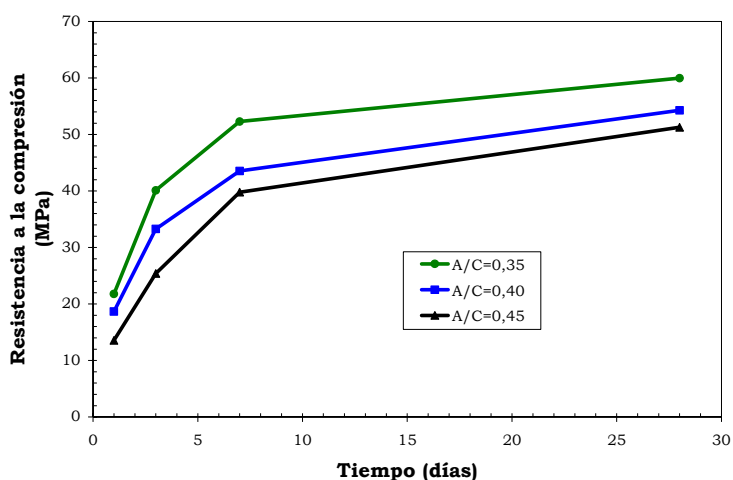


Figura 3.8. Efecto de la relación agua - cemento en la resistencia. [Bedoya, 1996]

La relación agua - cemento afecta la trabajabilidad del mortero, que puede medirse en términos de fluidez de la mezcla, a través de un ensayo normalizado. La humedad de las arenas debe medirse en el momento del vaciado para lograr un buen control de la relación agua - cemento. La cantidad de agua de mezclado en un diseño de mortero para ferrocemento debe ser la necesaria para producir una pasta bien hidratada, con capacidad de movilidad y que permita la redistribución adecuada de los agregados cuando la mezcla presente una consistencia plástica, para formar así un sólido compacto y homogéneo, con propiedades físicas, químicas y

mecánicas de características singulares. La relación agua - cemento debe ser lo más baja posible para obtener mezclas de calidad, resistencia, trabajabilidad apropiada para su vaciado, con un bajo costo. La mejor relación agua - cemento, por peso, para mezclas de ferrocemento está en un intervalo entre 0.35 y 0.45. En general, se recomienda utilizar una relación de agua - cemento de 0.4, por peso, en el diseño de la mezcla para el mortero de ferrocemento [Bedoya, 1996].

3.4.4 Aditivos

Son sustancias que, incorporadas a la mezcla, modifican o mejoran una o más propiedades del ferrocemento, obteniendo un mortero más adecuado para las condiciones de trabajo o más económico. Los aditivos ayudan a la trabajabilidad, reducen las exigencias de agua y prolongan o reducen los tiempos de fraguado del mortero. Sin embargo, sus aplicaciones no se limitan a estas modificaciones. Algunas de las tantas modificaciones que se logran usando aditivos en las mezclas, se enuncian a continuación:

- Aumentar la trabajabilidad sin aumentar o reducir el contenido de agua.
- Acelerar las resistencias a edades tempranas y aumentar la resistencia.
- Retardar o acelerar el fraguado inicial o reducir el calor de hidratación.
- Modificar la velocidad de exudación.
- Mejorar la durabilidad o la resistencia bajo condiciones severas.
- Controlar la expansión causada por la reacción de los álcalis con ciertos constituyentes de los agregados.
- Reducir el flujo capilar de agua, la permeabilidad en los líquidos y el asentamiento.
- Producir mortero celular y de color.
- Mejorar la penetración y el bombeo.
- Aumentar la adherencia entre el mortero y el refuerzo, y entre morteros viejos y nuevos.
- Obtener morteros con propiedades fungicidas, germicidas o insecticidas.
- Inhibir la corrosión del refuerzo.
- Reducir el costo unitario del mortero.

En la práctica es necesario hacer pruebas con anterioridad al uso de aditivos, debido a que los diferentes tipos de aditivos y sus efectos pueden variar con las propiedades de los otros materiales constituyentes de la mezcla y con la marca del aditivo. A continuación se hace una corta

descripción de los aditivos más utilizados en mezclas para ferrocemento y hormigón armado.

a) Aditivo reductor de agua

Los efectos en la mezcla pueden variar considerablemente, dependiendo de la marca del aditivo y la composición del cemento y de los demás materiales constitutivos.

Efecto en mortero fresco

- Reduce la cantidad del agua de mezclado.
- Aumenta la manejabilidad, consistencia y plasticidad, con menor segregación y mejor respuesta de consolidación.
- Permite mayores tiempos para mezclado y colocación.
- Disminuye el calor de hidratación y temperatura para iguales contenidos de cemento.
- Modifica las velocidades de fraguado y endurecimiento y aumenta la exudación.

Efecto en mortero endurecido

- Aumenta la resistencia a compresión y flexión en todas las edades.
- Mejora la durabilidad, la adherencia, módulo de elasticidad.
- Reduce el flujo plástico y la permeabilidad.

b) Aditivo retardante

Efecto en mortero fresco

- Disminuye la solubilidad de los componentes causando un retardo en el fraguado.
- Permite un mayor tiempo de utilización del mortero en estado plástico.
- Retrasa el calor de hidratación del cemento; es decir disminuye el aumento de temperatura.
- Modifica la velocidad de fraguado y endurecimiento del mortero.
- Facilita la colocación del mortero por bombeo.
- Ayuda en la colocación de morteros en climas cálidos.

Efecto en mortero endurecido

- Aumenta la resistencia a largo plazo.
- Reduce la permeabilidad y mejora la durabilidad.

c) Aditivo acelerante

Se adiciona a la mezcla con el fin de reducir el tiempo de fraguado y acelerar la resistencia a temprana edad. No se debe utilizar en cantidad superior al 2 % en peso [Bedoya, 1996].

Efecto en mortero fresco

- Acelera el desarrollo del calor de hidratación.
- Acelera los tiempos de fraguado inicial y final.
- Acelera la resistencia a temprana edad.

Efecto en mortero endurecido

- Aumenta los cambios de volumen.
- Aumenta la resistencia a compresión a edades tempranas, pero puede disminuirla a edades mayores.
- Aumenta la resistencia a flexión.
- Disminuye la resistencia al ataque de sulfatos.
- Acelera la expansión producida por la reacción agregado - álcali, cuando se presente.
- Si contiene cloruros, puede destruir la capa protectora de óxido inicial sobre el refuerzo, lo que facilita su corrosión.

d) Aditivo superplastificante

Aumenta la manejabilidad y proporciona una gran reducción de agua. Es diferente a los reductores de agua normal y se emplea con niveles altos de dosificación sin causar problemas de retardo de fraguado o excesos de inclusión de aire. Se utiliza para morteros fluidos con relaciones de agua - cemento normales o en los que se requiera poca compactación y para evitar excesiva segregación y exudación. Con este tipo de aditivos se puede producir morteros de alta resistencia con relaciones agua - cemento bajas, manteniendo la manejabilidad deseada para la aplicación de la mezcla; sin embargo la duración de su efecto es relativamente corta.

Efecto de los aditivos en el mortero para ferrocemento

Se recomienda utilizar aditivo superplastificante y retardante, por separado, junto con relaciones fino - cementantes de 2 a 1 y agua - cemento de 0.4 a 1 (en peso). Proporciones de aditivo mayores al 1 % del peso del cemento pueden resultar en mezclas segregadas. La trabajabilidad de los morteros es directamente proporcional al aumento de la dosificación de aditivo, superplastificante o retardante, para las diferentes relaciones agua-cemento. Con el uso de aditivo superplastificante se obtienen manejabilidades y tiempo de fraguado apropiados para el vaciado manual o con vibrado. La proporción ideal de aditivo retardante, es 0.40 % por peso del cemento. No

debe usarse una relación agua cemento de 0.45 con una dosificación de aditivo superplastificante del 2% del peso del cemento. Produce una mezcla demasiado fluida y con segregación [Bedoya, 1996]. En la figura 3.9, se muestra el resultado de variar la cantidad de aditivo en mezclas con diferentes relaciones agua-cemento, pero con relación fino-cementante constante de 2 a 1.

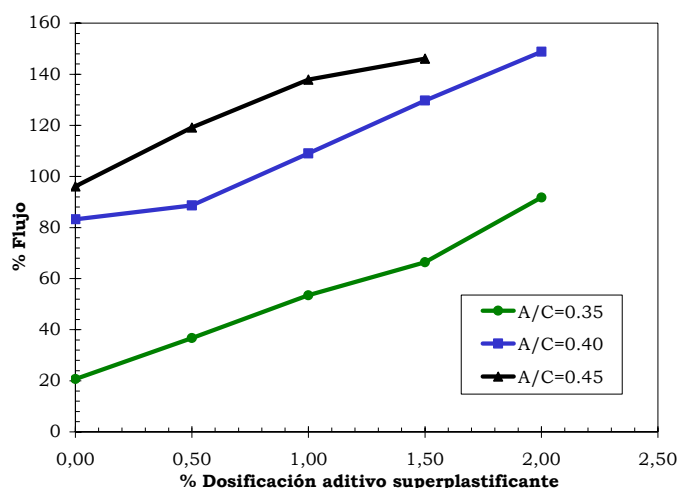


Figura 3.9. Efecto del aditivo en morteros para ferrocemento. [Bedoya, 1996]

3.5 Procesos para la prefabricación

Las cualidades del ferrocemento lo hacen un material versátil, adaptable a una gran diversidad de formas y técnicas de construcción, adaptándose a las necesidades del usuario. Como otros hormigones de cemento, el ferrocemento requiere un mínimo trabajo especializado y materias primas de fácil disponibilidad. En los procesos de construcción el control de la calidad no debe alterar los propósitos constructivos y arquitectónicos; el control de fabricación debe estar dirigido por una persona experimentada, aunque la mano de obra pueda no ser calificada.

3.5.1 Preparación de moldes y encofrados en caso necesario

El ferrocemento puede fabricarse sin necesidad de utilizar cimbrado. Sin embargo, en algunos elementos prefabricados la formaleta brinda mejores acabados externos, mejora la precisión de las dimensiones y facilita su ejecución. Los moldes para las unidades de ferrocemento pueden fabricarse con acero, madera, cerámica, hormigón, suelo-cemento, arcilla compactada cubierta con cemento, etc. La superficie de estos moldes debe tratarse antes del vaciado con aceites minerales, emulsiones asfálticas o aditivos desencofrantes para producir una superficie lisa e impermeable. El encofrado de madera (figura 3.10), tiene la ventaja de permitir la fijación de

las mallas con elementos provisionales que deben ser retirados antes del endurecimiento de la mezcla.

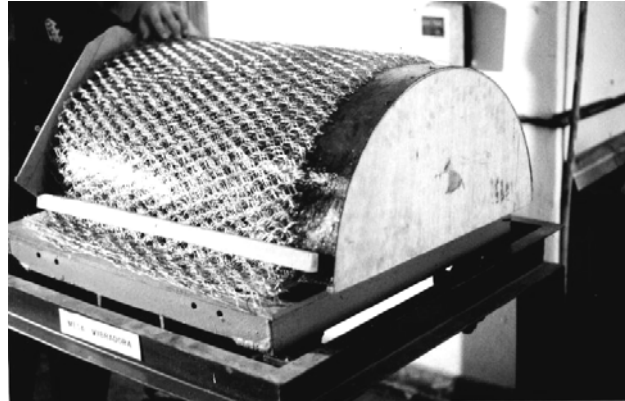


Figura 3.10. Refuerzo sobre cimbra en madera para tanque cilíndrico. [Bedoya, 1996].

3.5.2 Preparación y montaje del refuerzo

Cuando no se utiliza cimbra, es usual utilizar un entramado de barras de acero. En general, las barras de acero no contribuyen significativamente a la resistencia estructural. La malla de alambre se distribuye al lado interior y exterior de las barras de acero. El número de capas de malla se obtiene de acuerdo con el diseño estructural y se amarran a las varillas de acero en intervalos de 150 mm a 300 mm.

La dirección de los alambres en las diferentes configuraciones de las mallas incide en la respuesta del ferrocemento ante cargas. Los alambres de las mallas cuadradas, soldadas o tejidas, tienen continuidad y se dirigen en la misma dirección, mientras que la malla hexagonal y la expandida tienen sus alambres desviados alternadamente en ángulos diferentes a 90 °. Por lo tanto, las capas de estas mallas deben alternarse colocando cada capa rotada 90 ° con respecto a la anterior para semejar un material isotrópico.

Las capas de malla deben amarrarse entre sí con alambres cortos de manera firme y cuidadosa. Debe evitarse al máximo el movimiento del refuerzo durante la colocación del mortero y el vibrado. La colocación del refuerzo debe ser continua, dejando la suficiente longitud de traslapo requerida para evitar la discontinuidad y permitir una libre acomodación de la malla.

3.5.3 Mezclado del mortero

El mortero debe mezclarse en proporciones predeterminadas y de acuerdo con las especificaciones del ingeniero estructural. El mezclado manual del mortero se considera satisfactorio cuando se realiza cuidadosa y rigurosamente. Para estructuras de tamaño considerable y para elementos prefabricados en serie se recomienda utilizar una mezcladora de mortero para permitir una buena mezcla de alta calidad. Sin embargo, las

mezcladoras convencionales de tambor giratorio pueden utilizarse con unas mínimas precauciones. Las mezcladoras utilizadas para preparar hormigón no son apropiadas para mezclar morteros. El proceso de adición de los materiales se considera apropiado cuando se mezcla la arena y el cemento y posteriormente se agrega el agua necesaria. Es conveniente realizar la mezcla siguiendo una norma estándar. El mortero debe mezclarse hasta obtenerse una mezcla uniforme y bien distribuida.

3.5.4 Aplicación del mortero

Antes de realizar esta operación se debe verificar la limpieza del refuerzo. Debe estar libre de polvo, rebaba del laminado, grasa u otros contaminantes. Esta es la etapa crítica y de mayor cuidado en el proceso constructivo. Los procedimientos más usuales para colocar el mortero en la estructura de ferrocemento son: manual, vibración y proyección del mortero.

a) Aplicación manual

Cuando la aplicación del mortero se hace a mano ayudándose de herramientas de albañilería apropiadas. Se ejerce presión sobre el mortero para una mejor penetración a través del refuerzo. La colocación manual se puede hacer mediante dos procedimientos:

En una etapa: La aplicación es monolítica dando los acabados interior y exterior a igual tiempo. Esta técnica es difícil y requiere gran habilidad para lograr una completa penetración hasta el otro lado y un buen terminado de las dos superficies. Es usual realizar esta operación colocando en el lado opuesto una cimbra vertical para aplicar el mortero sin que éste sea expulsado hacia el otro lado, asegurándose así una colocación correcta.

En dos etapas: Se coloca el mortero en un lado, presionándolo hasta las superficies internas, como se ilustra en la figura 3.11; se realizan los acabados y se deja curar en un ambiente húmedo por un período de tiempo no menor de 10 a 15 días. Después se limpia la superficie y se repite la operación por el lado posterior. La calidad final de la estructura mediante esta técnica de colocación no ha sido evaluada en su totalidad. Aunque es un proceso más demorado ofrece más tiempo para dar los acabados.



Figura 3.11. Colocación manual del mortero. [www.ferrocement.com]

b) Aplicación por medio de equipos: Vibración

La presentación de morteros porosos y cubiertos en su superficie de burbujas es consecuencia de una vibración inapropiada. El vibrado causa una agitación violenta dentro de las partículas de la mezcla eliminando la fricción entre ellas. La mezcla se torna inestable y comienza a fluir bajo el efecto simultáneo de la vibración y la gravedad; el mortero se mueve más estrechamente contra el molde y el refuerzo. Los granos de la mezcla se reordenan llenando los vacíos entre los agregados gruesos y el aire atrapado es expulsado al exterior. La mezcla puede segregarse por el vibrado cuando hay exceso de mortero para llenar los vacíos entre los agregados gruesos o cuando se usan tiempos excesivos de vibrado.

Existen dos formas de vibrar un mortero en la elaboración del ferrocemento:

Vibración interna: Donde el vibrador se sumerge en el mortero y las ondas vibratorias salen a la superficie, como se muestra en la Figura 3.12.



Figura 3.12. Vibración mecánica interna del mortero. [Bedoya, 1996]

Vibración externa: La vibración se aplica a la superficie y las ondas penetran hacia el interior. Puede administrarse con vibradores de mesa,

vibradores de prensa para formaleta de pared, vibradores de plataforma, reglas vibratorias para superficies planas. Los vibradores externos deben ser anclados rígidamente a la formaleta y espaciados para dar suficiente fuerza vibratoria, distribuida a todas las secciones. La formaleta debe tener un espesor apropiado, las juntas deben ser impermeables y resistentes. La formaleta de madera tiende a reducir la fuerza vibratoria. Las reglas vibratorias ayudan al acabado de una pieza, amplia, plana y de poco espesor, aunque una acción violenta tiende a causar segregación.

Se debe tener cuidado en revisar el vibrador antes de su uso. Las profundidades de penetración y los tiempos de vibrado deben ser controlados para no perjudicar la calidad final del mortero y la vida útil del vibrador. Para evitar interferencias entre las ondas cuando se usa más de un vibrador se debe escoger un radio de influencia apropiado. La revibración de la mezcla puede mejorar la calidad del mortero, si se hace a un tiempo oportuno. En construcciones de ferrocemento es preferible utilizar vibradores portátiles, ligeros y que puedan ser operados con facilidad por una sola persona.

La prefabricación exige industrialización, por lo que puede ser más eficiente vibrar externamente: se aplica a la superficie y las ondas penetran hacia el interior. En la figura 3.13, se muestra un esquema de un vibrador de mesa y regla. Las reglas vibratorias para superficies planas, han sido desarrolladas para la panelería de perfiles de ferrocemento.

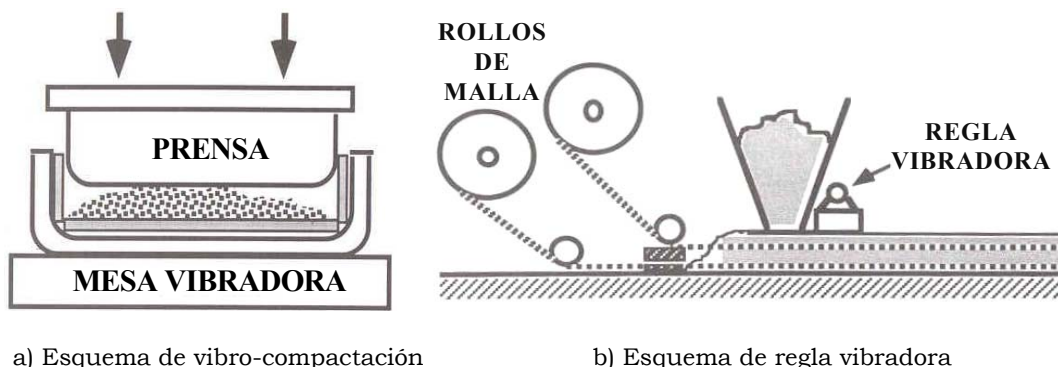


Figura 3.13. Ejemplos de vibradores externos. [Naaman 2000].

El ferrocemento se presta para interesantes técnicas de producción en serie. Por ejemplo, para producir placas plegadas, se han propuesto varios sistemas de producción masiva, como los que se ilustran en la figura 3.14

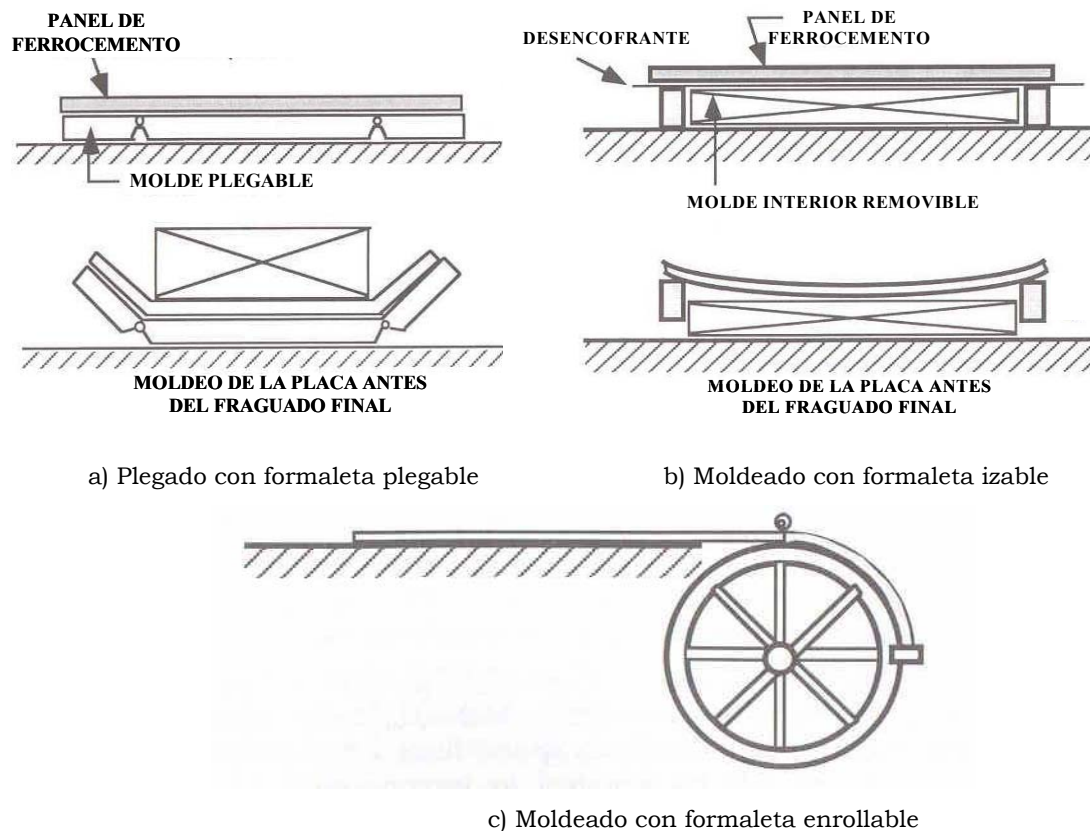


Figura 3.14. Ejemplos de moldeado masivo para elementos planos de ferrocemento.
[Naaman 2000]

Proyección del mortero

Equipos de proyección pueden lanzar el mortero con alto poder de penetración a través del refuerzo. Este tipo de equipo exige utilizar morteros de mayor manejabilidad, siendo necesario usar arenas de gradaciones adecuadas y aditivos para no elevar la relación agua - cemento. Además en superficies verticales o inclinadas con un pequeño número de mallas este procedimiento se hace difícil.

El proceso de proyección por vía seca donde los materiales secos son expulsados por aire comprimido y en la boquilla se adiciona el agua, es de operación bastante difícil; presenta a menudo problemas de segregación de los materiales, rebote de los granos, formación de bolas de arena debida a mala dosificación y desperdicios altos de material. Otros equipos empleados han sido carros vibratorios para producción continua de elementos prefabricados, máquinas vibrocompactadoras, máquinas de extrusión y centrifugado y máquinas que colocan el mortero y la malla simultáneamente.

3.5.5 Curado de las estructuras de ferrocemento

Es el procedimiento para evitar la pérdida de agua de la estructura de ferrocemento, mientras alcanza la resistencia deseada. Para obtener morteros duros y de buena calidad, la aplicación y el vibrado del mortero deben complementarse con un buen curado en un ambiente adecuado durante edades tempranas. La hidratación del cemento sólo ocurre en presencia del agua y por ende el desarrollo de la resistencia y la durabilidad. Independientemente del diseño y los controles para la fabricación de la mezcla, el curado de los productos elaborados es esencial para obtener una pasta densa. Si el curado es deficiente, el agua puede evaporarse durante los primeros días de vida del ferrocemento, dejando una vasta red de poros en la matriz cementante. Un curado eficaz afecta benéficamente el ferrocemento de varias maneras:

- Evita fisuración temprana
- Mejora el ritmo de ganancia de resistencia
- Mejora la resistencia a la abrasión
- Mejora la impermeabilidad

La superficie puede cubrirse con barreras físicas como hojas papel impermeable o rollos de polipropileno. Otras barreras físicas pueden lograrse mediante la aplicación de sustancias químicas que forman una lámina protectora sobre la superficie. Estos compuestos se aplican con brocha o con rociadores, ya sea de aspersión o con equipos similares a los utilizados para la fumigación. Para prevenir la evaporación existe una amplia gama de métodos de curado:

a) Curado por humedad

Alternativamente, puede proveerse al elemento de ferrocemento con una fuente permanente de agua adicional que garantice que la tasa de evaporación no excede la tasa de entrada de agua. El agua puede suministrarse, por ejemplo, inundando la estructura. Es relativamente fácil construir un dique a lo largo de los bordes de una losa o un piso para inundarlos durante el tiempo de curado.

Otra manera es colocar una manguera con rociador automático que permanentemente lance agua sobre el elemento durante el período de curado. Algunos métodos más sencillos y que pueden resultar en mayor economía, incluyen la colocación de una capa de arena húmeda. La arena puede retener el agua por periodos largos de tiempo de manera que su rociado no necesariamente sea continuo. Algo similar puede lograrse utilizando una capa de tela de costal, en lugar de la arena. Cualquiera de estas dos alternativas requiere garantizar que la arena o la tela permanezcan húmedas, pues si se secan, absorberán agua de la mezcla. Un sistema muy eficaz es la inmersión, que puede practicarse sobre elementos prefabricados, con relativo bajo costo.

Una vez fraguado el mortero se coloca en contacto con una fuente de suministro de agua por 10 a 14 días. Esto se logra mediante aspersión, anegamiento o cubrimiento de la superficie con arena, tierra, aserrín o paja mojados. El cubrir la superficie con mantas, costales y mojarlos con aspersores ha resultado un método útil y el más popular.

b) Curado con membrana impermeable

Se utiliza plástico o telas impermeables sobre la superficie expuesta, lo que evita la evaporación del agua del mortero. Los colores opacos de la membrana tienen efecto de sombrear el hormigón, los de color ayudan a absorber el calor lo que acelerará el desarrollo del mortero. El curado debe continuarse como mínimo durante siete días para evitar la contracción, agrietamiento o menor desarrollo de la resistencia debido a un secado prematuro.

c) Curado con vapor

Este método es propicio para clima frío y cuando se necesiten desarrollos de resistencias a temprana edad. Es particularmente útil para la producción industrial de elementos prefabricados. Las mezclas con relación agua-cemento bajas responden mucho mejor a este curado. La experiencia ha demostrado que este curado reduce la contracción, aumenta la resistencia y la vida del ferrocemento. El periodo de enfriamiento no debe ser brusco para no causar efectos perjudiciales a la estructura. Sin embargo, para prefabricados, el sistema más eficaz y rápido es el de curado al vapor. Los productos de ferrocemento se introducen en una cámara que utiliza vapor de agua a temperaturas controladas por unas siete horas. La ganancia de resistencia se acelera y el material se cura completamente en menos de un día, permitiendo su desencofrado y almacenamiento rápidamente.

Este método ha sido considerado como el menos eficiente, dado que requiere mucha energía. Pero, sea cual sea el método, nunca será suficiente el énfasis que se ponga en la necesidad esencial de efectuar un cuidadoso curado de todo elemento construido con base en hormigones y morteros, sean losas, columnas, vigas, pegas, revoques, etc.

3.5.6 Tratamiento superficial

Las estructuras de ferrocemento recubiertas adecuadamente no necesitan protección sofisticada. Si la estructura se encuentra bajo condiciones agresivas (ataques químicos, aguas negras o marinas) se necesita un tratamiento superficial para evitar el daño a la integridad de la estructura. Esta protección puede brindarse satisfactoriamente mediante revoques especiales como morteros modificados con acrílico, vinilo o epóxico. Cualquiera que sea el material debe tener las siguientes propiedades:

- Buena adhesión al mortero.
- Tolerancia a la alcalinidad.

- Alta resistencia química y abrasiva.
- Aislamiento eléctrico.
- Impermeabilidad al agua.
- Atóxicidad y fácil manipulación.
- Secado rápido.
- Simple aplicación.
- Fácil mantenimiento.

3.5.7 Industrialización

El concepto de la industrialización del ferrocemento esta ligado a la prefabricación. La prefabricación se concibe como un método industrial de construcción en el que los elementos son fabricados en serie con técnicas de producción masiva. Las técnicas de prefabricación, sin embargo, no se limitan a la fabricación misma de los elementos en la industria, sino también al montaje de las piezas en la obra. La producción en serie con técnicas, máquinas y métodos industriales resulta en construcción con precisión dimensional, lo que, a su vez, permite la automatización de otras fases, como el transporte, la colocación y el anclaje en el sitio. Por sus características, especialmente su idoneidad para la fabricación de elementos de pared delgada, el ferrocemento es un material ideal para la prefabricación e industrialización.

De manera similar a los elementos fabricados con acero estructural, los elementos de ferrocemento se pueden construir con secciones transversales estandarizadas en elementos modulares de fácil almacenaje. Por otra parte, el ferrocemento se presta para procesos semi-industriales, como la prefabricación en el sitio de la obra, con un mínimo de consumo energético, requiriendo herramientas mecánicas pequeñas como cortadoras de mano, alicates, martillos, sierras, palustres (paletas), llanas, etc. En países en desarrollo el ferrocemento puede fabricarse en pequeñas y medianas industrias con poca mano de obra especializada. La industrialización con ferrocemento constituye una importante opción en zonas en donde los materiales tradicionales se trabajan con forma de producción artesanal y lenta.

3.6 Comentario final

Cada vez que la tecnología y el desarrollo de nuevos materiales aparecen al servicio de la ingeniería de terremotos, la definición y la composición del ferrocemento evolucionan. El ferrocemento tradicional hecho con alambres, cemento, arena y agua, ahora puede ser mejorado. La disponibilidad y la combinación de una gran cantidad de materiales de alto desempeño nos brindan la posibilidad de crear un ferrocemento con generosas propiedades mecánicas.

El refuerzo para ferrocemento conduce a la imaginación y las necesidades del diseño estructural. La ingeniería de materiales ha permitido obtener nuevas estructuras de ferrocemento con mejores desempeños estructurales. Los refuerzos con fibras poliméricas y mallas plásticas representan un paso adelante en la tecnología con ferrocemento. Sin embargo, las mallas metálicas tradicionales siguen siendo las más utilizadas.

La composición química del cemento, la naturaleza de los agregados, la relación finos-cemento y la relación agua-cemento, son los parámetros que determinan las propiedades del mortero para ferrocemento. El uso de aditivos, fibras y matrices densificadas con pequeñas partículas inciden en las propiedades mecánicas del componente frágil.

En los países en vías de desarrollo los procesos de fabricación y construcción con ferrocemento, aún obedecen a procesos artesanales, contrario a los países desarrollados que han construido colosales obras en ferrocemento.

El extraordinario avance de la tecnología y el mercado de productos para casas pueden llevar a una revolución en la construcción con ferrocemento. Los adelantos en robótica, manufactura computarizada y sistemas expertos probablemente permitirán la utilización y la producción masiva de sistemas de viviendas de bajo costo, teniendo como principal material estructural, el ferrocemento. Adicionalmente, la disponibilidad y los nuevos avances en materiales, tales como fibras, mallas y matrices aglutinantes de alto desempeño, proporcionaran una nueva oportunidad para expandir las fronteras del ferrocemento en nuevas aplicaciones, especialmente en la generación de vivienda de bajo costo.

Caracterización mecánica del ferrocemento

4.1 Introducción

La destrucción de refugios y casas, las lesiones físicas, la pérdida de vidas y el patrimonio, son con frecuencia resultado de malos conceptos de diseño, del empleo de materiales inapropiados y de la confianza puesta en supuestas pericias [Campbell, 1987; 2000; Chardon, 2002]

En este capítulo se describe el comportamiento mecánico del ferrocemento estudiado y documentado hasta el momento y se presenta un resumen general de sus propiedades mecánicas bajo varias condiciones de carga: tracción, flexión, compresión, cortante, fatiga y cíclica. También serán tratados el módulo de elasticidad, la superficie específica del refuerzo y las características de agrietamiento del ferrocemento.

Hasta el momento, la caracterización mecánica del ferrocemento a tracción y flexión cuenta con un buen número de estudios, pero, quedan otros aspectos que es preciso de investigar [ACI, 1997; Naaman, 2000]. De acuerdo con el Comité del ACI 549-R97, es necesario generar investigaciones encaminadas a determinar la resistencia a cortante en el plano y la resistencia fuera del plano. La resistencia dentro y fuera del plano es importante cuando el ferrocemento es usado en paneles o muros de viviendas ubicadas en zonas de actividad sísmica. Además, es necesario realizar pruebas experimentales con condiciones de carga combinadas, tal como cortante en el plano y flexión o compresión. Acerca del comportamiento histerético del ferrocemento se conoce poco, por lo tanto su caracterización bajo acciones repetitivas como la de los sismos se debe investigar [ACI, 1997].

4.2 Parámetros mecánicos para el diseño estructural

En viviendas o estructuras hechas con ferrocemento el sistema de resistencia sísmica conformado por cada uno de los elementos estructurales debe poseer suficiente integridad, resistencia y rigidez para garantizar la transferencia de las cargas hasta la cimentación, de forma segura y económica. Cualquier estructura construida con elementos prefabricados en ferrocemento debe diseñarse y construirse de tal manera que pueda soportar

todas las cargas muertas, vivas, de viento y de sismo, sin exceder las tensiones admisibles, o las resistencias nominales, cuando se mayoran las cargas por medio de factores de seguridad. Además, todas las cargas deben evaluarse de acuerdo con las Normativas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes de cada país.

En viviendas de bajo costo, los elementos prefabricados y sus componentes deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada para atender deflexiones verticales o desplazamientos horizontales ante cargas de sismo, sin fallar y sin exceder los límites especificados por las normas vigentes. Deben determinarse los efectos de las cargas en los diferentes elementos de la estructura y de sus conexiones, tomando en cuenta los principios de equilibrio y compatibilidad en las deformaciones y las propiedades de los materiales, tanto a corto, como a largo plazo. En los elementos que tiendan a acumular deformaciones residuales bajo cargas de servicios repetidas, debe tenerse en cuenta el análisis de las excentricidades adicionales que se espera que ocurran durante la vida útil de la estructura.

El comportamiento mecánico del ferrocemento depende en gran parte del tipo, cantidad, orientación y propiedades de la resistencia de la malla y la varilla de refuerzo. Deben ser lo suficientemente flexibles para poderlas doblar. Como en el hormigón, la matriz cementante del ferrocemento es frágil. El entretejido metálico le proporciona ductilidad y su distribución es homogénea en toda la sección transversal.

El ferrocemento se considera un material homogéneo, con una alta relación de superficie sobre volumen, constituido por refuerzo metálico de pequeños diámetros distribuido dentro de una matriz frágil de mortero; esta composición le otorga al material propiedades importantes como ductilidad, durabilidad y baja permeabilidad. Desde sus inicios, el ferrocemento se ha construido empíricamente. En los últimos años se han desarrollado varias propuestas para el diseño con ferrocemento y se han publicado varios estudios experimentales sobre su comportamiento para comparar con las predicciones teóricas. Para el análisis y el diseño del ferrocemento se han sugerido varios métodos y guías de diseño, inspiradas en el diseño de estructuras de hormigón armado. Los interesados en profundizar en este tema pueden consultar la bibliografía sugerida al final de este estudio [Hajj, 1981; Pama, 1992; Bedoya, 1996; ACI, 1997; Naaman, 2000].

A continuación se hace una descripción de algunos conceptos básicos, tales como: la fracción de volumen, el área y la superficie específica del refuerzo que influyen en el comportamiento mecánico del ferrocemento.

4.2.1 Fracción de volumen de refuerzo y de mortero

La fracción de volumen de refuerzo V_r , se define como la relación del volumen de refuerzo y el volumen del compuesto:

$$V_r = \frac{V_{\text{refuerzo}}}{V_{\text{compuesto}}} \quad (4.1)$$

En el caso que el diseño de ferrocemento requiera acero esqueletal, este debe ser incluido en el numerador y denominador de la expresión 4.1.

La expresión 4.2, nos permite determinar la fracción de volumen de refuerzo para una malla rectangular [Naaman, 2000].

$$V_r = \frac{N \pi d_w^2}{4h} \left[\frac{1}{D_L} + \frac{1}{D_T} \right] \quad (4.2)$$

Donde, N es el número de capas de malla, d_w es diámetro del alambre de la malla, h el espesor del elemento de ferrocemento. En mallas rectangulares, D_T y D_L es la distancia centro a centro entre los alambres longitudinales y transversales respectivamente de la malla, como se muestra en la figura 4.1.

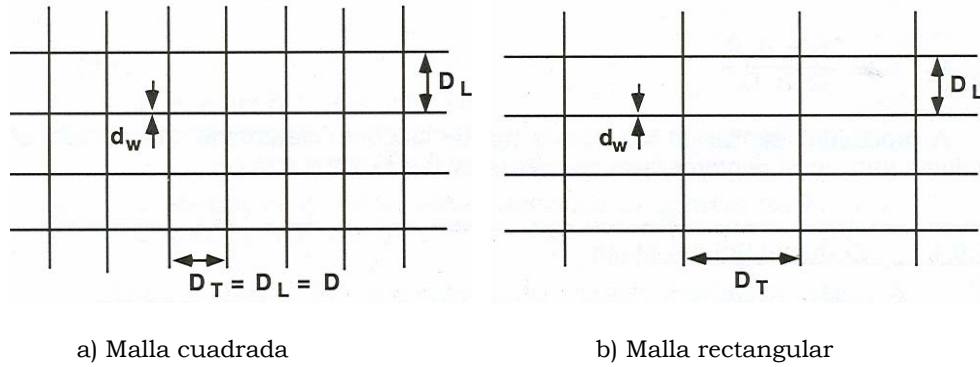


Figura 4.1. Parámetros geométricos en mallas metálicas de refuerzo.

La fracción de volumen de refuerzo V_r puede ser dividida en dos partes; una parte para la dirección longitudinal y otra para la dirección transversal, de la siguiente forma:

$$V_r = V_{rT} + V_{rL} \quad (4.3)$$

$$V_{rL} = \frac{N \pi d_w^2}{4h} \left[\frac{1}{D_L} \right] \quad (4.4)$$

$$V_{rT} = \frac{N \pi d_w^2}{4h} \left[\frac{1}{D_T} \right] \quad (4.5)$$

Para determinar la fracción de volumen de cualquier tipo de malla, por ejemplo: malla hexagonal (*malla de alambre de pollo o gallinero*), malla de

metal expandido, malla de fibras reforzadas con polímeros (FRP) o malla de forma irregular, se debe utilizar la siguiente expresión:

$$V_r = \frac{N W_r}{h \gamma_r} \quad (4.6)$$

Donde, W_r es el peso unitario de la malla de refuerzo (kg/m^2 o kN/m^2) y γ_r es la densidad de la malla de refuerzo (kg/m^3 o kN/m^3). Las expresiones 4.1 a 4.6, son válidas para cualquier sistema de unidades. V_r es adimensional.

La fracción de volumen de mortero V_m está definida por la ecuación 4.7.

$$V_m = \frac{A_m}{A_c} \quad (4.7)$$

Donde, A_m es el área transversal de la sección del mortero y A_c es el área transversal de la sección del compuesto de ferrocemento; $A_c = A_r + A_m$

4.2.2 Área efectiva de refuerzo

Es la cantidad de refuerzo que contiene un elemento de ferrocemento. Una de las principales diferencias entre el ferrocemento y el resto de la familia de los hormigones armados es que el refuerzo generalmente es bidireccional. Para mallas cuadradas o rectangulares el refuerzo longitudinal es asumido como el refuerzo a tracción del elemento de ferrocemento. La presencia del refuerzo transversal es considerada dentro del diseño, utilizando un valor alto para la resistencia de adherencia τ . Esto se debe a la forma ondulada o a la soldadura de los alambres que introducen una componente de resistencia a la adherencia, la cual incide en la resistencia total.

Cuando las mallas no son cuadradas o rectangulares, tales como las mallas de metal expandido y hexagonal, el área de refuerzo A_r en la dirección de la carga no está definido y no se conoce su orientación final de los alambres. En este caso, se ha sugerido un área de refuerzo equivalente en la dirección de la carga.

$$A_r = \eta_o V_r A_c \quad (4.8)$$

Donde, V_r es la fracción de volumen total de refuerzo, A_c es el área transversal de la sección de ferrocemento y η_o es el factor de eficiencia del refuerzo en la dirección considerada de la carga (es la relación entre la resistencia de adherencia del refuerzo y el mortero con la resistencia a tracción del mortero). El valor de η_o puede ser tomado en la dirección longitudinal η_L , transversal η_T o en cualquier otra dirección η_θ . Los valores típicos de η_o son habitualmente obtenidos de pruebas de laboratorio sobre

mallas de acero para ferrocemento. En la figura 4.2, se muestra un esquema de la dirección de la carga y la posible orientación de la malla.

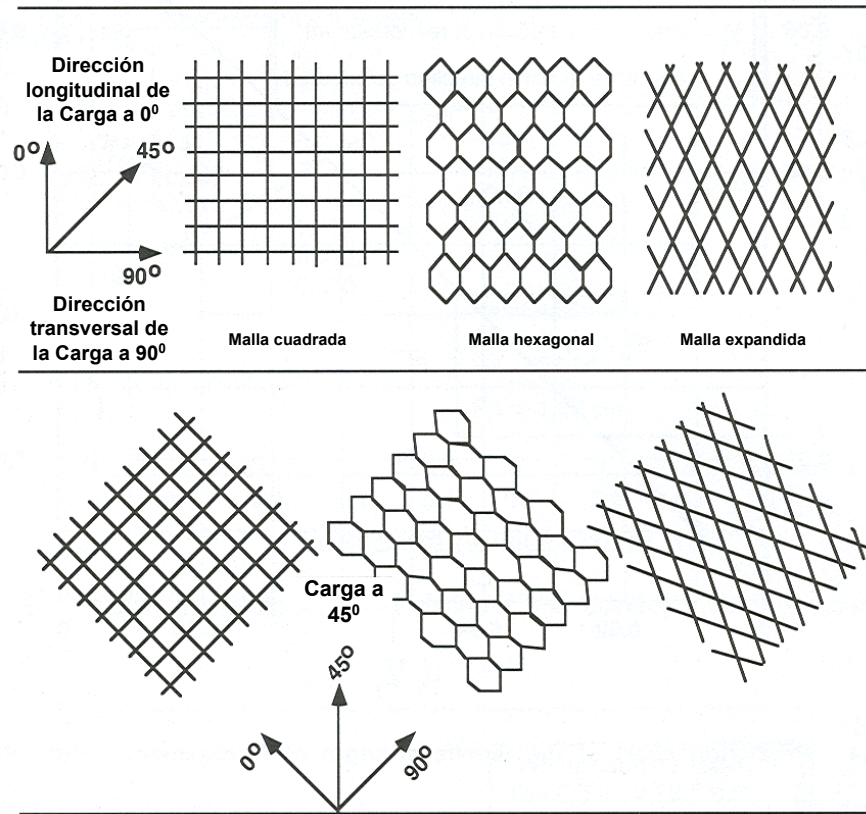


Figura 4.2. Dirección de la carga y orientación de las malla de refuerzo.

El efecto en la orientación de la malla es más predominante cuando el elemento de ferrocemento es construido con mallas de metal expandido o hexagonal. Generalmente, la anisotropía del ferrocemento puede ser reducida alternando la colocación de las capas de malla en toda la profundidad del elemento. En la tabla 4.1, se presentan los valores mínimos de resistencia, módulo efectivo y factor de eficiencia global recomendados para las mallas de refuerzo, según su dirección y orientación [ACI, 1997]

Tipo de malla de alambres		Cuadrada tejida	Cuadrada soldada	De metal expandido	Hexagonal
Resistencia de cedencia σ_{ry} (Mpa)	σ_{ry}	450	450	310	310
Módulo efectivo E_r (Gpa)	E_{rL}	138	200	138	104
	E_{rT}	165	200	69	69
Factor de eficiencia global η_o	η_L	0,50	0,50	0,65	0,45
	η_T	0,50	0,50	0,20	0,30
	$\eta_{\theta} (\theta = 45)$	0,35	0,35	0,30	0,30

Tabla 4.1. Parámetros estructurales sugeridos para el diseño. [ACI, 1997]

4.2.3 Superficie específica de refuerzo

La superficie específica del refuerzo es el área total lateral del refuerzo adherida al compuesto, dividida por el volumen del compuesto; esto es:

$$S_r = \frac{\text{Superficie de área total adherida al refuerzo}}{\text{Volumen del compuesto}} \quad (4.9)$$

Para una malla de alambre de diámetro d_w , la superficie específica está dada por la expresión 4.10.

$$S_r = \frac{4 V_r}{d_w} \quad (4.10)$$

La superficie específica, S_r , puede ser dividida en dos partes; una parte para la dirección longitudinal y otra para la dirección transversal, así:

$$S_r = S_{rT} + S_{rL} \quad (4.11)$$

Para una malla cuadrada de alambre se tiene la siguiente relación:

$$S_{rT} = S_{rL} = \frac{S_r}{2} = \frac{2V_r}{d_w} = \frac{4V_{rL}}{d_w} = \frac{4V_{rT}}{d_w} \quad (4.12)$$

4.2.4 Propiedades del compuesto

En la tabla 4.2, se presentan algunas propiedades mecánicas para el ferrocemento reforzado con mallas de acero convencional y matrices de mortero de cemento.

Propiedades del ferrocemento	Espesor	$6 = d_w = 50 \text{ mm}$, (preferible $< 30 \text{ mm}$)
	Recubrimiento del acero	$1,50 = d' = 3,0 \text{ mm}$
	Resistencia última a tracción	Hasta 35 Mpa
	Deformación última a tracción	0,0035 o la deformación última del refuerzo
	Esfuerzo permisible a tracción	$0,6 f_y$ o hasta 14 Mpa
	Módulo de ruptura	Hasta 70 Mpa
	Relación flexión/tracción	de 2,0 a 2,5
	Resistencia a la compresión	de 12 a 96 Mpa
	Ancho de fisuras W	$0,05 \text{ mm} = W = 0,10 \text{ mm}$

Tabla 4.2. Propiedades del ferrocemento. [ACI, 1997, Naaman, 2000]

4.3 Comportamiento carga-deformación bajo carga estática

Las siguientes consideraciones son dadas para la resistencia última y para la resistencia de grieta. El comportamiento carga-deformación del ferrocemento bajo varias formas de carga estática -y en particular su elasticidad, que históricamente ha sido identificada como uno de sus mayores atributos- debe ser examinada teniendo en cuenta estos dos parámetros.

4.3.1 Elasticidad y comportamiento carga-deformación en tracción

Comportamiento característico a tracción

En la figura 4.3, se muestra la curva típica esfuerzo-deformación para un elemento de ferrocemento a tracción. El espécimen es sometido a incrementos de carga, obligándolo a deformarse a través del intervalo elástico hasta alcanzar deformaciones plásticas y, eventualmente, fallar. El comportamiento carga-deformación del ferrocemento a tracción se ha caracterizado en tres estados:

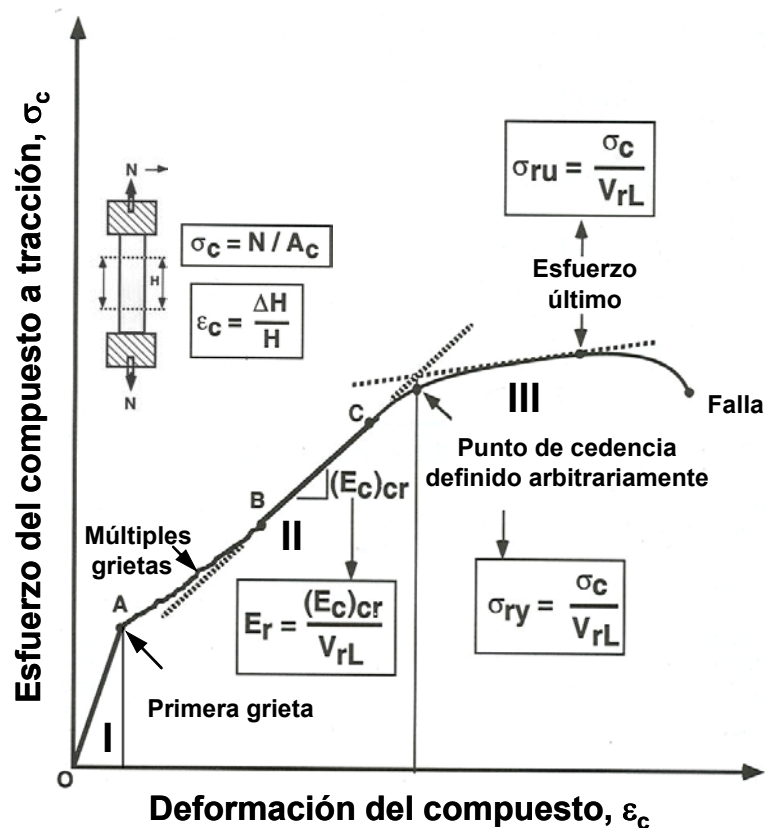


Figura 4.3. Curva típica esfuerzo – deformación en tracción del ferrocemento. [Adaptado de Naaman, 2000]

a) Estado elástico o estado I: En este estado el ferrocemento se comporta linealmente (tramo OA), deformándose en forma directamente proporcional con la carga aplicada. La malla de refuerzo y la matriz de mortero trabajan conjuntamente con deformaciones similares sin perder adherencia entre mortero y refuerzo. Si la dirección de la carga es paralela a la dirección de las fibras de refuerzo, se supone que la fibra y la matriz toman la carga en conjunto en forma directamente proporcional a sus áreas seccionales. Aunque pueden existir microgrietas no observables a simple vista debido a imperfecciones del material o formadas por la retracción durante el fraguado, no hay formación de grietas nuevas debido a la aplicación de carga. En estos casos, el cálculo del módulo de elasticidad del compuesto con base en los módulos de elasticidad de los componentes es relativamente sencillo.

En las secciones de ferrocemento con mallas de fibras alineadas en cualquier dirección (metal expandido, hexagonal o fibras discontinuas), la obtención del módulo de elasticidad efectivo del compuesto es más complejo. En cualquier caso, el modelo de distribución de tensiones entre el mortero y el refuerzo se basa en la característica modular de las mallas de alambre, donde se puede identificar un patrón básico repetitivo con el que puede describirse el conjunto. Así, el compuesto puede dividirse en franjas básicas

donde se analiza el aporte de cada componente al comportamiento del compuesto en función de las tensiones para obtener un módulo de elasticidad equivalente.

b) Estado de agrietamiento o estado II: Con el aumento de la carga rápidamente se excede la resistencia a la tracción del mortero y la malla de refuerzo atiende las tensiones de tracción subsecuentes. En este estado (tramo ABC, de la figura 4.3), se forman y se ensanchan las grietas. El comportamiento del ferrocemento pierde linealidad con el aumento en las tensiones, las grietas se multiplican y se agrandan. La primera grieta es función de la superficie específica del refuerzo. La aparición, multiplicación y ancho de las grietas depende de la adherencia entre el refuerzo y el mortero, de la distribución del refuerzo y del espesor de la capa del mortero.

c) Estado de fluencia o estado III: Con el continuo incremento en la carga las grietas siguen aumentando uniformemente; no hay formación significativa de grietas nuevas, lo que implica el ensanchamiento y alargamiento de las grietas existentes junto con el incremento de las tensiones de tracción en el acero y, si es del caso, de compresión en el mortero. El compuesto actúa conjuntamente hasta un ancho de grieta aproximado de 100 micras. El refuerzo toma todas las tensiones de tracción y entra al intervalo de cedencia. Antes de la falla se registra una carga o esfuerzo máximo.

La primera grieta estructural

En la literatura técnica sobre ferrocemento la resistencia a la primera grieta aparece como una de las propiedades interesantes del ferrocemento en tracción o flexión. Numerosos y largos debates se han llevado a cabo por especialistas e investigadores para definir “*la primera grieta*”. “*La primera grieta*” puede ser subjetiva y definida de varias maneras. Quizá pueda verse a simple vista o ser microscópica. Las microfisuras son inherentes a la matriz de mortero, aun sin ser cargada. Cuando la estructura es solicitada, aumentan de ancho y se propagan progresivamente, entonces son detectadas a simple vista o de alguna otra manera. En ensayos de laboratorio sobre especímenes a tracción, las microgrietas se desarrollan aleatoriamente a través de toda la matriz cementante. Cuando el grupo de microfisuras se une de forma tridimensional en la superficie del elemento y lo separa en dos, se ha formado “*la primera grieta estructural*” [Naaman, 2000]

Para minimizar la subjetividad de la definición de la primera grieta en ferrocemento se han desarrollado varias investigaciones. Russian y Polish (1995), proponen un rango de valores de acuerdo con el ancho de la grieta. Para valores al microscopio un ancho de 0.005 mm y para valores a la vista de 0.03 mm a 0.1 mm. En otros estudios [ACI, 1997] “*la primera grieta*”, es definida como la primera desviación de la linealidad en la curva carga-deformación del ferrocemento a tracción o la correspondiente desviación en

el gráfico carga–deflexión, en la curva a flexión del ferrocemento. El ancho de grieta bajo carga a flexión es de 0.075 mm.

En ferrocemento, la superficie específica del refuerzo está directamente relacionada con la formación de la primera grieta. Los efectos sobre el espaciamiento promedio de grietas y el ancho están aun más influenciados. Cuando la superficie específica aumenta, la resistencia a la primera grieta crece; en flexión este efecto no es significativo. En la figura 4.4, se muestra la variación del esfuerzo a la primera grieta con el aumento de la superficie específica de refuerzo.

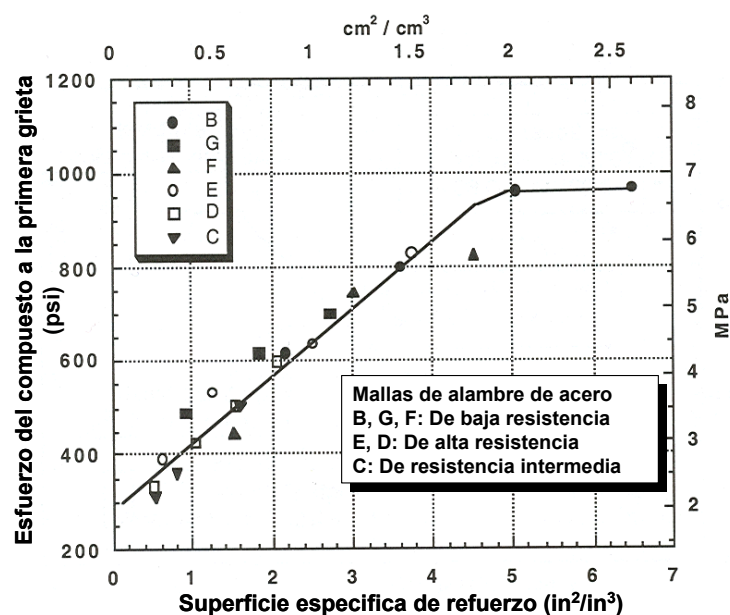


Figura 4.4. Influencia del refuerzo en la primera grieta. [Naaman, 2000]

Módulo de elasticidad a tracción

El módulo de elasticidad es una medida del cambio de los esfuerzos entre dos puntos de la curva esfuerzo–deformación para un material a tracción. Es una de las propiedades fundamentales para el ferrocemento.

$$E = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \varepsilon} \quad (4.13)$$

Donde, $\Delta \sigma$ es el cambio en el esfuerzo y $\Delta \varepsilon$ es el cambio en la deformación. La ecuación 4.13, es una expresión general. La selección de los diferentes puntos puede llevar a distintos valores del módulo de elasticidad. En la figura 4.5, se ilustran varias definiciones para el módulo de elasticidad del ferrocemento. El módulo tangente o inicial usualmente es obtenido cuando el ferrocemento no se ha agrietado. Para elementos agrietados el módulo es más pequeño y es función de la relación de refuerzos en la dirección de la aplicación de la carga.

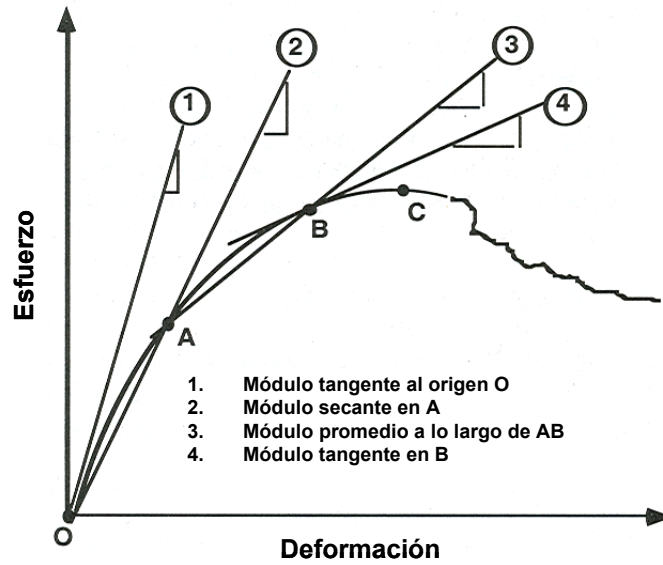


Figura 4.5. Varias definiciones del módulo de elasticidad. [Naaman, 2000]

Módulo de elasticidad del ferrocemento sin agrietar: la predicción del módulo de elasticidad de un compuesto con diferentes propiedades en distintas direcciones exige un análisis preciso. Sin embargo, la ecuación 4.13, permite estimar de manera aproximada y simplificada el módulo de elasticidad del ferrocemento sin agrietar $(E_c)_{ub}$.

$$(E_c)_{ub} = E_r V_r + E_m V_m = E_r V_r + E_m (1 - V_r) \quad (4.14)$$

Donde, E_r es el módulo elástico del sistema de refuerzo en la dirección de la carga aplicada; E_m es el módulo de elasticidad del mortero asumido isotrópico; V_r y V_m son la fracción de volumen y de mortero respectivamente.

Módulo de elasticidad agrietado: o módulo de elasticidad aparente del ferrocemento $(E_c)_{cr}$, depende de una gran cantidad de parámetros, entre ellos está la fracción de volumen de refuerzo V_r , la extensión del múltiple agrietamiento en los estados II y III y la orientación final de los alambres de refuerzo. Algunos autores proponen la expresión 4.15, obtenida a partir del módulo elástico sin agrietar [Naaman, 2000].

$$(E_c)_{cr} = \frac{E_m V_m + E_r V_{rL}}{\lambda} \quad (4.15)$$

Donde, V_{rL} es la fracción de volumen de refuerzo en la dirección de la carga aplicada y λ es un factor que puede tomar valores entre 2 y 3. El valor de tres es sugerido para fracciones de volumen de refuerzo bajo. En ningún caso se debe desconocer la aleatoriedad y las incertidumbres asociadas a

los módulos de elasticidad del ferrocemento. Para diseños a gran escala o repetitivos lo indicado es determinar el módulo de elasticidad agrietado y sin agrietar a partir de pruebas experimentales o ensayos [ACI, 1997; Naaman, 2000].

Influencia de la superficie específica del refuerzo

Una de las principales características del ferrocemento, frente al hormigón armado, es su alta superficie específica (de uno a dos) para una fracción de volumen de refuerzo casi similar. Esto hace que el ferrocemento adquiera un número de propiedades particulares en su comportamiento, las cuales han sido observadas en investigaciones experimentales [Naaman, 2000]. La figura 4.6, ilustra cualitativamente la influencia de la superficie específica de refuerzo sobre algunas propiedades mecánicas del ferrocemento. El esfuerzo a la primera grieta crece linealmente con la superficie específica de refuerzo, en cambio el ancho y el espaciamiento entre grietas, decrece rápidamente y de forma inversamente proporcional a la superficie específica de refuerzo. El esfuerzo a la estabilización de las grietas, también aumenta con la superficie específica de refuerzo. Sin embargo, el esfuerzo a la estabilización no es lineal, su comportamiento debe evaluarse experimentalmente y depende de otros tipos de factores que intervienen junto con otras propiedades del ferrocemento, tales como: tipo de matriz cementante (liviana, normal o pesada), la malla de refuerzo (módulo, cedencia, resistencia última o deformación), geometría, etc.

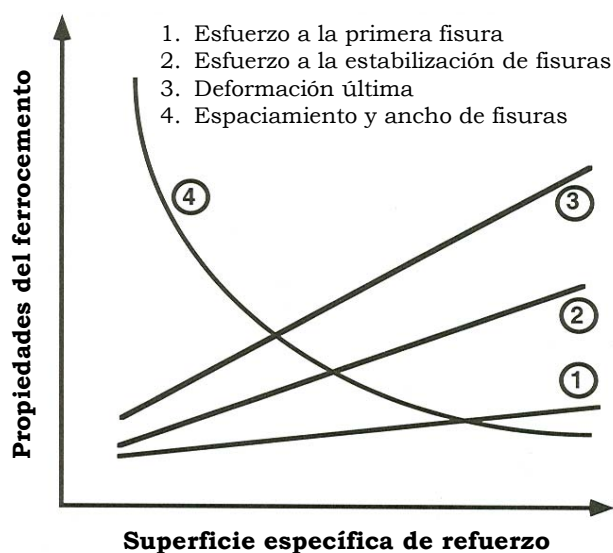
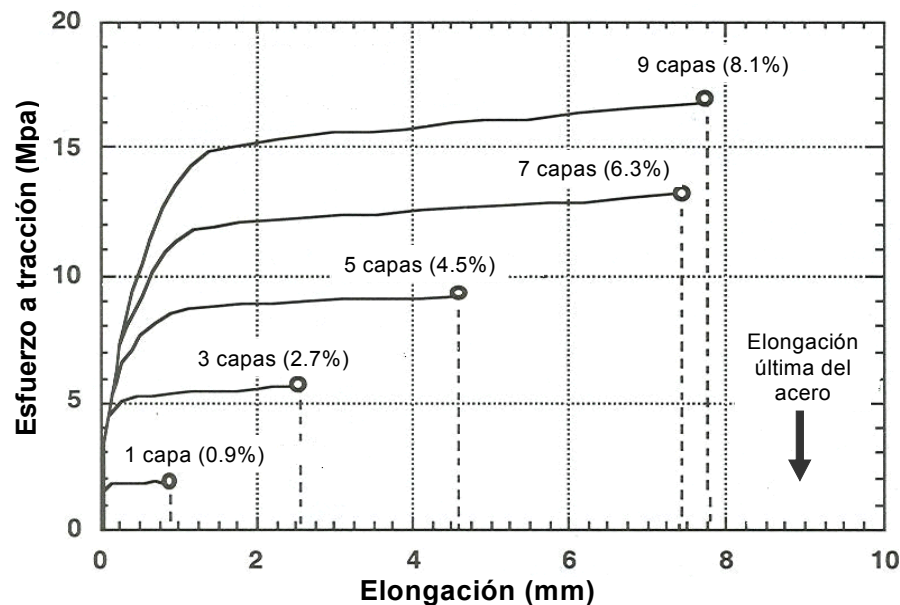


Figura 4.6. Influencia cualitativa de la superficie específica de refuerzo en las propiedades del ferrocemento. [Naaman, 2000]

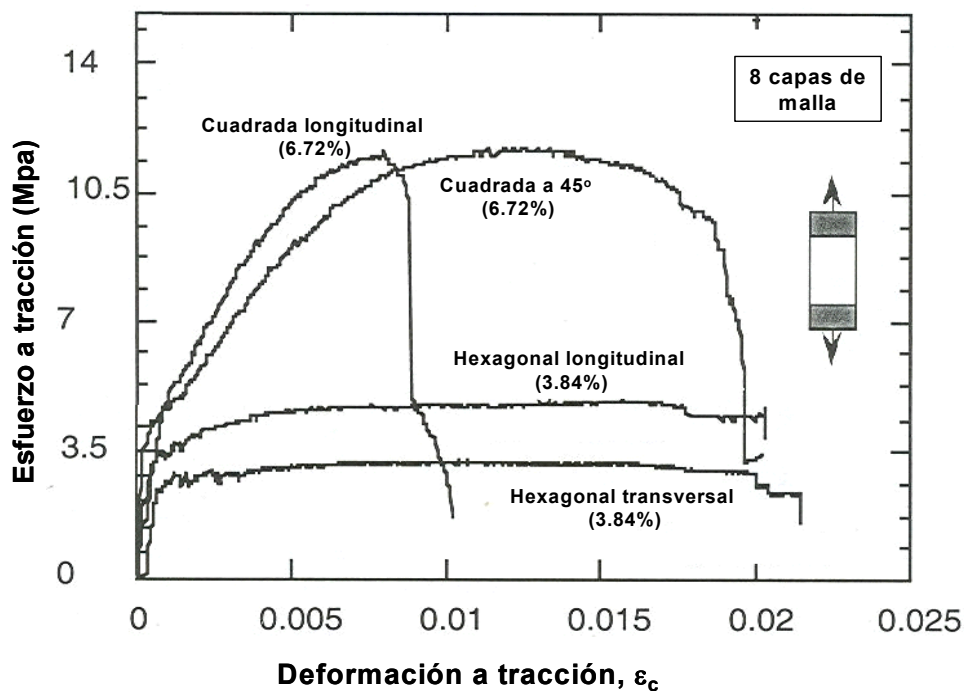
Propiedades a tracción del ferrocemento

El ferrocemento posee una gran variedad de propiedades singulares y algunos autores lo han considerado un modelo a pequeña escala de un “super hormigón armado” [Naaman, 2000]. El ferrocemento tiene ductilidad, grandes fracciones de volumen de refuerzo distribuido en la matriz cementante, alta resistencia y bajo agrietamiento.

En las figuras 4.7, se muestran la variación del comportamiento a tracción del ferrocemento con diferentes cantidades de refuerzo y tipos de malla. La figura 4.7a, corresponde a una malla de acero tejida de baja resistencia. La deformación última y el esfuerzo a tracción aumentan a medida que se incrementa la fracción de volumen de refuerzo. La figura 4.7b, corresponde a una malla hexagonal. Este tipo de refuerzo es el más habitual en construcciones de ferrocemento.



a) Malla cuadrada tejida de acero de baja resistencia.



b) Malla hexagonal de acero de baja resistencia.

Figura 4.7. Comportamiento a tracción del ferrocemento en mallas de acero.
[Naaman, 2000]

4.3.2 Comportamiento carga-deformación en compresión

Este comportamiento está caracterizado por el módulo de elasticidad del ferrocemento a compresión. Cuando el refuerzo es colocado únicamente en un plano, los efectos en la relación carga-deformación, son mínimos y el módulo de elasticidad asociado a compresión es igual al del mortero. Cuando el refuerzo es colocado en forma perimetral, la relación carga-deformación es curvilínea, con un módulo tangente inicial que incrementa gradualmente con la fracción de volumen de refuerzo. El módulo de elasticidad puede ser determinado exactamente, teniendo en cuenta la participación, en conjunto de los dos componentes. Los valores del módulo de elasticidad para especímenes de ferrocemento reforzados con malla soldada, son ligeramente altos comparados con los reforzados con malla de metal expandido. Las mallas de refuerzo soldadas proporcionan mejor confinamiento al mortero. En la figura 4.8, se muestra el comportamiento típico del ferrocemento a compresión.

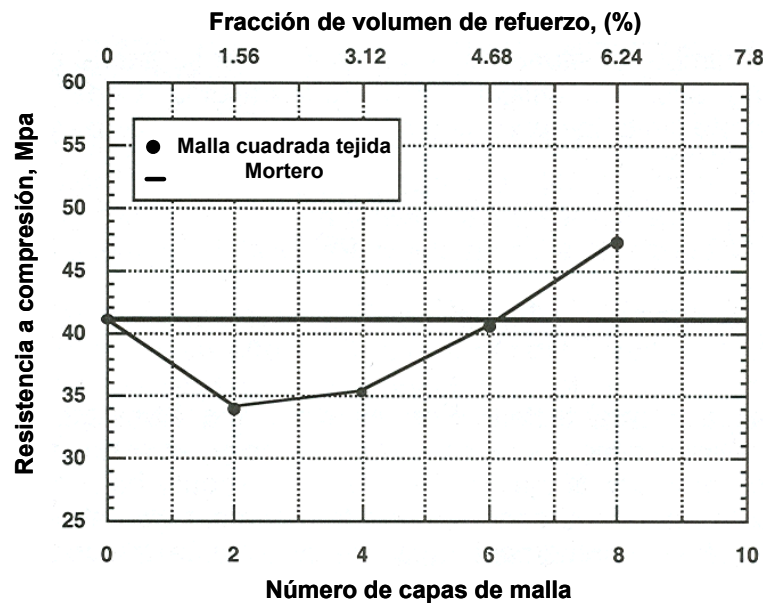


Figura 4.8. Resistencia a la compresión del ferrocemento. [Naaman, 2000]

Para contenidos bajos de malla la resistencia a compresión es inferior a la del mortero, pero aumenta para grandes cantidades de refuerzo. La delaminación, el tipo y la orientación de las mallas de refuerzo influyen y reducen la resistencia a compresión. Las mallas de metal expandido o hexagonal, orientadas en la dirección de la carga, son menos efectivas que las mallas cuadradas soldadas en la misma dirección. Si las mallas se disponen de tal manera que proporcionen confinamiento a la matriz de mortero, las propiedades a compresión mejoran notablemente.

4.3.3 Comportamiento carga-deformación en flexión

La resistencia a flexión refleja la influencia combinada de los factores que gobiernan la resistencia a tracción y a compresión; cantidad, tipo, orientación y geometría del refuerzo. En la figura 4.9, se muestra un esquema del comportamiento característico, carga-deformación, del ferrocemento a flexión. En la curva se pueden identificar diferentes tramos similares al comportamiento a tracción.

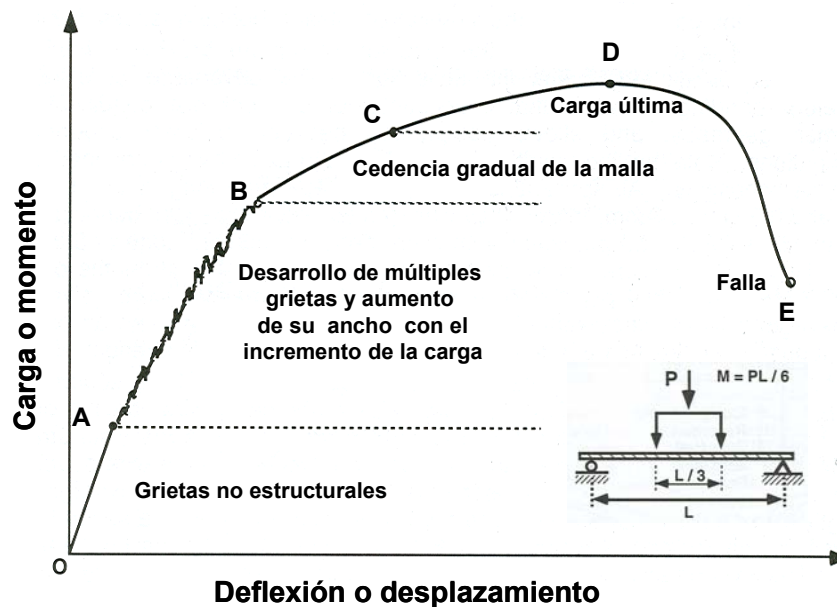


Figura 4.9. Comportamiento típico a flexión del ferrocemento.
[Adaptada de Naaman, 2000]

- El tramo inicial OA, representa la porción sin grietas estructurales.
- En la porción AB, es la región donde se generan, se desarrollan y se multiplican las grietas. El ancho de la grietas aumenta con el incremento de la carga.
- En el tramo BC, se inicia la cedencia gradual del acero de refuerzo. La cedencia gradual ocurre cuando una malla de acero llega al punto de cedencia; las demás capas de refuerzo, colocadas en diferentes posiciones en el espesor del elemento, cederán a medida que aumente la carga.
- La región CD, se conoce como postcedencia plástica o región de endurecimiento por deformación. En el punto D, se alcanza el máximo o carga última.
- El tramo DE, lleva a la falla, punto E.

Respuesta a momento–curvatura del ferrocemento

El comportamiento a flexión del ferrocemento también está caracterizado por la relación momento – curvatura. En la actualidad, se han propuesto varios métodos para determinar la relación momento-curvatura del ferrocemento. Algunos métodos proponen trazar una curva de segundo orden para la relación esfuerzo–deformación del mortero a compresión y una relación bilineal (elástica/plástica) para el refuerzo a tracción. Estas dos curvas no han sido verificadas experimentalmente [ACI, 1997]. Otros métodos proponen el uso de las series de Fourier para definir las relaciones esfuerzo–deformación en el mortero y en el refuerzo, y de ese modo calcular la

respuesta momento-curvatura. Este enfoque ha dado resultados satisfactorios con las correspondientes relaciones determinadas experimentalmente para los dos primeros estados o tramos, pero discrepa para los demás estados [Quek et al, 1991]

El comportamiento carga-deformación en flexión, también, se puede estudiar con base en la teoría del hormigón armado [Naaman, 2000]. Para dicho análisis se supone que las secciones planas permanecen planas y que su deformación es directamente proporcional a la tensión. Del estudio de las distribuciones de deformaciones y de tensiones a través de la sección transversal de los elementos se obtiene el modelo para su comportamiento a flexión. De acuerdo con el nivel de tensiones alcanzado el compuesto puede estar trabajando en el intervalo elástico o fuera de éste, caso en el cual la fluencia puede no alcanzarse simultáneamente para cada componente del ferrocemento. Para cada caso, se realiza el equilibrio de fuerzas internas y, en términos de sus propiedades elásticas y geométricas, se obtiene la profundidad del eje neutro, el momento resistente a flexión de la sección y la curvatura. En la figura 4.10, se muestra un esquema típico de la respuesta momento-curvatura de una sección de ferrocemento. Cada tramo permite caracterizar el desempeño a flexión del compuesto:

- El tramo inicial OA corresponde a la sección sin agrietar.
- En el punto A ocurren las primeras grietas, lo que incrementa la curvatura sin aumentar el momento. Tramo AB.
- En el tramo BC el refuerzo y el mortero, sujetos a compresión, presentan un comportamiento elástico lineal
- El tramo CD es no lineal. Ambos materiales están en el rango no lineal. El pico D, representa el punto de máxima resistencia nominal a flexión alcanzada.
- El punto E, del tramo descendente DE, representa la falla. La falla puede ocurrir en cualquiera de los dos materiales, ya sea por la fibra extrema a tracción del refuerzo o a compresión del mortero, cualquiera que ocurra primero.

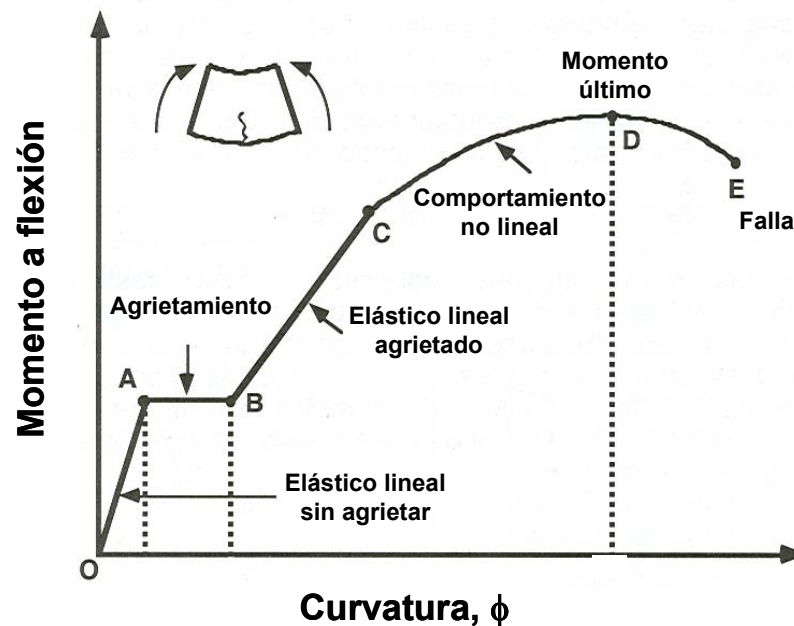
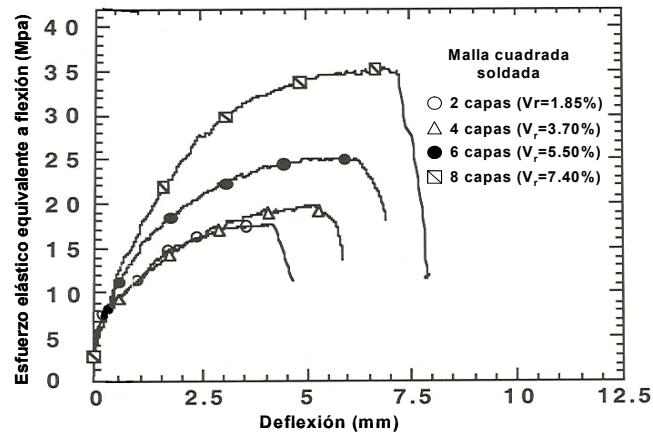


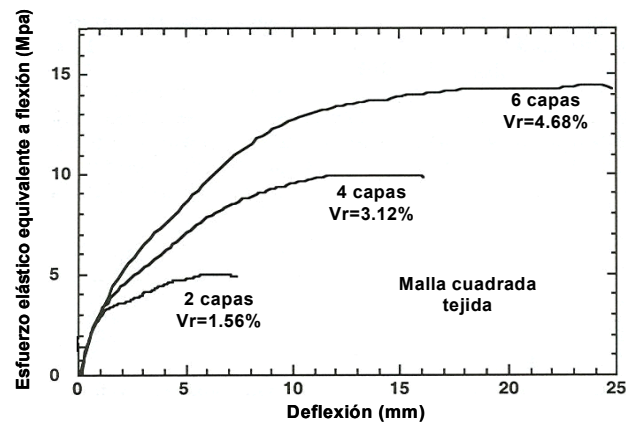
Figura 4.10. Respuesta momento - curvatura del ferrocemento.
[Adaptada de Naaman, 2000]

Propiedades a flexión del ferrocemento

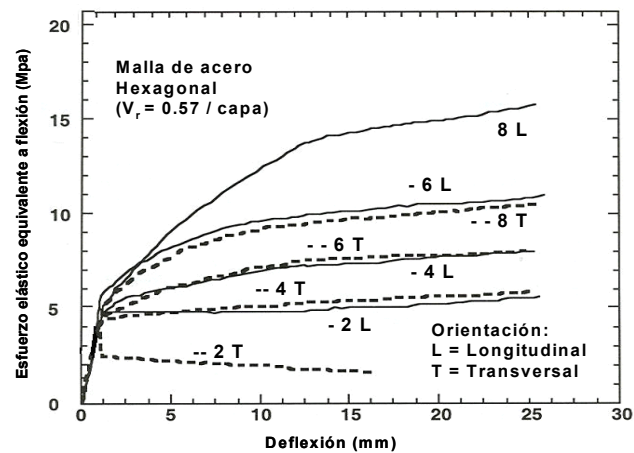
En las figuras 4.11, se muestra la variación del comportamiento a flexión del ferrocemento con diferentes cantidades de refuerzo, orientación y tipos de malla obtenidos a partir de estudios experimentales [Naaman et al, 2000]. La figura 4.11a, corresponde a una malla de acero cuadrada soldada. La deflexión última y el esfuerzo equivalente elástico a flexión aumentan a medida que se incrementa la fracción de volumen de refuerzo. La figura 4.7b, corresponde a una malla de acero cuadrada tejida. Aunque la resistencia es menor comparada con la malla soldada, la elongación última es mayor y aumenta con la fracción de volumen de refuerzo. La figura 4.11c, corresponde a una malla hexagonal con los alambres orientados longitudinal y transversalmente. Para esfuerzos biaxiales, la resistencia a flexión en el sentido transversal debe ser mejorada por lo que es recomendado en mallas hexagonales alternar su posición entre capa y capa, a la vez que se reduce la anisotropía en la respuesta. Las mallas hexagonal y tejida presentan propiedades similares a flexión.



a) Malla cuadrada soldada de acero.



b) Malla cuadrada tejida de acero.



c) Malla cuadrada tejida de acero.

Figura 4.11. Respuesta característica a flexión del ferrocemento. [Naaman, 2000]

4.4 Resistencia ultima bajo carga estática

4.4.1 Resistencia última a tracción

La capacidad a carga última a tracción del ferrocemento es independiente del espesor del elemento y equivale a la resistencia última de los alambres de refuerzo. El mortero no aporta resistencia a tracción, es frágil y falla. El desempeño del material es expresado más en términos de la carga que en términos del esfuerzo a tracción. Generalmente, la resistencia a tracción del ferrocemento utilizando malla de refuerzo de metal, bien sea soldada, expandida o tejida, en su orientación normal corresponde a la capacidad de carga a tracción del refuerzo; es decir, al producto de la resistencia última por el área efectiva del acero en la dirección considerada. El esfuerzo a tracción correspondiente es igual a la capacidad de carga a tracción, dividida por el área transversal del elemento de ferrocemento.

La carga a tracción es diferente cuando la orientación de los alambres cambia con respecto a la aplicación de la carga (figura 4.2). Esto sucede cuando se utilizan mallas rectangulares orientadas a 45 grados, malla de metal expandido o hexagonal. En la figura 4.12, se muestra la variación en la carga última y el factor de eficiencia (η) para algunos tipos de malla de acuerdo con su orientación.

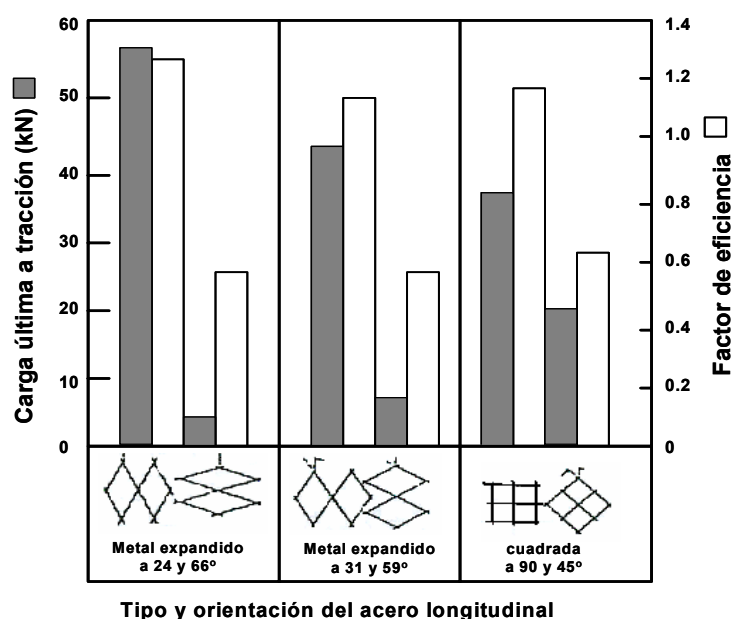


Figura 4.12. Influencia de la orientación del refuerzo en la resistencia última a tracción en el ferrocemento. [ACI, 1997]

Para las mallas de metal expandido la resistencia en la dirección perpendicular a la orientación normal es únicamente del 15 a 35% de la resistencia en la dirección normal. La resistencia última a tracción para

mallas soldadas, orientadas a 45 grados es aproximadamente un 50 o 60 % de la obtenida en la dirección normal. La malla hexagonal, aunque no se muestra, produce anisotropía en las características de la resistencia última a tracción del ferrocemento.

4.4.2 Resistencia última a compresión

En estructuras de ferrocemento, al igual que en otras estructuras basadas en materiales frágiles, la resistencia a compresión es el parámetro más utilizado para calificar el comportamiento de la estructura ante toda clase de sollicitaciones, incluyendo tensiones de cortante, flexión y tracción.

La contribución de las fibras de refuerzo puede despreciarse para obtener la resistencia última, debido a que éstas pueden sufrir pandeo. Se ha encontrado experimentalmente que, bajo compresión, la resistencia última es menor que la del mortero puro equivalente. La capacidad a compresión del ferrocemento está ligada a las características geométricas del elemento, de la estructura y a parámetros tales como la relación agua-cemento, finos-cemento y otros discutidos en el capítulo 3. La resistencia a compresión típica en estructuras de ferrocemento es de 30 a 70 Mpa. Es habitual cuando no existen datos disponibles, elegir una resistencia última a compresión de aproximadamente el 85 % de la resistencia del mortero [Naaman, 2000].

4.4.3 Resistencia última a flexión

Las metodologías y los principios básicos para obtener la resistencia última a flexión en elementos de hormigón armado han sido aplicados para calcular la resistencia del ferrocemento a flexión [ACI, 1997; Naaman, 2000]. Esta metodología, aunque satisfactoria en algunos casos, únicamente tiene en cuenta el área efectiva de la sección transversal y la posición de las capas de refuerzo con respecto al eje neutro. En esta metodología se desconocen otras variables importantes y únicas en el ferrocemento tales como tipo de refuerzo y orientación, espaciamiento y geometría. Ignorar estas variables no es adecuado, aunque puede ser usada para obtener un acercamiento a la resistencia última.

Para estabilizar el desempeño general del ferrocemento a flexión y eliminar la influencia de las variables anteriores, se ha introducido el factor de eficiencia η , equivalente al seleccionado para la resistencia a tracción. Aunque el método de la resistencia última depende de la distribución de deformaciones, del modo de falla, del tipo de función esfuerzo-deformación del refuerzo, de los coeficientes del bloque de esfuerzo y de la deformación última del mortero, el factor de eficiencia puede ser aplicado con cualquier método de análisis.

Para entender el comportamiento a flexión del ferrocemento se han desarrollado varios estudios [ACI, 1997]. Las investigaciones fueron hechas sobre mallas seleccionadas previamente (malla cuadrada soldada y tejida, malla de metal expandido y malla hexagonal) con orientación normal (carga

en la dirección longitudinal) y dos niveles de resistencia. La distribución de las capas de refuerzo se supone uniforme en toda la profundidad de la sección. En la figura 4.13, se compara el desempeño último a flexión del ferrocemento diseñado con este tipo de mallas, respecto a la fracción de volumen de refuerzo total.

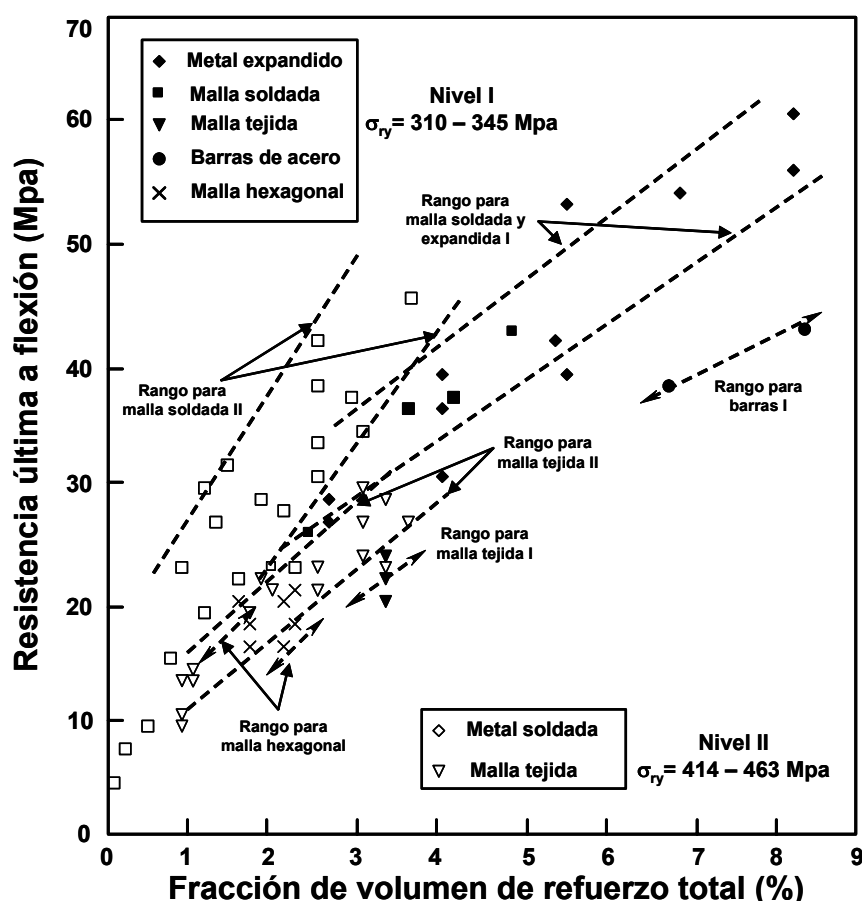


Figura 4.13. Resistencia última a flexión del ferrocemento. [ACI, 1997]

La malla de metal expandido y la malla cuadrada soldada tienen un desempeño significativamente mejor que la malla tejida o las barras de refuerzo convencional. La malla tejida y hexagonal tiene un desempeño similar. La malla hexagonal presenta la menor de resistencia a flexión.

En otros estudios [ACI, 1997; Naaman, 2000] se han encontrado otras propiedades de la resistencia última a flexión del ferrocemento con respecto a la orientación del refuerzo y la superficie específica. Mientras la malla cuadrada ofrece igual resistencia en ambas direcciones paralelas a los alambres, la resistencia a flexión, orientada a 45 grados es del 67 ó 80% de la paralela a los alambres. Para mallas de metal expandido la resistencia en la dirección transversal es particularmente baja, 11 a 15%, de la resistencia en la dirección normal. Las mallas de metal expandido y hexagonal

presentan un mayor grado de anisotropía en la resistencia última a flexión con el ángulo de orientación. En las mallas hexagonales la resistencia última a flexión en la dirección transversal es, en promedio, un 57% de la resistencia en la dirección normal.

La superficie específica del refuerzo tiene influencia en la resistencia a flexión, cuando se utiliza malla cuadrada tejida con diámetros de alambre mayores a 150 mm. Sin embargo, en mallas cuadradas soldadas y tejidas con diámetros menores no se ha encontrado ningún efecto [ACI, 1997]. Es apropiado garantizar la adherencia entre el refuerzo y la matriz de mortero.

La orientación del refuerzo es tan importante para la resistencia a flexión como para la resistencia a tracción, particularmente cuando existe carga biaxial. En general la elección óptima del refuerzo para flexión está predeterminada por la resistencia a tracción y esencialmente depende de si es cargada uniaxial o biaxialmente. La malla cuadrada soldada es la mejor elección para cargas biaxiales. Cuando se utilice malla de metal expandido o malla hexagonal bajo estas condiciones, es apropiado alternar las direcciones de las capas de refuerzo para contrarrestar su anisotropía característica. Otra consideración que gobierna la elección del refuerzo es la habilidad de adaptarse fácilmente a las curvaturas del diseño arquitectónico a construir. La malla de metal expandido es conveniente para secciones planas, la malla cuadrada para secciones de simple curvatura y la malla hexagonal, para secciones complejas y de doble curvatura.

4.4.4 Resistencia última a cortante y punzonamiento

Son pocos los estudios de los muchos que se han hecho sobre ferrocemento que han incluido la evaluación de la resistencia a cortante. El ferrocemento ha sido usado principalmente en paneles de pared delgada en donde la relación altura-longitud en flexión es bastante mayor, y de una u otra manera el esfuerzo cortante no gobierna el criterio de falla [Mansur et al, 2001]. Además, los elementos estructurales de ferrocemento contienen una alta fracción de volumen de mallas de refuerzo que contribuyen a la acción cortante. Las capas de malla en el ferrocemento proporcionan el refuerzo a cortante, equivalente a las barras transversales en el hormigón armado. El ferrocemento no tiene particularmente refuerzo a cortante, tal como sucede en losas delgadas de hormigón armado.

Las propiedades y algunas ecuaciones para el diseño a cortante en elementos de ferrocemento se han propuesto de manera similar al hormigón armado. La ecuación 4.16, permite obtener la resistencia a cortante.

$$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \quad (4.16)$$

Donde, v_c es la resistencia promedio nominal a cortante, proporcionada por la matriz de mortero y f'_c es la resistencia a compresión del mortero.

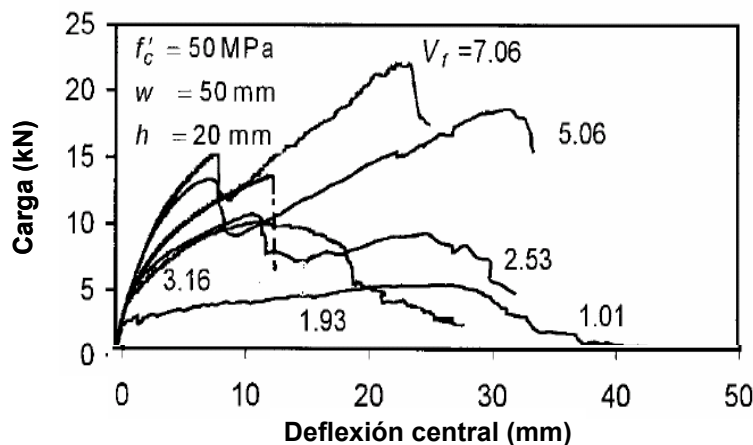
Para el diseño de ferrocemento la sección crítica para cortante puede ser tomada a una distancia d_{ex} , desde la parte superior a compresión del elemento, hasta la capa extrema de refuerzo a tracción. El comité ACI [ACI, 1997], propone la resistencia a cortante del ferrocemento como un 32% de la resistencia a flexión.

Punzonamiento en losas de ferrocemento

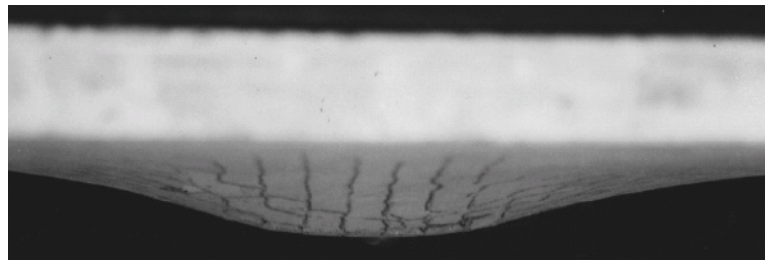
Un número de estructuras en ferrocemento, tales como losas o cubiertas, están expuestas a cargas puntuales o concentradas, generando punzonamiento en un área determinada. Algunas investigaciones recientes [Mansur et al, 2001], han permitido entender el comportamiento de la cortante por punzonamiento en losas de ferrocemento. Los parámetros estudiados fueron el ancho efectivo de la carga w , la resistencia del mortero f'_c , la fracción de volumen de refuerzo V_f , el espesor h y la longitud efectiva de la losa ℓ . La resistencia a cortante por punzonamiento incrementó con el aumento de w , f'_c , V_f o h , pero disminuyó con el aumento de longitud efectiva ℓ . El perímetro crítico de la cortante por punzonamiento se localizó a una distancia de $1.5h$. La ecuación 4.17, permite predecir la resistencia a cortante por punzonamiento v_{ps} en elementos de ferrocemento.

$$v_{ps} = 0.39 \left(f'_c V_f \frac{h}{\ell} \right)^{0.5} \quad (4.17)$$

En la figura 4.14, se muestra el comportamiento a punzonamiento de losas de ferrocemento con diferentes fracciones de volumen de refuerzo.



a) Carga de punzonamiento vs. deflexión central. [Mansur et al, 2001]



b) Losa de ferrocemento sometida a punzonamiento. [Mansur et al, 2001].

Figura 4.14. Comportamiento a cortante del ferrocemento por punzonamiento.

4.5 Comportamiento bajo cargas repetitivas

Los materiales constituyentes del ferrocemento tienen diferentes características bajo cargas de fatiga y/o bajo cargas cíclicas. El acero, sometido a este tipo de acciones tiene definido el límite de endurecimiento, mientras que el mortero no lo tiene definido y probablemente falle ante cargas repetidas. El comportamiento a fatiga y a cargas cíclicas puede estar gobernado por cualquiera de los materiales constitutivos del ferrocemento.

4.5.1 Flexión bajo carga de fatiga

Las cargas de fatiga en flexión incrementan gradualmente la deflexión y el ancho de las grietas y disminuyen la rigidez. El rápido aumento de la deflexión y el ancho promedio de las grietas preceden a la falla del elemento. En la figura 4.15, se muestra el comportamiento típico carga–deformación del ferrocemento sometido a fatiga en flexión.

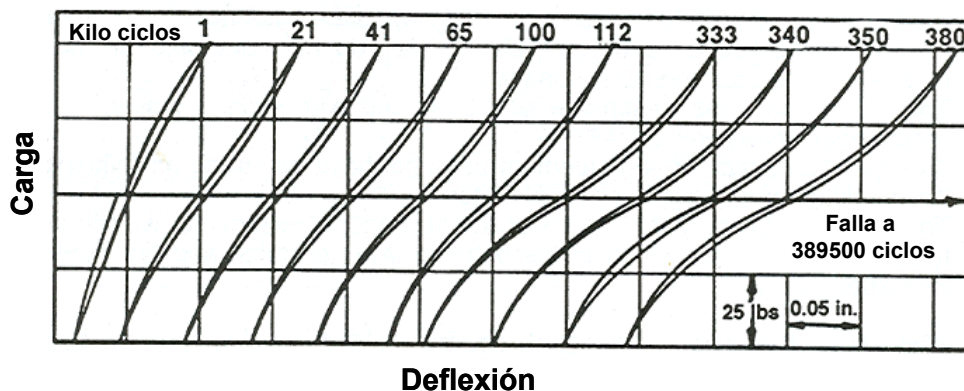


Figura 4.15. Comportamiento típico carga – deflexión, bajo carga cíclica de fatiga del ferrocemento. [Balaguru et al, 1979]

La vida del ferrocemento a fatiga, en flexión, está gobernada por las propiedades de la malla a fatiga en tracción (en las capas exteriores), similar al caso de vigas de hormigón armado. En algunas investigaciones se ha

observado que para fracciones de volumen de refuerzo entre 2 y 6%, la falla en especímenes de ferrocemento sujetos a fatiga en flexión, generalmente ocurre debido a la fatiga de la malla a tracción [Balaguru, 1979; Naaman 2000]. Los estudios fueron hechos en mallas de acero cuadradas, soldadas y tejidas y permitieron obtener expresiones para predecir algunos parámetros. La ecuación 4.18, permite estimar los esfuerzos bajo fatiga.

$$\Delta\sigma_{sr} = 1050 - 134.5 \log_{10} N_f \quad (4.18)$$

Donde, $\Delta\sigma_{sr}$ es el rango límite de esfuerzos de la capa de malla de acero más externa en Mpa, y N_f es el número de ciclos hasta la falla. Por otra parte, bajo cargas de fatiga de amplitud constante, la deflexión, el ancho promedio de grietas y el máximo ancho promedio de grietas aumentan con el número de ciclos de carga. La ecuación 4.19, tiene en cuenta estos efectos:

$$Y = Ae^{Br} \quad (4.19)$$

Donde, Y representa la deflexión, el ancho promedio de grieta o el máximo ancho de grieta; r está definido como: N/N_f y N es el número de ciclos en que se desea calcular Y . A es el valor de la variable de interés (deflexión o ancho de grieta) predicho bajo carga estática o en el primer ciclo y B es una constante determinada desde los datos experimentales. Para $N_f \geq 450.000$, se sugiere $B=1.67$ para el ancho de grieta y $B=0.67$ para la deflexión. En la figura 4.16, se muestra el efecto del número de ciclos de carga en el ancho máximo de grieta.

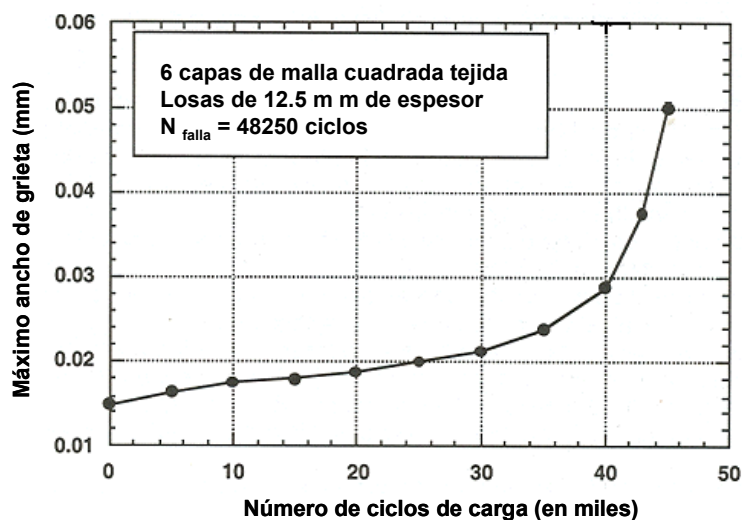


Figura 4.16. Incremento típico del ancho de grieta con el número de ciclos de carga aplicados. [Naaman, 2000]

A la hora de elegir el refuerzo para un desempeño óptimo del ferrocemento se debe considerar el tipo de carga a las cuales va a ser

sometido. Las cargas de fatiga difieren de las cargas estáticas. Las mallas cuadradas soldadas han mostrado mejores resultados que las mallas cuadradas tejidas para cargas estáticas, en cambio las mallas tejidas han tenido un desempeño favorable bajo esfuerzos de fatiga. En las mallas soldadas la falla bajo carga de fatiga es predominante en las uniones soldadas.

En el caso de las mallas de metal expandido la falla ocurre habitualmente en los nodos o uniones. La malla hexagonal, habitualmente no exhibe regiones de falla preferencial y puede ofrecer ventajas similares a la malla tejida. En general, el comportamiento del acero a la fatiga sugiere que cualquier factor (soldadura, galvanizado, entrelazados, uniones, etc.) que afecte su superficie final, afecta también su comportamiento en fatiga.

4.5.2 Comportamiento bajo cargas cíclicas

Igual que otras propiedades del ferrocemento el comportamiento bajo cargas cíclicas ha sido poco investigado. El ferrocemento posee buenas características dinámicas y ha mostrado ser un material con un gran potencial para aplicaciones vibratorias. Hajj (1981), ha estudiado el comportamiento a flexión y cortante en losas de ferrocemento sujetas a cargas cíclicas en el plano y fuera del plano, con fines de construir una mesa vibradora en ferrocemento y donde se probaran estructuras a escala real y de diferentes materiales. Las investigaciones se hicieron en losas de ferrocemento construidas utilizando dos tipos de malla (soldada y tejida), cuatro ángulos de orientación para las mallas de refuerzo (0, 15, 30 y 45°) y varias combinaciones (agua-cemento y arena-cemento) para el diseño del mortero. El tamaño de los especímenes fue de 3.66 m x 2.74 m y 19 milímetros de espesor para la placa entre vigas de 0.33 m de alto. En la figura 4.17, se muestra la curva carga-deformación para este tipo de losas sometidas a ciclos de carga y descarga en su centro (fuera del plano).

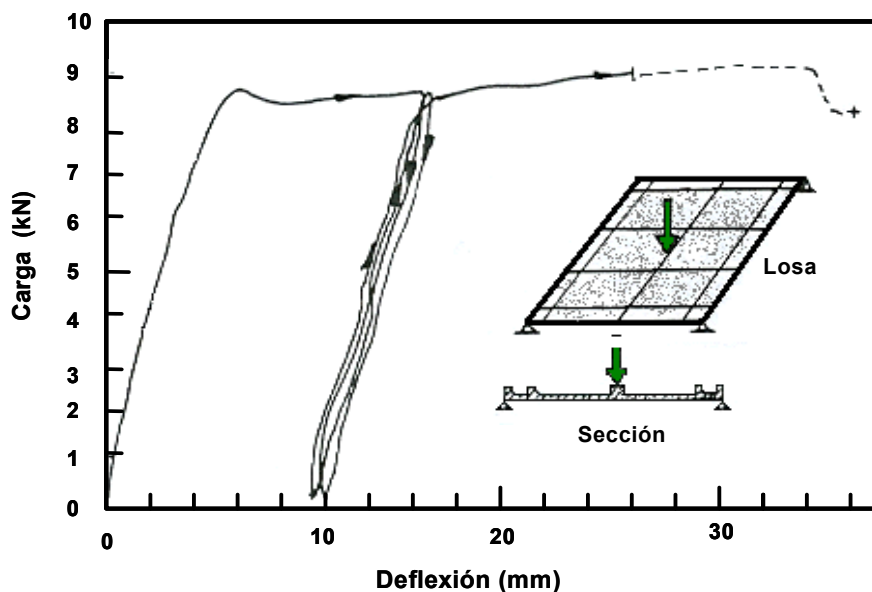
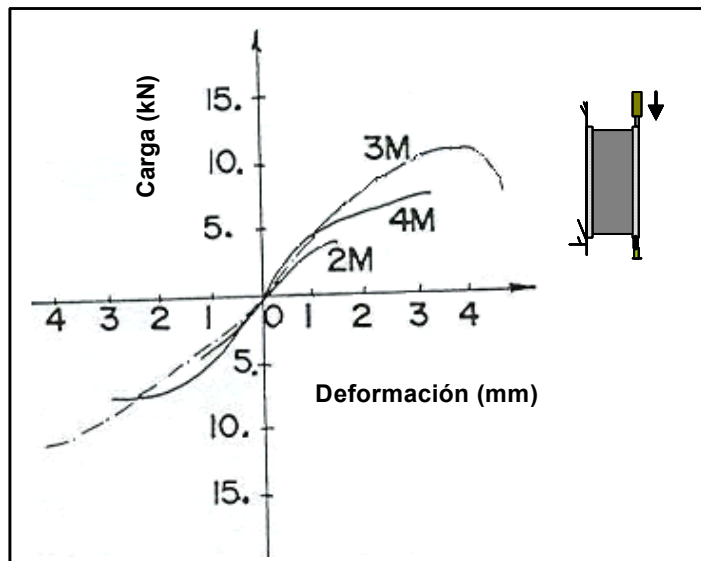


Figura 4.17. Comportamiento de losas de ferrocemento bajo ciclos carga y descarga.
[Hajj, 1981]

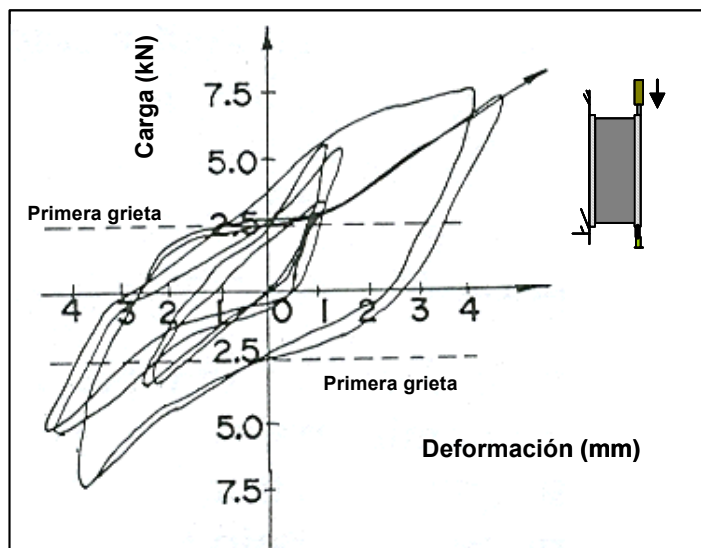
Idealmente, el comportamiento fue elasto-plástico y presenta casi las mismas propiedades para la rigidez en los primeros ciclos de carga y antes de la primera grieta. Las losas a flexión mostraron buena ductilidad y los niveles de esfuerzos permanecieron esencialmente constantes hasta la falla.

Cuando se desea conocer la respuesta de una estructura sometida a cargas generadas por un terremoto es necesario conocer su comportamiento bajo acciones dinámicas aleatorias. El ferrocemento ante cargas cíclicas ha mostrado un comportamiento elástico estable y degradación de rigidez. Para estudiar este fenómeno, Hajj (1989) investigó el comportamiento a cortante en el plano de placas de ferrocemento.

En la figura 4.18, se muestra la curva carga-deformación para este tipo de placas. A carga última las losas presentaron un leve aumento de la rigidez inicial con el incremento de la fracción de volumen de refuerzo y las propiedades del mortero (ver figura 4.18a). En la figura 4.18b, se aprecia el comportamiento histerético de la losas hechas en ferrocemento. La degradación de rigidez inicial es aproximadamente un 50% del valor último e incrementa gradualmente hasta la falla.



a) Carga de última en losas de ferrocemento bajo cortante en el plano



b) Comportamiento histerético del ferrocemento

Figura 4.18. Comportamiento a cortante en el plano del ferrocemento debido a cargas cíclicas. [Hajj, 1981]

4.6 Resumen y discusión

En este capítulo se han descrito algunas propiedades mecánicas del ferrocemento con miras a la caracterización del material bajo diferentes tipos de carga; tracción, compresión, flexión, cortante y especialmente las carga cíclicas. En el diseño de una estructura se debe considerar la posibilidad de que varias o todas las fuerzas actúen simultáneamente.

Dentro de las propiedades mecánicas del ferrocemento se ha observado que cuando la tensión uniforme de tracción excede la resistencia del mortero, se producen las primeras grietas en la sección, y un deslizamiento entre mortero y refuerzo. La matriz agrietada no aporta tensiones, lo que implica que la carga externa es atendida por el refuerzo. La resistencia a tracción del ferrocemento es directamente proporcional a la fracción de volumen de refuerzo en la dirección de la carga. En flexión el contenido de refuerzo no tiene estos efectos.

La resistencia a cortante en una sección de ferrocemento es la contribución de la matriz de mortero y las mallas de refuerzo. Particularmente, el ferrocemento no posee refuerzo a cortante.

Cuando se desea conocer la respuesta de una estructura sometida a cargas generadas por un movimiento sísmico es necesario conocer su comportamiento bajo cargas repetitivas. El ferrocemento bajo cargas cíclicas ha mostrado un comportamiento elástico estable y degradación de rigidez.

Por ultimo cabe anotar que independientemente de las consideraciones del diseño y las metodologías utilizadas para el análisis, las propiedades mecánicas del ferrocemento deben ser investigadas a través de ensayos de laboratorio. Los estudios han mostrado la necesidad de involucrar más variables en las metodologías propuestas para el análisis y diseño con ferrocemento; la disposición final de la capas de refuerzo, la orientación de los alambres, la rigidez, entre otros, son algunos ejemplos. Estas variables son únicas en el ferrocemento y están asociadas a todos los materiales constitutivos y generalmente quedan por fuera de las metodologías tradicionales tomadas del análisis estructural para hormigón armado, y que a la vez generan grandes incertidumbres en el desempeño final de la estructura cuando se ve sometida a fuerzas dinámicas aleatorias.

Parte

Comportamiento sísmico
del ferrocemento

2

Materiales, elementos y estructura

5.1 Introducción

En países en vías de desarrollo, como es el caso de Colombia, el acceso a una vivienda digna y segura constituye uno de los principales problemas de la sociedad. Ante esta realidad, es necesario desarrollar sistemas estructurales viables tanto desde el punto de vista económico como estructural. En el capítulo 5, 6 y 7 se describen todos los procedimientos diseñados con la finalidad de evaluar la capacidad y el comportamiento sísmico de muros y casas de ferrocemento, como una alternativa para la construcción de viviendas de bajo costo. Para evaluar su comportamiento sísmico se realizaron ensayos de carga estática y cíclica en el plano de los elementos y sistemas estructurales a escala real, representativos de la práctica común en la construcción con ferrocemento.

Toda la campaña de ensayos se llevo a cabo en Colombia, con materiales propios de la región. La construcción de los diferentes especímenes de ferrocemento y los ensayos fueron realizados en el Sistema Espacial de Reacción (SER), del Laboratorio de Estructuras de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Colombia, sede Medellín, bajo la supervisión de uno de los directores de este estudio, Doctor Jorge Eduardo Hurtado Gómez. Adicionalmente, se contó con la asesoría de Josef Farbiarz, profesor e investigador de la Escuela de Materiales de la misma Universidad.

La campaña de ensayos, también fue elaborada teniendo en cuenta los objetivos propuestos en esta tesis y los equipos disponibles. El objetivo fundamental ha sido obtener la respuesta característica de los paneles y sistemas estructurales de pared delgada de ferrocemento, cuando se ven sometidos a fuerzas cortantes en el plano, bien sean estáticas o cíclicas, de forma que se obtenga información para caracterizar y modelar su comportamiento de una manera más confiable.

En este capítulo, se describen todos los materiales, los ensayos hechos a los mismos, los elementos que conforman la vivienda, los sistemas de anclaje de los paneles y los módulos que representan las edificaciones habituales de ferrocemento en el país.

5.2 Materiales

El comité ACI 549 recomienda varias pruebas que ayudan a predecir con más exactitud las propiedades mecánicas del ferrocemento, tales como: la resistencia y el módulo de elasticidad estático del mortero a compresión, la respuesta esfuerzo-deformación a tracción del sistema de mallas de refuerzo y la respuesta carga-deflexión a flexión en vigas de ferrocemento. Algunas de estas pruebas proporcionan información sobre el módulo efectivo y el factor de eficiencia del sistema de refuerzo, cuando la malla es embebida en la matriz de mortero.

5.2.1 El mortero

Para la elaboración del mortero (matriz cementante del ferrocemento) se utilizaron las dosificaciones óptimas obtenidas por el autor de este estudio [Bedoya, 1996] para morteros de ferrocemento. El mortero se fabricó con cemento Pórtland Tipo I y arena para la fabricación del hormigón armado. Para mejorar la manejabilidad del mortero se utilizó un aditivo superplastificante. En la tabla 5.1, se muestran los elementos utilizados para la fabricación y la resistencia promedio a compresión del mortero.

Mortero	cemento : arena A : C	cemento : agua A : C	Aditivo (% de C)	Peso (kg)	Resistencia (Mpa)
	1 : 2	1 : 0.40	1,0	0,30	33

Tabla 5.1. Dosificación y resistencia promedio a compresión para el mortero.

El ensayo de resistencia a compresión se realizó en cubos estandarizados (de 50 mm de lado) de acuerdo con las Normas Técnicas Colombianas (NTC) 111 y 220; para ello se utilizó una prensa Tinius Olsen con una precisión de 0.023 kN. En la figura 5.1, se muestran algunos especímenes.

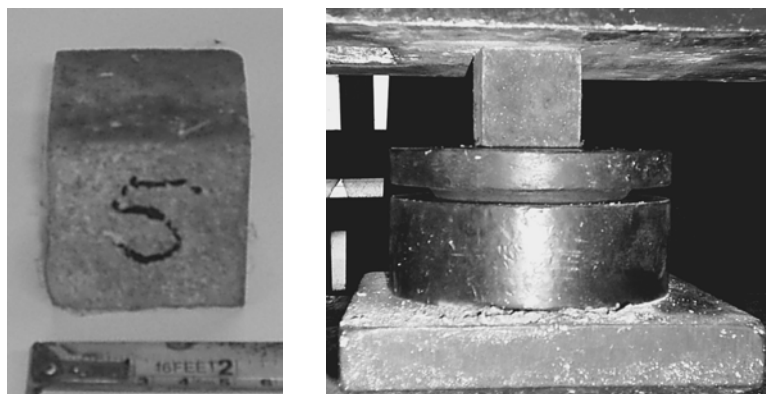


Figura 5.1. Ensayo de resistencia a compresión del mortero

5.2.2 La malla de refuerzo

El refuerzo más habitual para la construcción de viviendas de bajo costo de ferrocemento es la malla hexagonal tejida, conocida en el mundo del ferrocemento como malla de “*ojo de pollo o de gallinero*”. Este tipo de malla fue utilizada para la construcción de los elementos prefabricados de ferrocemento. Está fabricada con alambre galvanizado de 0.60 mm de diámetro y 31.75 mm de abertura. En la figura 5.2, se muestran algunas capas de malla hexagonal tejida (escala en centímetros).



Figura 5.2. Malla hexagonal tejida

En mallas cuadradas o rectangulares, soldadas o tejidas los ensayos a tracción se pueden efectuar directamente sobre la malla o los alambres de la malla. Sin embargo, en mallas de metal expandido y mallas hexagonales esto no es posible; no todos los alambres van en la dirección axial de la carga. Así, para obtener las propiedades mecánicas de la malla hexagonal es necesario embeberla en una matriz de mortero. Esta situación implica obtener las propiedades mecánicas para el ferrocemento incluido el sistema de malla al mismo tiempo. Las pruebas a tracción del ferrocemento pueden ser utilizadas para determinar el módulo efectivo del sistema de malla, la resistencia última y el factor de eficiencia o la resistencia de cedencia.

5.2.3 Ferrocemento

La caracterización mecánica de las propiedades a tracción y flexión del ferrocemento, se hicieron de acuerdo con las Normas del Comité del ACI 549 y las Normas ASTM. Los especímenes fueron contruidos con el mortero y la malla hexagonal tejida descrito anteriormente. Para determinar las propiedades a tracción se construyeron 3 especímenes de acuerdo con las dimensiones especificadas por el comité del ACI-549R. En los extremos de cada espécimen se proporcionó un sobreespesor y un tejido adicional de capas de malla para garantizar que el fallo sea por la mitad del elemento y dar mayor resistencia a la zona de anclajes durante la prueba. En la figura 5.3a, se muestra un espécimen antes del ensayo a tracción. Las pruebas a

flexión se hicieron de acuerdo con las previsiones de la Normas ASTM C78 para el hormigón armado (figura 5.3b).



a) Prueba a tracción



b) prueba a flexión

Figura 5.3. Ensayos a tracción y flexión en el sistema de refuerzo y el ferrocemento

En la tabla 5.2, se observan resultados de estos ensayos.

Módulo del compuesto E_c (Mpa)	Módulo efectivo E_r (Gpa)	Resistencia de cedencia σ_{ry} (Mpa)
11050	81	282

Tabla 5.2. Parámetros del ferrocemento y la malla de refuerzo

Los resultados hechos sobre las probetas de ferrocemento a tracción dieron como resultado un módulo de elasticidad para el compuesto ferrocemento de 11050 Mpa y para la malla de refuerzo un módulo efectivo de 81 Gpa con una resistencia de cedencia de 282 Mpa. En la figura 5.4, se muestra el comportamiento esfuerzo-deformación a tracción del ferrocemento. Todos los ensayos pusieron de manifiesto la capacidad de deformación del ferrocemento ante este tipo de carga.

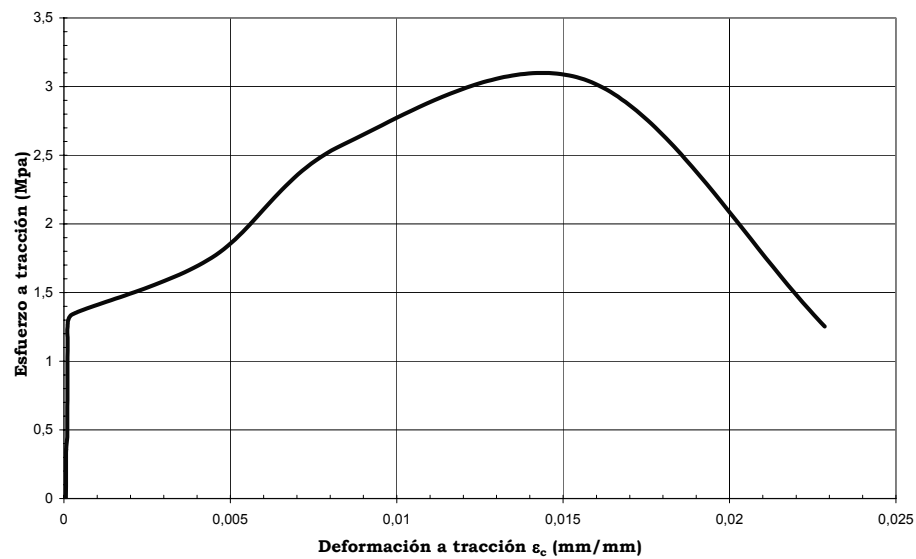


Figura 5.4. Curva esfuerzo-deformación a tracción del ferrocemento

En la figura 5.5, se muestra el comportamiento carga-deflexión para uno de los especímenes probados a flexión. El ferrocemento mostró buena capacidad a flexión y permitió generosas deformaciones.

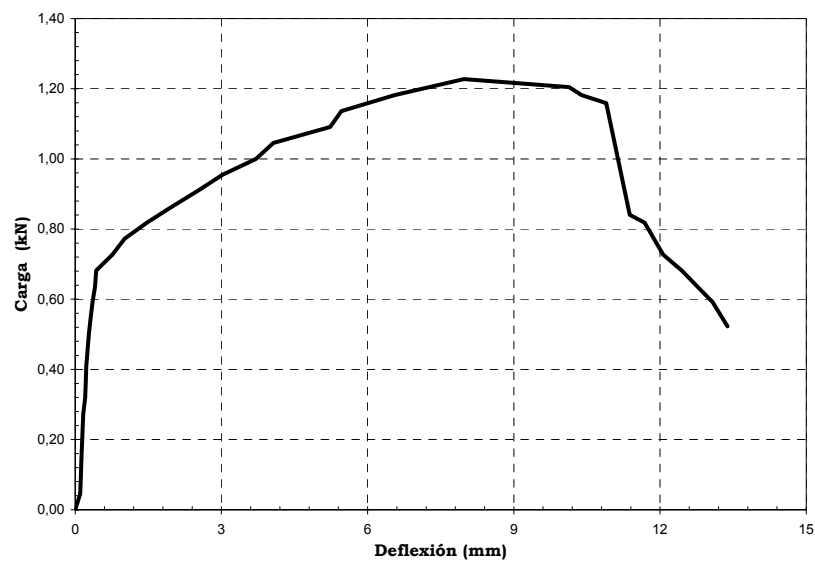
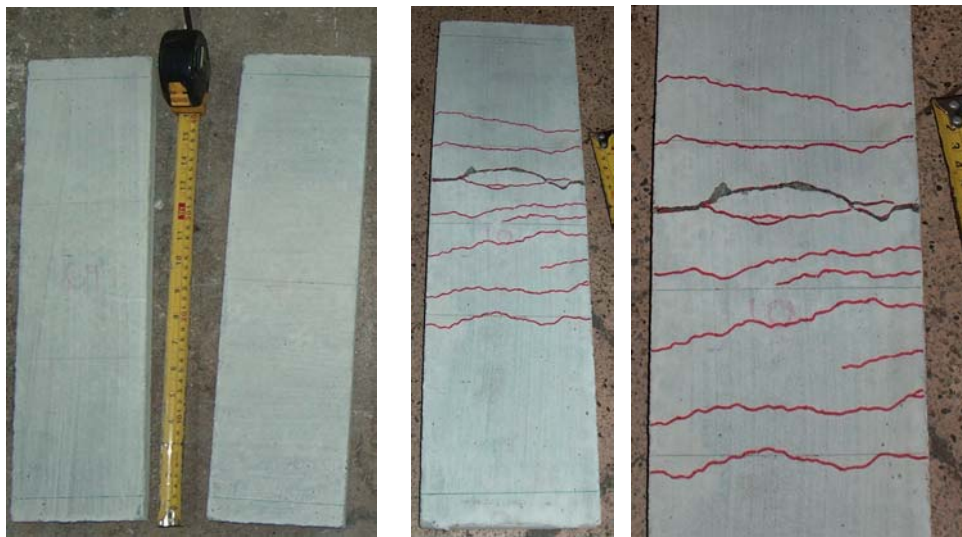


Figura 5.5. Curva carga-deflexión del ferrocemento

En la figura 5.6, se muestra la secuencia de daños sufridos por los especímenes durante las pruebas. Las grietas se forman, se ensanchan y se propagan con el aumento de la carga.



a) Antes del ensayo

b) Después del ensayo

Figura 5.6. Ensayo a flexión en vigas de ferrocemento

5.3 Paneles

5.3.1 Descripción

El sistema de vivienda prefabricada objeto de este estudio está compuesto por paneles de ferrocemento. Los paneles tienen 1.0 m de ancho por 2.0 m de altura y un espesor de 20 mm. Para evaluar su comportamiento sísmico en el plano y fuera del plano se fabricaron 12 paneles. Su configuración y características geométricas se muestran en la figura 5.7.

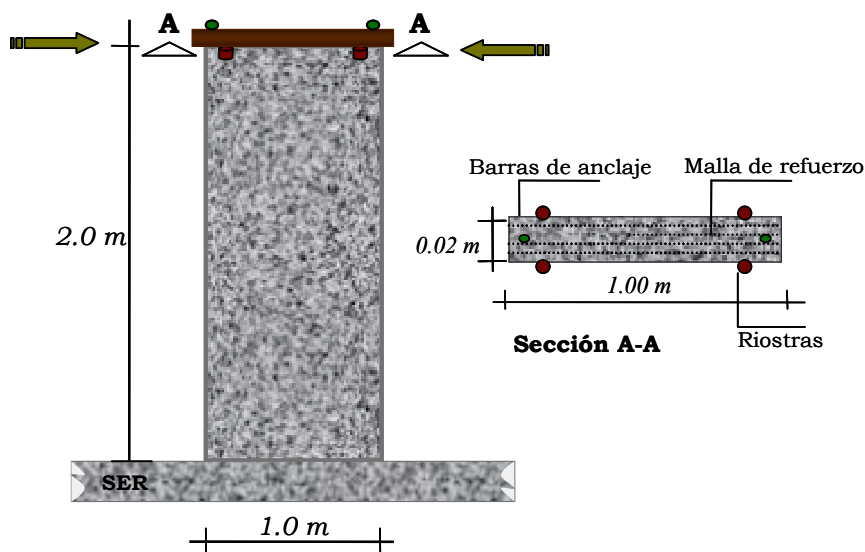


Figura 5.7. Descripción y geometría de los paneles

5.3.2 Construcción de los paneles

Para la fabricación de todos los paneles se utilizaron los siguientes materiales: el mortero se elaboró con una arena para hormigón armado y un cemento Portlan tipo I. Las dosificaciones son las presentadas en la tabla 5.1; una relación arena-cemento de 1:2 y una relación agua-cemento de 0.40. Adicionalmente, se utilizó aditivo superplastificante al 1% del peso del cemento para mejorar la manejabilidad y penetrabilidad del mortero a través del refuerzo. El refuerzo distribuido en la matriz cementante consistió en seis capas (tres capas de malla por centímetro, como es usual) de malla hexagonal colocada longitudinalmente. En la figura 5.8, se muestran algunos detalles del proceso constructivo de los paneles.



a) Fabricación de los paneles



b) Almacenaje



c) Curado

Figura 5.8. Detalles de la construcción y curado de paneles de ferrocemento

5.3.3 Uniones suelo-pared

Conexión con pletinas de acero

Un tipo de conexión habitual entre los paneles prefabricados que conforman la vivienda y la cimentación son los anclajes metálicos, bien sean barras, láminas galvanizadas o pletinas metálicas. Un tipo de fijación que podría representar adecuadamente estas conexiones son las pletinas de acero.

El sistema de cimentación con pletinas de acero utilizado en la presente investigación, comprende de cuatro pletinas de acero, dos en cada extremo inferior del panel. La pletina tiene forma de L, con 6.35 mm de espesor y están conectadas por medio de cuatro tornillos de diámetro $\phi 3/8$ " y 50 mm de longitud. En la figura 5.9, se muestra este tipo de conexión.

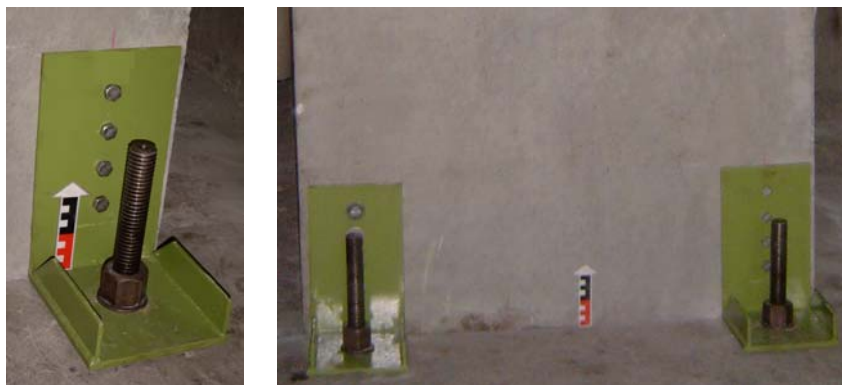


Figura 5.9. Sistema de conexión con pletinas de acero

Las pletinas fueron sobrediseñadas para garantizar que la falla no se produjera exactamente por el sistema de conexiones sino por el panel como elemento estructural. Del diseño estructural se determinó una carga aproximada de fallo para el panel (12.6 kN). Con este dato se determinó la separación, el diámetro y el número de los orificios en cada extremo inferior del panel. El sistema panel-pletina fue fijado al SER por medio de cuatro pernos (ver figura 6.9).

En todos los casos la aplicación de la carga fue controlada. Los paneles con este tipo de conexión fueron sometidos a diferentes tipos de carga: carga estática, carga vertical, carga estática más carga vertical, carga fuera del plano y carga cíclica, las cuales se explicaran más adelante.

Conexión de viga de hormigón armado

El panel se cimenta en una viga de hormigón armado. Este tipo de conexión no es usual en las edificaciones prefabricadas de pared delgada. Sin embargo, se introdujo sólo para evaluar el comportamiento propio del panel. Se construyeron tres paneles de ferrocemento de 1 m de ancho y 2.15 m de altura, las demás características son iguales a las descritas en la sección

5.3.1. En la figura 5.10, se muestra algunos detalles del procedimiento de construcción de este sistema de conexión.



Figura 5.10. Sistema de conexión con viga de hormigón armado

Con la carga de 12.6 kN, también se estimó el diámetro y el número de orificios para anclar el panel a la viga de hormigón armado (figura 5.10a). En cada orificio se colocó una barra $\phi 3/8"$ con una longitud 0.15 m (figura 5.10b). La viga de hormigón armado se diseñó para resistir los esfuerzos de flexión, tracción y cortante que se puedan presentar bajo las condiciones de cargas dadas durante el ensayo, de modo que se asegure siempre primero el fallo del panel. La sección transversal de la viga es de 0.35 m de ancho por 0.20 m de alto y una longitud de 1.36 m. La sección de la viga es doblemente reforzada ($4 \phi 5/8"$ y $4 \phi 1/2"$) y estribos de $\phi 3/8"$ cada 0.15 m (figura 5.10c y 5.10d). El ensayo de resistencia a la compresión del hormigón para la viga, se realizó de acuerdo con la norma NTC 673 y se utilizó una prensa alemana con precisión de 0.50 kN. La resistencia promedio a compresión fue de 28 Mpa. Para impedir eventuales movimientos del sistema panel-viga, se dejaron ocho perforaciones, cuatro en cada extremo. El sistema se fijó al SER por medio de ocho pernos de acero (ver figura 5.10d). Los paneles con este tipo de conexión fueron sometidos a tres procedimientos de carga (estática, carga cíclica I y carga cíclica II).

5.4 Paredes

5.4.1 Introducción

Se construyeron y se ensamblaron tres tipos de paredes con los paneles descritos en el apartado anterior. Los ensayos se realizaron sobre paredes estructurales que representan la práctica común de la construcción de vivienda prefabricada. Para ello, se hizo un estudio de la arquitectura de cada una de las viviendas de bajo costo construidas en Colombia y se eligieron tres tipos de paredes. Los tres tipos de paredes estudiados se describen a continuación. De cada uno de los tres tipos de paredes elegidas se construyeron tres especímenes.

5.4.2 Pared Tipo I

La pared tipo I fue elaborada con tres de los paneles de la figura 5.7. Tiene 3.0 m de largo, 2.0 m de altura y 20 mm de espesor. En la figura 5.11, se muestra un esquema constructivo.

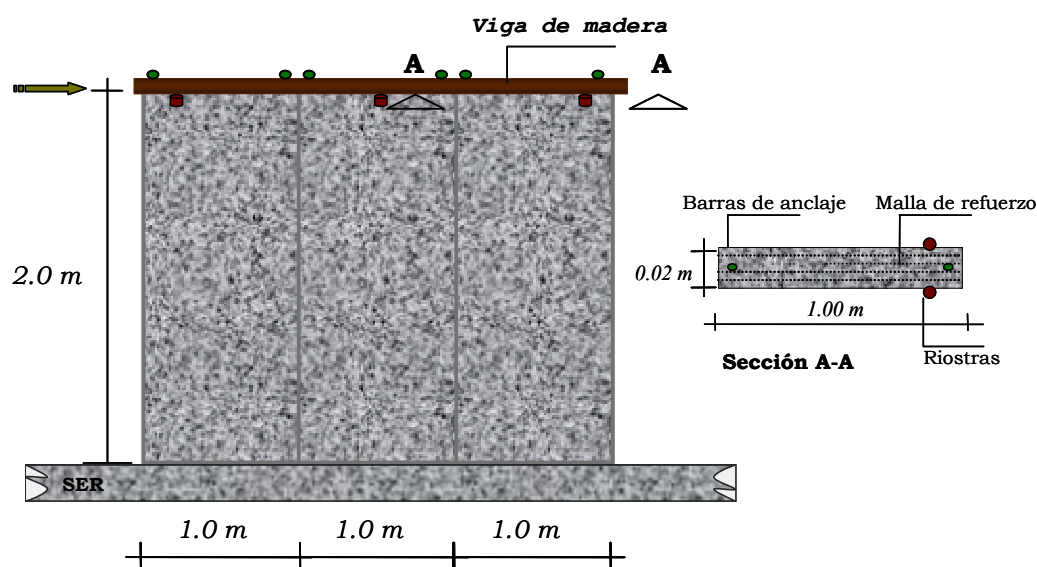


Figura 5.11. Pared tipo I de ferrocemento.

En la parte superior de cada uno de los paneles se dejaron anclados dos varillas número 4 ($\phi = 6.45$ mm) roscadas en los extremos. Estas varillas sujetan, por medio de tuercas, una viga de madera en forma de U, con el objetivo de dar continuidad a los tres paneles en la parte superior. En la parte inferior, el conjunto se ancla a la cimentación por medio de pletinas metálicas atornilladas. En la figura 5.12, se muestran algunos detalles de este primer tipo de pared.



Figura 5.12. Pared tipo I de ferrocemento

5.4.3 Pared Tipo II

Es una pared similar a la pared tipo I, la diferencia es una abertura en el centro de los tres paneles para simular las ventanas en la edificación. En la figura 5.13 se detalla el esquema de construcción.

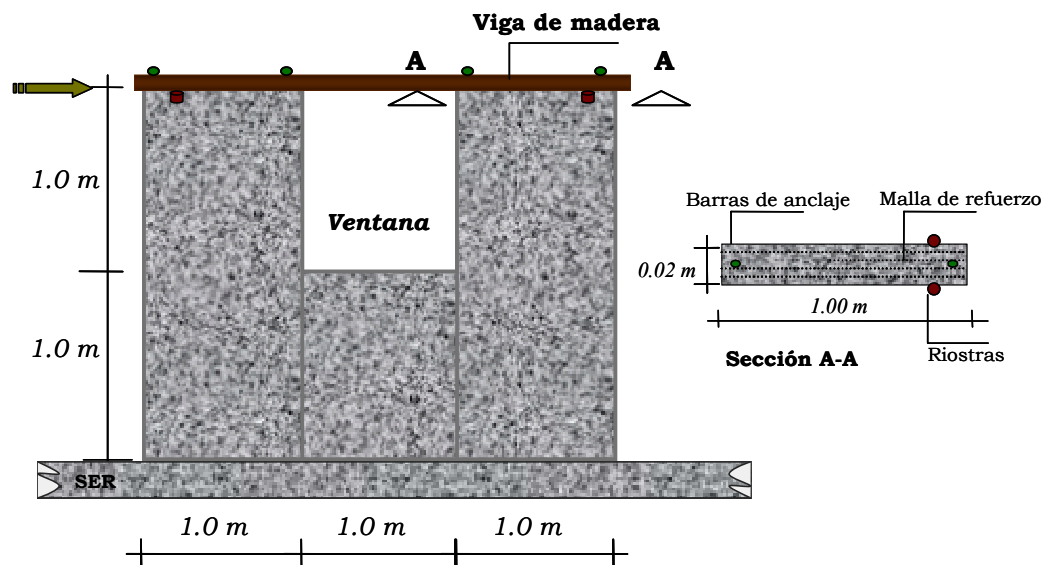


Figura 5.13. Pared tipo II de ferrocemento.

5.4.4 Pared Tipo III

Con este tipo de ensamble se representa una pared con dos aberturas. Habitualmente se deja una abertura para una ventana adosada a la puerta de acceso de la vivienda. En la figura 5.14, se muestra la pared tipo III.

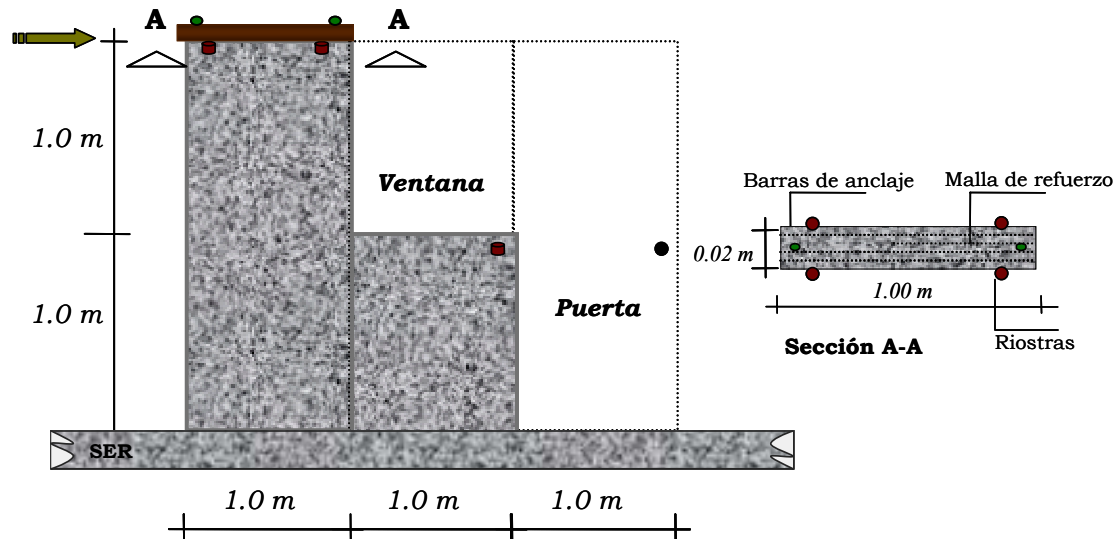


Figura 5.14. Pared tipo III en ferrocemento.

5.5 Módulos

5.5.1 Introducción

Utilizando las paredes tipo I, tipo II y tipo III, se construyeron dos módulos de una vivienda típica de bajo costo de ferrocemento. Estos módulos representan las edificaciones construidas con este material en diferentes partes del país. A continuación se describe cada uno de los módulos y el proceso constructivo.

5.5.2 Módulo I

El primer módulo construido en ferrocemento a escala real en el SER, tiene una planta cuadrada de 3.0 m de lado y una altura de 2.0 m. En la figura 5.15, se muestra el esquema en planta y la ubicación de los diferentes tipos de paredes.

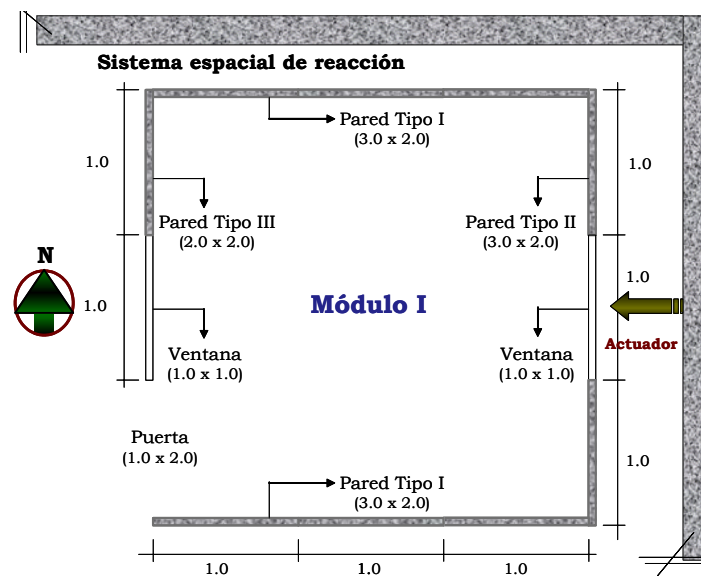


Figura 5.15. Planta módulo I

En la figura 5.16, se observa el módulo I instalado en el SER, antes de colocar la estructura de cubierta y la carga gravitacional.



Figura 5.16. Módulo I construido con paneles en ferrocemento

La estructura de cubierta fue fabricada de tal manera que representara, en lo posible, un diafragma de cubierta semirígido. La carga vertical usual en este tipo de viviendas se suministró por medio de un conjunto de sacos de arena colocados sobre el diafragma de cubierta. Se puede observar el conjunto de vigas de madera que posteriormente será atornillado a la estructura de cubierta.

5.5.3 Módulo II

El módulo II, también fue construido con paneles prefabricados de ferrocemento y a escala real en el SER. Posee una planta igual al módulo I. En la figura 5.17, se muestra el esquema en planta y la ubicación de los tipos de paredes.

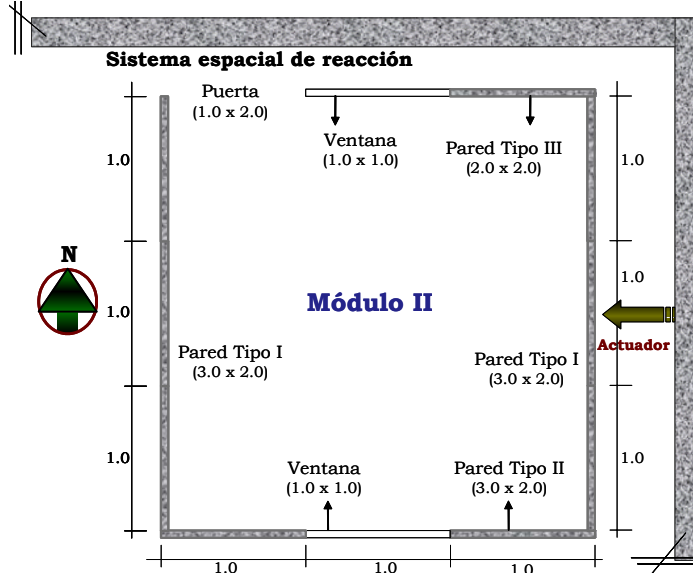


Figura 5.17. Módulo II construido con paneles en ferrocemento

En la figura 5.18, se muestra este módulo, con la estructura de cubierta y los sacos de arena para simular la carga gravitacional. Se puede observar la cubierta en madera adosada a las paredes de la vivienda por medio de las barras roscadas y tuercas.



Figura 5.18. Módulo típico de la vivienda de ferrocemento

5.6 Resumen

En este capítulo se han descrito los materiales, los paneles, las paredes y los módulos prefabricados de ferrocemento diseñados para la campaña de ensayos, de acuerdo con los objetivos propuestos de la tesis, los equipos disponibles y los materiales de la zona, es decir aquellos utilizados en la región donde se llevó a cabo la experimentación.

Para la elaboración de cada uno de los paneles prefabricados se utilizaron materiales de la región y habituales en este tipo de construcciones. Similarmente, para evaluar el comportamiento sísmico de los sistemas estructurales de ferrocemento se eligieron elementos y formas geométricas que representan la práctica común de la construcción prefabricada con este material.

Se describen también los ensayos realizados para la caracterización de los materiales constitutivos del ferrocemento, así como los resultados obtenidos. Los ensayos con paneles se describen en el capítulo 6, mientras que los ensayos con paredes y módulos completos se describen en el capítulo 7.

Ensayos con paneles

6.1 Introducción

La gran mayoría de las viviendas prefabricadas están conformadas por elementos rectangulares de pared delgada a base de cemento. En este caso paneles de ferrocemento. La campaña de ensayos se inicia investigando el comportamiento de los paneles bajo diferentes tipos de carga. En total se construyeron 28 paneles de ferrocemento. Estos elementos son prefabricados y una vez ensamblados conforman las paredes de la vivienda. Generalmente, cada panel se fija a la cimentación en su parte inferior, a la estructura de cubierta en la parte superior y ocasionalmente entre ellos. Para determinar la capacidad estructural de los paneles se utilizaron dos sistemas de conexión panel-cimentación: anclaje con pletinas de acero y viga de hormigón armado descritos en la sección 5.3.3.

En este capítulo, se describen todos los procedimientos diseñados con la finalidad de evaluar la capacidad y el comportamiento sísmico de paneles prefabricados de ferrocemento, como una alternativa para la construcción de viviendas de bajo costo. Para evaluar su comportamiento sísmico se realizaron ensayos de carga estática y cíclica en el plano y fuera de su propio plano en elementos a escala real, representativos de la práctica común en la construcción con ferrocemento.

La campaña de ensayos, fue elaborada teniendo en cuenta los objetivos propuestos en esta tesis y los equipos disponibles. El objetivo fundamental ha sido obtener la respuesta característica de los paneles prefabricados de pared delgada de ferrocemento, cuando se ven sometidos a fuerzas cortantes en el plano, bien sean estáticas o cíclicas, de forma que se obtenga información para caracterizar y modelar su comportamiento de una manera más confiable. Los ensayos se diseñaron de manera que fueran representativos de la práctica común de construcción en la vivienda con ferrocemento. En general, el ferrocemento tradicional se construye con paneles prefabricados de pared delgada. A continuación se presentan los resultados de los ensayos realizados a los paneles de ferrocemento utilizando dos tipos de anclaje.

6.2 Carga estática horizontal. Sin carga vertical

6.2.1 Descripción del ensayo: ensayo a carga estática

En todos los casos la carga fue aplicada de manera controlada mediante un actuador hidráulico con capacidad de 300 kN en el SER. En la parte superior de los paneles se colocaron varios arriostramientos de rodillo para evitar los posibles desplazamientos del panel fuera del plano, permitiendo sólo movimientos en su plano. En la figura 6.1, se muestra dos paneles antes de proceder a las pruebas de carga.

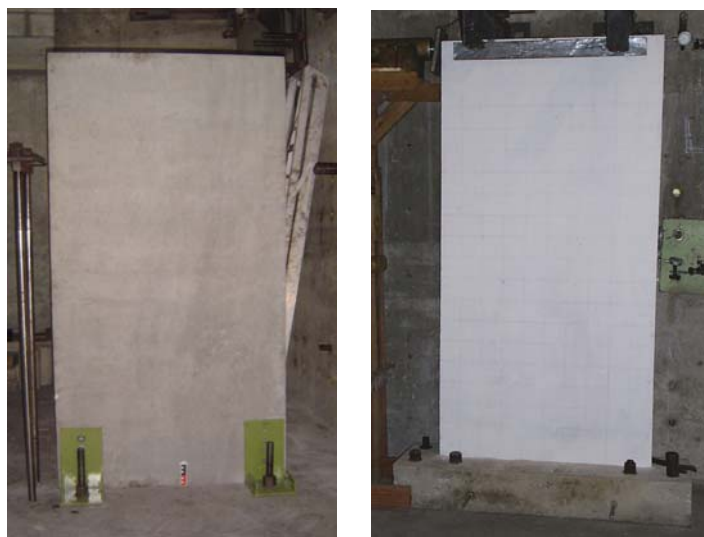


Figura 6.1. Montaje del ensayo de carga en el plano del panel.

Todos los paneles fueron sometidos a carga estática (Procedimiento A). Se construyeron tres paneles por cada sistema de conexión. Durante el ensayo el panel es sometido a una carga concentrada en su parte superior por medio de un actuador hidráulico. Los registros de desplazamiento lateral se hizo cada 0.50 kN hasta la carga última.

6.2.2 Instrumentación

Los desplazamientos horizontales inducidos por el actuador en cada panel, fueron medidos por medio de transductores mecánicos de desplazamiento con una precisión 25.4 milésimas de milímetro (1/1000"). Adicionalmente, se utilizó equipo de fotografía y video. En la figura 6.2, se muestra la ubicación de cada uno de ellos. Así, los transductores A y B miden respectivamente los desplazamientos en la parte superior y en la mitad de la altura del panel, y los transductores C y D registran los posibles levantamientos y corrimientos de la viga de cimentación. En la figura no se muestra el transductor E, ubicado detrás del panel para medir los eventuales desplazamiento fuera del plano.

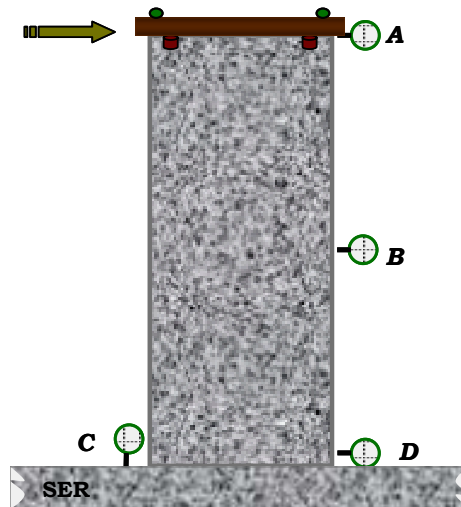


Figura 6.2. Instrumentación en paneles de ferrocemento

6.2.3 Resistencia y deformabilidad lateral

Inicialmente los paneles fueron sometidos a carga estática hasta la rotura, con el propósito de evaluar la capacidad última y comprender mejor su comportamiento bajo este tipo de carga. En la gráfica de la figura 6.3, se muestra la curva carga-desplazamiento para un panel de ferrocemento de pared delgada sometido a carga lateral puntual en el extremo superior, utilizando los dos sistemas de conexión.

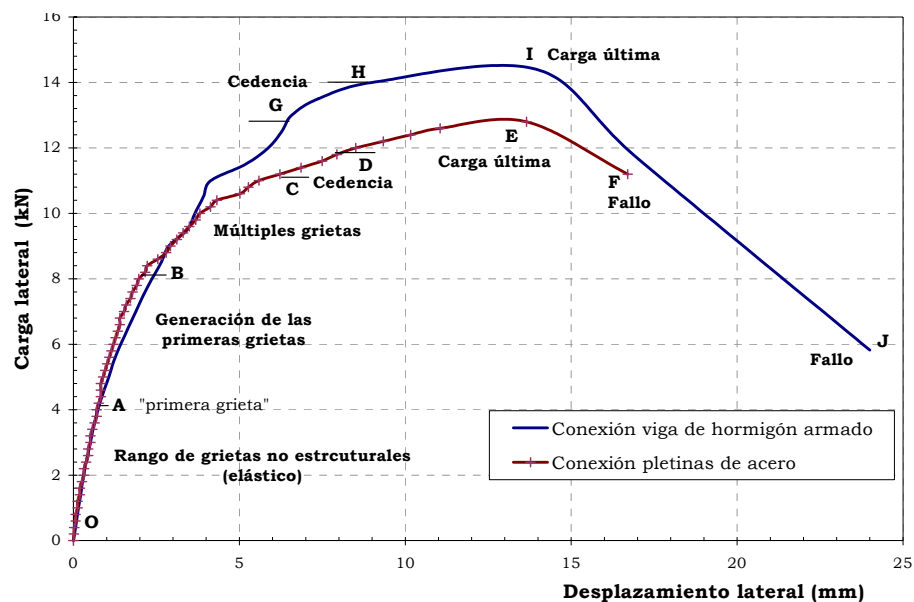
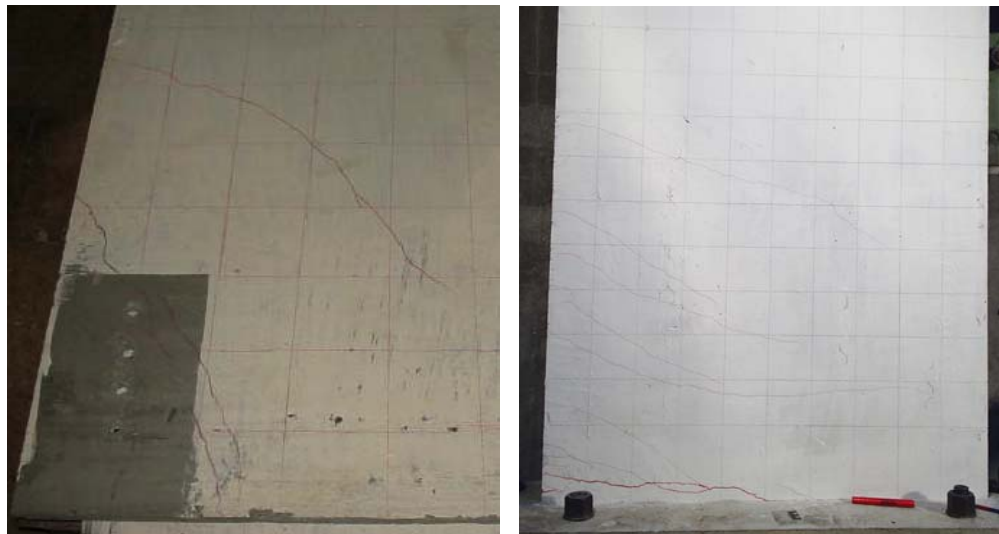


Figura 6.3. Curva carga–desplazamiento en paneles de ferrocemento

Inicialmente el comportamiento predominante es a flexión, pero se trata de un comportamiento combinado donde aparece la contribución de diferentes esfuerzos. En la figura 6.3 se han identificado algunos estados característicos del ferrocemento bajo este tipo de cargas. Hasta una carga de 4 kN (tramo OA), se observa un comportamiento elástico para ambos paneles; no aparecen grietas apreciables a simple vista o grietas no estructurales. La rigidez inicial para el panel con conexión metálica de 6.01 kN/mm ($R^2=0.9881$, donde R^2 es el coeficiente de correlación de los datos) y para el panel con conexión en hormigón reforzado de 5.79 kN/mm ($R^2=0.9867$). A partir de 4 kN aparece la primera grieta estructural (punto A) dado que para ambos paneles se pierde la linealidad de la curva carga-desplazamiento (tramo AB, hasta 8 kN). Además, se observan las primeras grietas.

En el tramo BC del panel con conexión de acero y en el tramo BG para el panel con conexión de hormigón se desarrollan múltiples grietas, se multiplican y aumentan su ancho con el aumento de la carga. La zona de cedencia de la mallas no está muy definido en ambos paneles (Tramo CD y Tramo GH respectivamente). La carga máxima para el panel con conexión de pletinas de acero fue de 12.80 kN y registró un desplazamiento máximo de 16.70 mm. Mientras que la capacidad máxima del panel con conexión en hormigón armado fue de 14.40 kN y alcanzó un desplazamiento horizontal máximo de 24.17 mm. En ambos casos la resistencia obtenida estuvo por encima de la teórica calculada (12.60 kN).

Aunque el comportamiento de los paneles prefabricados de ferrocemento bajo este tipo de carga es similar, cabe notar que ambos sistemas de conexión son diferentes y esto se evidenció en los modos y mecanismos de falla de los paneles. En la figura 6.4, se observa la aparición, propagación y tamaño de las grietas generadas durante la aplicación del procedimiento de carga A. El panel con conexión de acero (ver figura 6.4a) en todos los casos desarrolló pocas grietas pero muy definidas y por las cuales falló. En los paneles con conexión de hormigón armado (ver figura 6.4b) se generó una gran cantidad de grietas, las cuales se concentraron, se iban uniendo en la parte inferior del panel, ocasionando una gran grieta por deslizamiento de cortante; fallo muy habitual en muros con una relación ancho-altura menor que 2 o 3 cuando están sometidos a este tipo de carga [Pauly y Prestley, 1991]. En nuestro caso la relación altura-ancho del panel es 2.



(a) Conexión de acero

(b) Conexión de hormigón armado

Figura 6.4. Paneles de ferrocemento sometidos a carga horizontal

6.3 Carga estática horizontal. Con carga vertical

6.3.1 Descripción del ensayo

Ensayo a carga estática más carga vertical distribuida: La mayoría de elementos prefabricados de pared delgada que conforman las viviendas de ferrocemento están sometidos a este tipo de condición de carga. Para ello, y utilizando el sistema de conexión de acero, se construyeron tres paneles de ferrocemento, los cuales fueron sometidos a carga estática más una carga vertical distribuida de 2 kN/m en la parte superior y que representa las cargas provenientes de la estructura de cubierta.

6.3.2 Instrumentación

La instrumentación empleada fue igual a la utilizada en el anterior ensayo anterior (sección 6.2.2 y figura 6.2).

6.3.3 Resultados del ensayo

Posteriormente, se evaluó la capacidad de los paneles con la conexión de pletinas de acero a carga estática más carga vertical distribuida. Esta condición es habitual en este tipo de estructuras, debido a que los paneles transmiten la carga de la cubierta a la cimentación. Para ello, se ha colocado una carga de 2 kN/m en la parte superior. En la figura 6.5, se muestra la gráfica carga-desplazamiento lateral y se compara con la gráfica de capacidad obtenida anteriormente sin aplicación de carga vertical en paneles con conexión metálica.

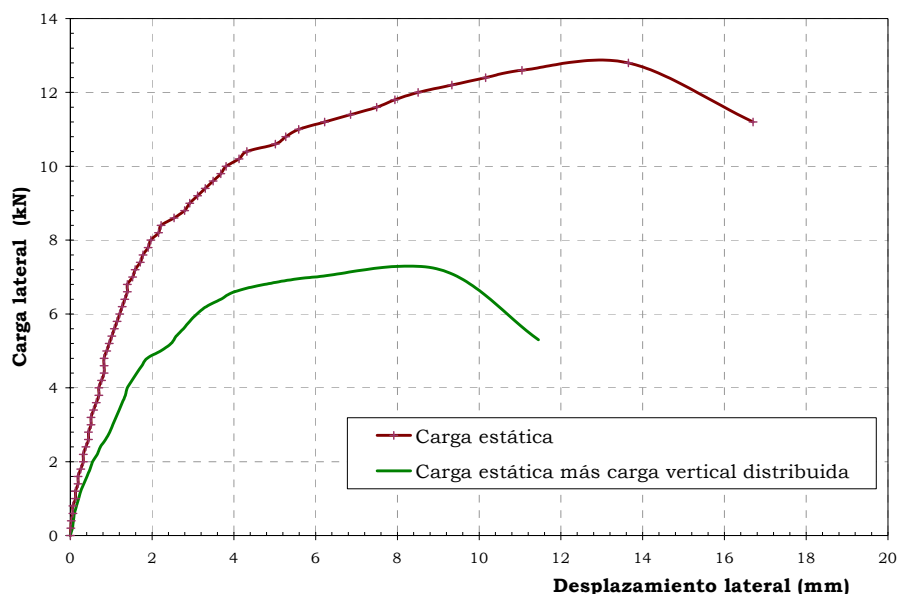


Figura 6.5. Curva carga-desplazamiento paneles con carga vertical

La rigidez inicial del panel con carga vertical distribuida fue de 5.13 kN/mm ($R^2 = 0.9827$), pero su rango elástico se disminuyó notablemente, pues mientras el panel sin carga vertical se mantiene en el rango elástico hasta una carga de 4 kN el panel con la adición de carga vertical sólo llega a una carga de 1 kN para una rigidez similar.

Aunque el comportamiento carga-desplazamiento es similar, la carga última del panel fue de 7.20 kN, es decir un 56.3% menos que la obtenida para el mismo panel pero sin carga vertical (12.80 kN). Los desplazamientos máximos también difieren en un 68.6% (16,7 mm y 11.45 mm con carga vertical distribuida). La pérdida general de aproximadamente un 60% en la capacidad estructural del panel ante este tipo de carga, obedece posiblemente a un aplastamiento del mortero en las zonas de conexión.

En las figuras 6.6, se pueden observar algunos modos característicos de fallo presentados durante los tres ensayos en las cercanías de la zona de conexión. Se presentaron fallos por cortante y aplastamiento del mortero entre orificios (figura 6.6a a 6.6d).

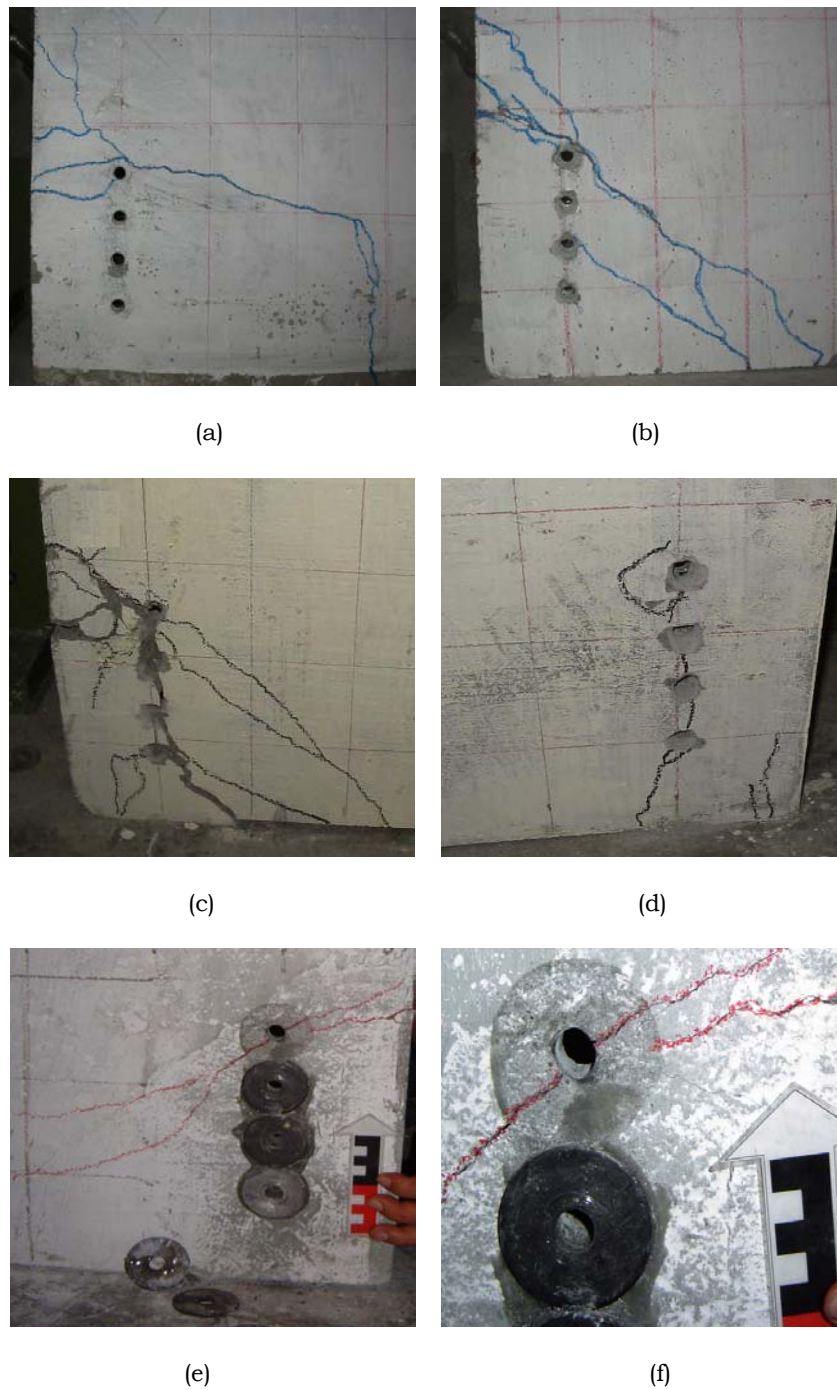


Figura 6.6. Modos de fallo en paneles con conexión metálica, sujetos a carga estática más carga vertical distribuida.

Aunque las conexiones fueron diseñadas satisfactoriamente, los daños ocurridos en el panel se produjeron cerca de las zonas de conexión. En la figura 6.6e y 6.6f, se muestra una propuesta de rehabilitación cuando se presenta este tipo de fallo.

6.4 Carga vertical

6.4.1 Descripción del ensayo

15 paneles fueron sometidos a carga vertical y se utilizó el sistema de conexión de pletinas de acero. Tres paneles se construyeron con las dimensiones descritas anteriormente y el resto de alturas variables, con el fin de investigar su resistencia, deformabilidad y relación entre capacidad-altura para atender esfuerzos provenientes del sistema de cubierta de la vivienda. La carga fue suministrada por un actuador colocado en posición vertical.

6.4.2 Instrumentación

La instrumentación empleada fue similar que para el ensayo anterior, con la diferencia que se han adicionado tres transductores mecánicos de desplazamiento a la mitad de la altura del panel para medir los desplazamientos del panel fuera de su propio plano debido a la carga vertical. Transductores E, F y G (figura 6.2).

6.4.3 Resultados

Los paneles prefabricados de ferrocemento transfieren a la cimentación todas las cargas provenientes de la cubierta, en su caso, entrepisos de la vivienda. Para evaluar su capacidad sólo a carga vertical (compresión) se ensayaron tres paneles. El procedimiento de carga utilizado fue el procedimiento A (carga estática), colocando el actuador en la parte superior del panel de forma vertical. La carga última promedio a compresión fue de 49.83 kN (es decir 49.83 kN/m) y la deflexión promedio horizontal registrada antes de la falla en la mitad de la altura y centro del panel fue de 6.68 mm. En la figura 7.6a, se muestra un panel antes y después del ensayo a carga vertical.

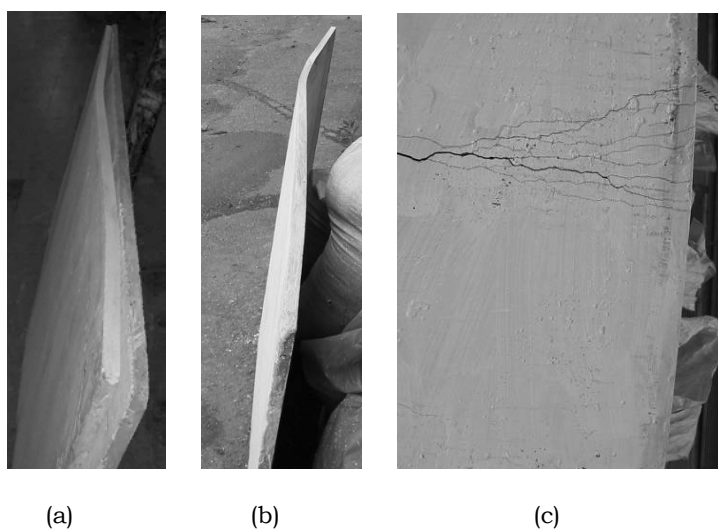


Figura 6.7. Paneles después del ensayo a carga vertical

Los paneles presentaron buena capacidad a carga vertical y un holgado desplazamiento horizontal antes de la falla (figura 6.7b). En la figura 6.7c, se observan algunos patrones de grietas en la mitad del panel. Adicionalmente, se hicieron ensayos para determinar la relación entre la capacidad a carga vertical y la altura de los paneles. Se construyeron 12 paneles de 0.50 m de ancho y altura variable. En la tabla 6.1, se presentan los resultados obtenidos de los ensayos y las alturas.

Altura del panel (ancho=0.50) (m)	Carga última			Carga última (promedio) (kN)
	Panel 1 (kN)	Panel 2 (kN)	Panel 3 (kN)	
2,0	30,5	32,0	30,0	30,8
1,5	43,5	40,5	39,5	41,2
1,0	62,0	58,5	64,0	61,5
0,5	168,6	169,5	176,4	171,5

Tabla 6.1. Carga sobre paneles

La figura 6.8, contiene todos los datos disponibles de las cargas máximas para los paneles a carga vertical. Se puede observar el comportamiento decreciente de la carga con el incremento de la altura; la gráfica que contiene los promedios presenta una tendencia adecuada con respecto a las mediciones de cada panel. Podría dársele mayor sofisticación a este ensayo, haciendo la conversión no a través de una línea recta sino a través de la curva de esbeltez que mejor describa el comportamiento; los valores resultarían equivalentes, sabiendo que habría que hacer una aproximación adicional porque las curvas de esbeltez muestran el esfuerzo crítico (o límite de estabilidad) y los ensayos que se tienen son de esfuerzo máximo.

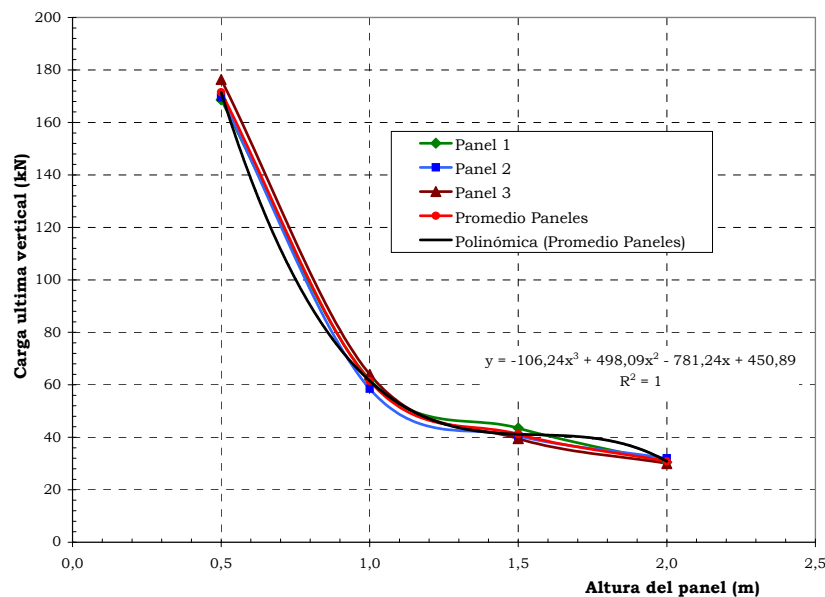


Figura 6.8. Curva carga última vertical-desplazamiento

En la figura 6.9, se muestran algunos detalles de los paneles después del ensayo a carga vertical. En los paneles de mayor altura (2.0 y 1.5 m) la falla ocurre por pandeo (ver figura 6.9a y 6.9b) y en los paneles con alturas menores (1.0 y 0.5 m), por fluencia o aplastamiento, no se presenta flexión (ver figura 6.9c).



a) Fallo en paneles de altura mayor



b) Modos de fallo en paneles de altura mayor (escala en cm)



c) Modos de fallo en paneles de altura menor

Figura 6.9. Algunos modos de fallo en paneles sometidos a carga vertical.

6.5 Deformación y resistencia fuera del plano

6.5.1 Descripción

Ensayo fuera del plano: La acción de los terremotos puede ocasionar en los paneles de las viviendas efectos fuera del plano. Las configuraciones arquitectónicas mal concebidas pueden generar rotaciones significativas en este tipo de viviendas. Además, es probable que muchos de los paneles que conforman la estructura trabajen fuera del plano durante la sacudida sísmica. En la figura 6.10, se muestran algunos detalles del ensayo.



a) Paredes en madera para la contención del agua b) Panel antes de ser cargado e instrumentación

Figura 6.10. Ensayo fuera del plano en paneles de ferrocemento

El panel está empotrado en uno de sus extremos a las paredes del SER, por medio del sistema de conexión de platinas de acero en su otro extremo está apoyado en un entramado con iguales características y especificaciones de la estructura de cubierta en madera de la vivienda de ferrocemento. Alrededor y encima del panel se han construido paredes con elementos de madera (figura 6.10a). La tela plástica es el nicho de agua que genera la presión uniforme sobre el panel.

6.5.2 Instrumentación

El panel fue instrumentado con diez transductores mecánicos de desplazamiento; seis en ambos apoyos, tres en el centro del elemento y uno horizontal para posibles movimientos laterales en el extremo de los apoyos de madera (figura 6.10b).

6.5.3 Resultados

Los paneles fueron ensayados para evaluar su desempeño bajo cargas ocasionales fuera del plano, como sismo y viento. La figura 6.11, muestra la grafica carga-deflexión para un panel prefabricado de ferrocemento sometido

a carga fuera de su propio plano. El comportamiento general exhibido fue casi elastoplástico, exhibe buena ductilidad y los niveles de esfuerzo se mantienen constantes hasta la falla.

La rigidez inicial (tramo OA) es de 0.095 kN/mm ($R^2=0.9842$). En el punto A se pierde la linealidad y aparece la “primera grieta”. El tramo AB, es casi horizontal. El panel es descargado (tramo BC) y queda con una deformación permanente de 18.60 mm. La rigidez en descarga fue de 0.098 kN/mm ($R^2=0.9865$), similar a la inicial. Al inicio del segundo semiciclo (tramo CD), la rigidez es de 0.090 kN/mm ($R^2=0.9962$). En el tramo DE, las grietas se multiplican, se alargan y aumentan de ancho con el incremento de la carga. El panel se vuelve a descargar y queda con una deformación permanente mayor (30.19 mm). La rigidez en descarga para el segundo semiciclo (tramo EF) fue de 0.06 kN/mm ($R^2=0.9860$).

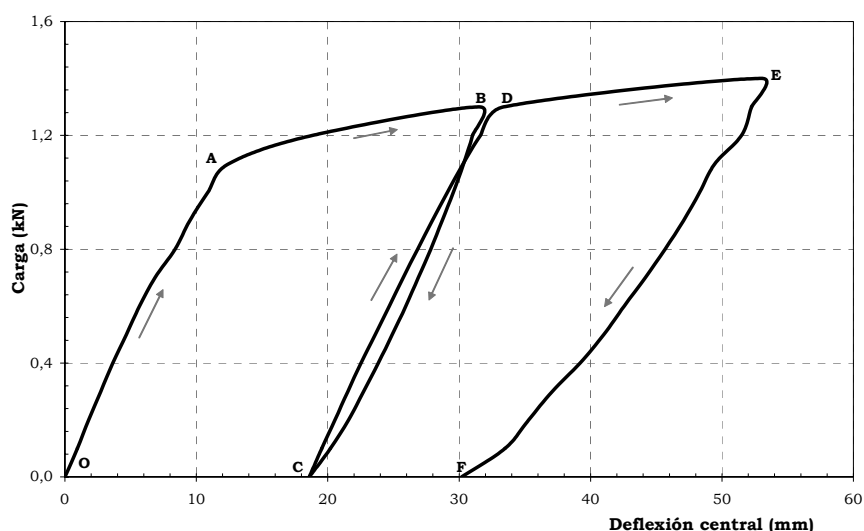


Figura 6.11. Semiciclos de histéresis para paneles fuera del plano

Las propiedades de la rigidez inicial, fuera del plano, en cada semiciclo y después de la “primera grieta” no fueron predominantes. En los dos primeros semiciclos la rigidez inicial se mantiene constante y las pérdidas son muy pequeñas, pero una vez comienza la zona de cendencia, la rigidez baja. Calculando la rigidez desde origen hasta el desplazamiento máximo en cada semiciclo, se puede evaluar la degradación de rigidez por semiciclo. En la tabla 6.2, se presentan los resultados de la deflexión máxima, la rigidez inicial, la pérdida de la misma con el aumento del desplazamiento y la energía de entrada y la energía disipada.

semiciclo	Deflexión máxima (mm)	Relación Defl _{max} /L (mm/mm)	Rigidez k _i (kN/mm)	k _i /k _e	Pérdida de rigidez (%)	E _{inp} (kN mm)	E _{disp} (kN mm)	E _{disp} /E _{inp}
Inicial	5,68	0,0028	0,11	1,00				
1	31,54	0,0158	0,04	0,38	62,11	30,78	23,64	0,77
2	34,44	0,0172	0,04	0,38	70,62	36,93	23,54	0,64

Tabla 6.2. Pérdida de rigidez y energía disipada en paneles cargados fuera del plano

En el primer ciclo aproximadamente, el panel registró una pérdida de rigidez del 62% respecto a la rigidez inicial. Para el segundo semiciclo un 71%. Adicionalmente, se evaluó la energía de entrada y la energía disipada. En el primer semiciclo disipó el 77% y en el segundo el 64%. En la figura 6.12, se muestra la pérdida de rigidez y la disipación de la energía respecto a la deflexión central del panel.

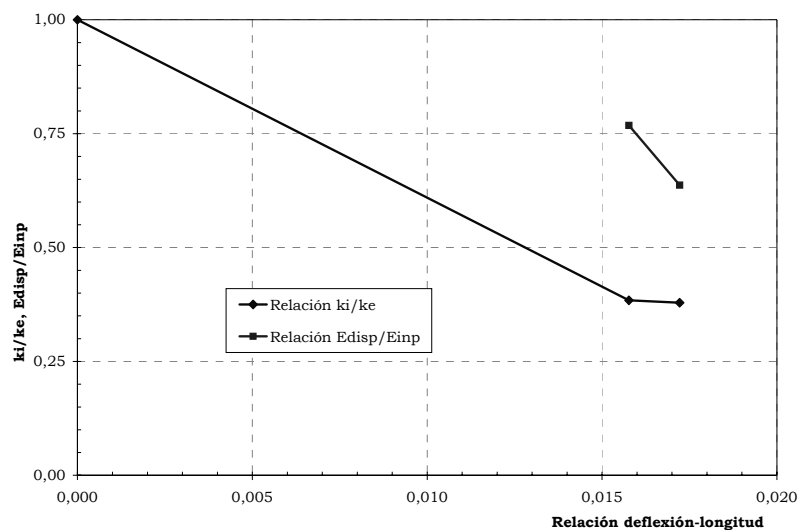


Figura 6.12. Pérdida de rigidez y energía disipada en paneles cargados fuera de su propio plano

La carga última fue de 1.40 kN, lo que equivale a una presión uniforme de 7×10^{-4} Mpa. El panel no se llevó hasta la falla por las condiciones de la prueba, pero para el segundo semiciclo ya presentaba múltiples grietas. El ancho promedio de grieta fue de 3 mm. La deflexión central máxima alcanzada para este nivel de carga fue 53.03 mm, muy superior a lo casos de carga analizados anteriormente. La figura 6.13, muestra algunos detalles del panel después de los dos semiciclos de carga. Las grietas generadas tanto en los apoyos como en su centro, son principalmente transversales.



Figura 6.13. Modos de fallo en paneles de ferrocemento sometidos a carga fuera de su propio

La figura 6.14 y modo de síntesis general de los ensayos hechos, se muestra el comportamiento de los paneles prefabricados de ferrocemento con conexión de pletinas de acero, bajo diferentes tipos de carga (estática, estática más vertical distribuida, compresión y fuera del plano). La capacidad de los paneles en su propio plano es muy superior a la capacidad fuera del plano. Como se verá más adelante el comportamiento de las paredes de ferrocemento con aberturas está gobernado por eventos fuera del plano.

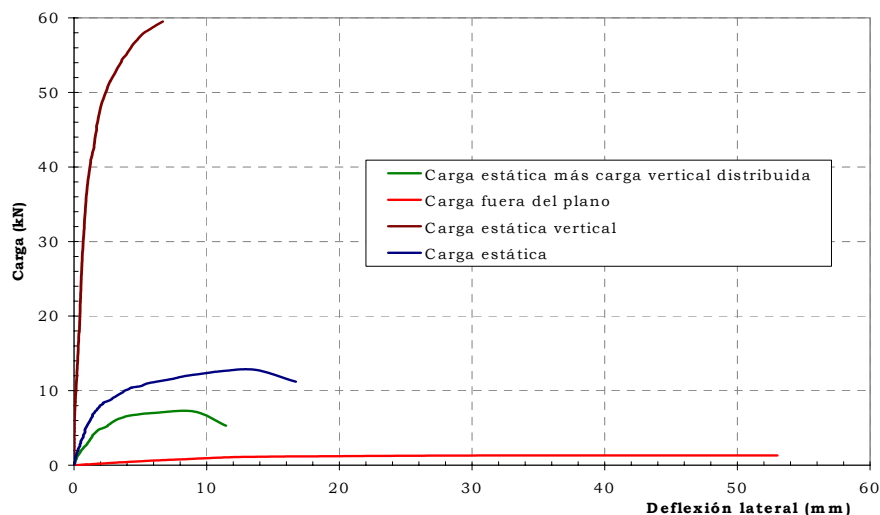


Figura 6.14. Capacidad del panel a diferentes acciones

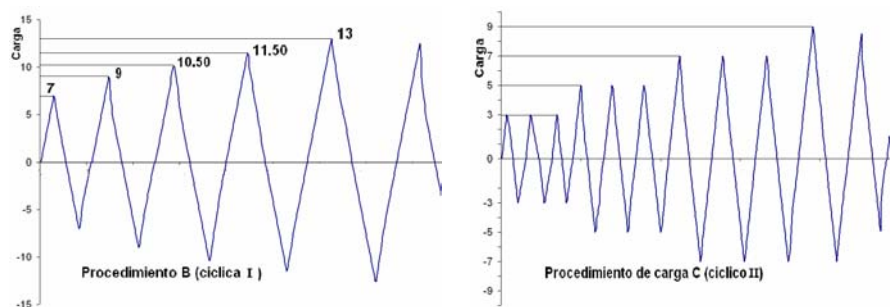
Del ensayo se puede apreciar la ductilidad de los paneles fuera de su propio plano y a la vez la fragilidad para generar múltiples grietas en el centro y en los apoyos.

6.6 Carga cíclica

6.6.1 Descripción del ensayo

Se construyeron seis paneles y se sometieron a dos tipos de ensayos de carga cíclica con registros de desplazamientos cada 0.05 kN:

- Procedimiento B (carga cíclica I, figura 6.15a): la carga lateral se incrementa gradualmente en cada ciclo de la histéresis. Se hizo en ambos sistemas de conexión (tres con conexión de acero y dos con conexión de hormigón).
- Procedimiento C (carga cíclica II, figura 6.15b): La carga lateral se incrementa gradualmente en cuatro ciclos diferentes, repitiéndose tres veces en cada uno de los ciclos. Este procedimiento sólo se hizo en paneles con la conexión de hormigón armado.



a) Procedimiento B, carga Cíclica I

b) Procedimiento C, carga Cíclica II

Figura 6.15. Esquema de los procedimientos de carga cíclica de explicación en el texto

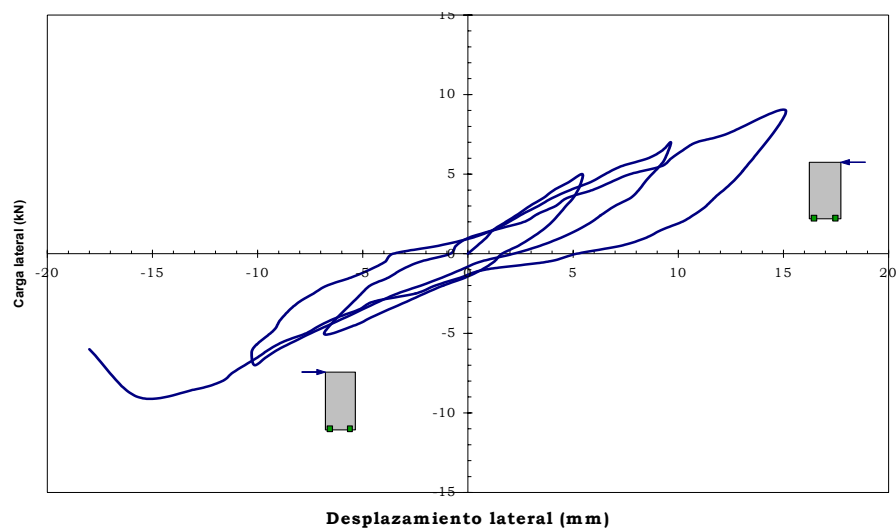
6.6.2 Instrumentación

La instrumentación utilizada fue similar a la empleada en la sección 6.2.2 (figura 6.2). En este caso (carga cíclica), la distribución de los de los transductores mecánicos de desplazamiento corresponde al lado opuesto del punto de aplicación de la carga lateral.

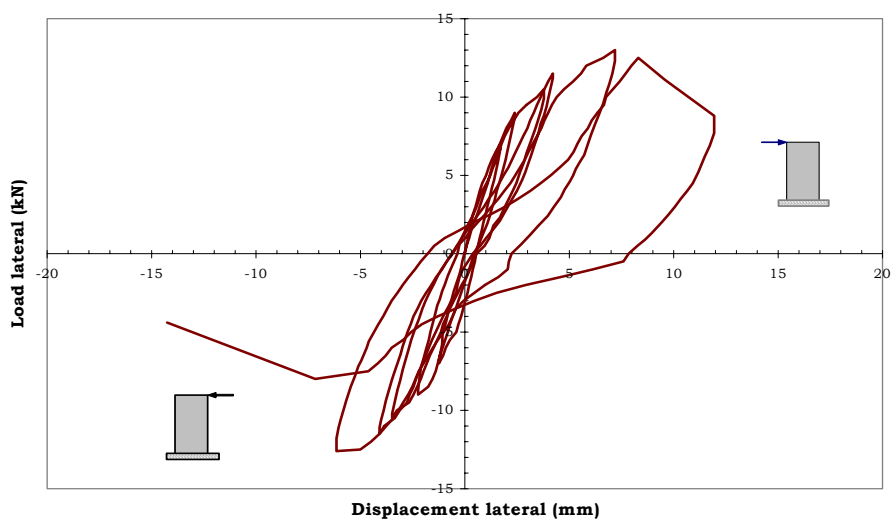
6.6.3 Resultados

Para evaluar el comportamiento de los paneles de ferrocemento bajo acciones repetidas se eligieron dos procedimientos de carga cíclica. En la figura 6.16, se muestra la curva carga-desplazamiento para un panel de ferrocemento sometido a carga cíclica I (procedimiento B). La figura 6.16a, muestra los

lazos de histéresis para el panel con conexión de acero y en la figura 6.16b, se muestra el comportamiento histerético de otro panel con conexión en hormigón armado.



(a)



(b)

Figura 6.16. Curvas de histéresis en paneles. (a) Conexión con pletinas de acero y (b) conexión con viga de hormigón armado.

En la figura 6.17, se muestra la curva carga-desplazamiento para un panel de ferrocemento sometido al procedimiento de carga C (cíclica II), en la parte superior del mismo (deformímetro A).

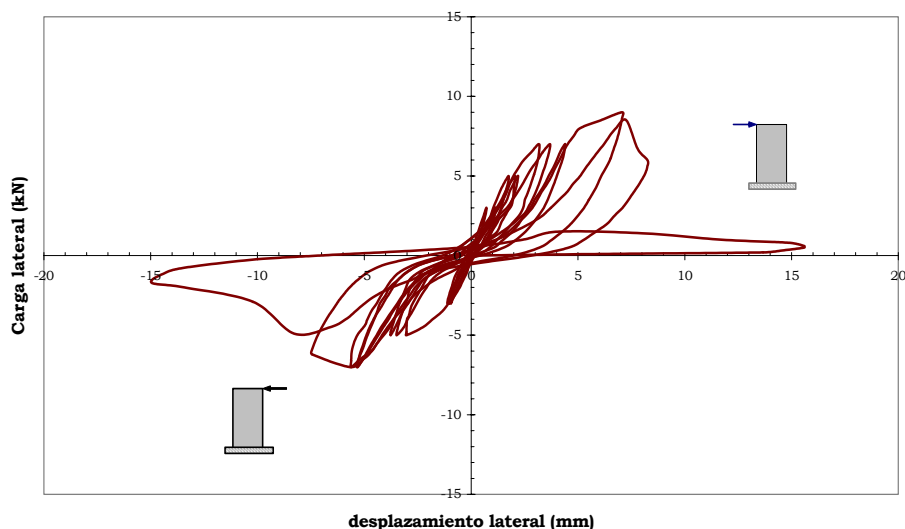


Figura 6.17. Curva carga-desplazamiento. Carga cíclica C.

En el caso de la conexión con pletinas de acero la capacidad de resistir las cargas cíclicas fue inferior al exhibido por los paneles con conexión de hormigón armado. En este panel la falla se produjo antes de terminar el tercer ciclo, registrando una carga última de 9.0 kN y un desplazamiento máximo de 15,7 mm.

Para el panel con conexión de hormigón, sometido a carga cíclica I, la carga máxima fue de 13 kN por encima de la calculada teóricamente (12.60 kN) y se registró en el quinto ciclo. El desplazamiento máximo fue de 8.31 mm. La falla ocurrió antes de terminar el sexto ciclo.

El panel sometido a la carga cíclica II, soporta una carga máxima de 9 kN en el ciclo 10 y comienza a perder resistencia a partir del onceavo ciclo. El desplazamiento máximo en este ciclo fue de 7.26 mm.

Los ensayos de carga cíclica mostraron la sensibilidad que tienen los elementos de ferrocemento a este tipo de carga. Sin embargo, el panel con la conexión de acero presentó el desempeño más bajo. Independientemente, del tipo de conexión y del procedimiento de carga los paneles exhibieron una degradación de rigidez y energía histerética generalizada, como se muestra a continuación:

6.7 Análisis del comportamiento cíclico

6.7.1 Degradación de resistencia y rigidez

En la tabla 6.3, se presenta la pérdida o degradación de rigidez y los desplazamientos máximos horizontales obtenidos en los ensayos de carga cíclica I. En todos los casos la rigidez se ha tomado como la rigidez secante en cada uno de los lazos de la histéresis. La rigidez inicial en los panel con conexión de pletinas de acero fue de 1.06 kN/mm ($R^2=0.9887$). A partir de

3.0 kN y un desplazamiento de 2.95 mm, se pierde la linealidad de la curva carga-desplazamiento del primer lazo de histéresis. En el panel con conexión de viga de hormigón, la linealidad de la curva carga-desplazamiento se pierde también, a partir de 3 kN y un desplazamiento horizontal de 0.51 mm. La rigidez inicial, en este caso, fue de 6.27 kN/mm ($R^2=0.9912$). Ésta rigidez es casi 6 veces la rigidez para el panel con conexión de pletinas de acero.

Panel conexión con pletinas de acero						Panel conexión con viga de hormigón armado					
Carga ciclo	d máx. ciclo	Deriva de piso	Rigidez ki	ki/ke	Pérdida de rigidez	Carga ciclo	d máx. ciclo	d máx / h del muro	Rigidez ki	ki/ke	Pérdida de rigidez
(kN)	(mm)	(mm/mm)	(kN/mm)		(%)	(kN)	(mm)	(mm/mm)	(kN/mm)		(%)
3,0	2,95	0,0015	1,06	1,00		3,0	0,51	0,0003	6,27	1,00	
5,0	5,94	0,0030	0,84	0,84	20,69	7,0	1,02	0,0005	4,92	0,79	21,49
7,0	9,65	0,0048	0,67	0,67	37,11	9,0	2,39	0,0012	3,73	0,60	40,50
9,0	15,1	0,0076	0,50	0,48	52,88	10,5	3,78	0,0019	2,54	0,40	59,54
						11,5	5,22	0,0026	1,97	0,31	68,65
						13,0	7,19	0,0036	1,67	0,27	73,32
						12,5	8,31	0,0042	1,24	0,20	80,22

Tabla 6.3. Rigidez en paneles bajo a carga cíclica I y diferentes tipos de conexión.

Mientras el panel cimentado en la viga de hormigón armado pierde toda su rigidez resistiendo carga y descarga durante todos los ciclos (80.22%), el panel con la conexión de acero sólo pierde el 52%, pero resiste muy poca carga cíclica.

En la tabla 6.4, se muestran los mismos resultados para el panel conectado a la viga de hormigón armado, pero esta vez sometido al a carga cíclica II. La rigidez inicial fue de 4.32 kN/mm, la cual difiere del anterior (6.27 kN/mm). Aunque el procedimiento de carga es diferente, el comportamiento con respecto a la degradación de rigidez es similar al ensayo anterior (79,01%).

Panel conexión con viga de hormigón armado (cíclica II)						
Ciclo	Carga ciclo	d máx. ciclo	d máx / h del muro	Rigidez ki	ki/ke	Pérdida de rigidez
	(kN)	(mm)	(mm/mm)	(kN/mm)		(%)
inicial		0,71	0,0004	4,32	1,00	
1	3,0	0,71	0,0004	4,22	0,98	2,38
2	3,0	1,12	0,0006	2,41	0,56	44,22
3	3,0	1,12	0,0006	2,32	0,54	46,41
4	5,0	1,75	0,0009	2,52	0,58	41,60
5	5,0	2,06	0,0010	1,71	0,40	60,39
6	5,0	2,18	0,0011	1,92	0,45	55,45
7	7,0	3,18	0,0016	1,85	0,43	57,20
8	7,0	3,68	0,0018	1,39	0,32	67,79
9	7,0	4,39	0,0022	1,32	0,31	69,48
10	9,0	7,06	0,0035	1,13	0,26	73,88
11	8,5	7,26	0,0036	0,91	0,21	79,01

Tabla 6.4. Rigidez en paneles bajo a carga cíclica II.

En la figura 6.18, se muestra la curva de las relaciones de la rigidez con respecto a la relación de los desplazamientos máximos con la altura del elemento.

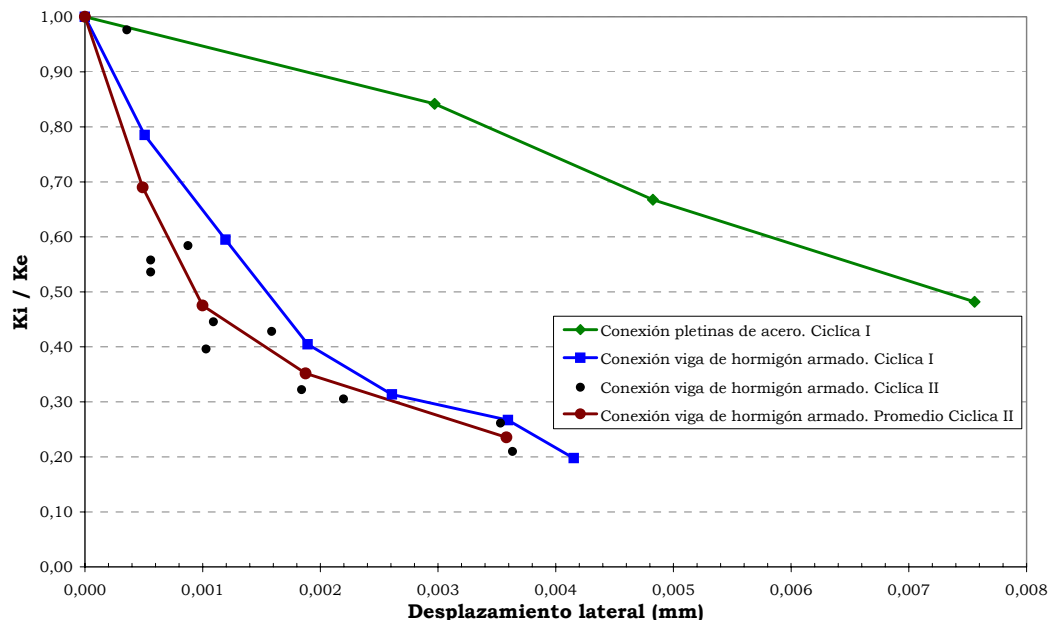


Figura 6.18. Degradación de rigidez en paneles de ferrocemento con diferentes tipos de conexión.

El panel con conexión de pletinas de acero muestra un mayor desplazamiento y un 30% menos de deterioro de la rigidez con relación a los otros dos paneles. Este comportamiento es de esperar dado el tipo de anclaje. El comportamiento de los paneles con conexión de hormigón, bajo carga cíclica I y II, está caracterizado por un continuo y mayor deterioro de la rigidez en cada uno de los ciclos. El tipo de conexión a la cimentación lo obliga a atender todos los esfuerzos generados por la carga cíclica horizontal. La resistencia a carga lateral se mantiene creciente hasta la falla, el valor de la carga última por lo general se mantiene cerca de lo proyectado en los cálculos (12.60 kN). En general, las conexiones metálicas son las más utilizadas o convenientes en la construcción de viviendas prefabricadas de pared delgada de ferrocemento en zonas de actividad sísmica.

6.7.2 Disipación de energía

En la tabla 6.5, se muestran los resultados para el panel con conexión de acero y sometida al procedimiento de carga B (cíclica I) y en la tabla 6.6, para los paneles con conexión de hormigón armado y sometidos a los procedimientos de carga B y C (cíclica II), respectivamente.

Panel conexión con pletinas de acero					
Carga ciclo (kN)	d _{máx} ciclo (mm)	d _{máx} / h del panel (mm/mm)	E _{inp} (kN mm)	E _{disp} (kN mm)	E _{disp} /E _{inp}
5,0	5,94	0,0030	38,59	21,04	0,55
7,0	9,65	0,0048	75,66	39,53	0,52
9,0	15,12	0,0076	161,91	133,32	0,82

Tabla 6.5. Energía histerética disipada en paneles de ferrocemento.

Carga cíclica Tipo I						Carga cíclica Tipo II			
Carga ciclo	d _{máx} ciclo	d _{máx} / h del panel	E _{inp}	E _{disp}	E _{disp} /E _{inp}	Carga ciclo	d _{máx} prom ciclo	d _{máx} / h del panel	E _{disp} /E _{inp} (promedio)
	(mm)	(mm/mm)	(kN mm)	(kN mm)			(mm)	(mm/mm)	
7,0	1,02	0,0005	14,60	7,00	0,48	3,0	0,98	0,0005	0,39
9,0	2,39	0,0012	25,57	10,72	0,42	5,0	2,00	0,0010	0,59
10,5	3,78	0,0019	49,07	24,16	0,49	7,0	3,75	0,0019	0,43
11,5	5,22	0,0026	64,89	22,93	0,35	9,0	7,16	0,0036	0,69
13,0	7,19	0,0036	114,00	70,93	0,62				

Tabla 6.6. Energía histerética disipada en paneles con conexión de hormigón armado.

La figura 6.19, muestra la relación de la energía disipada versus energía de entrada. Todos los paneles exhibieron pérdida de energía. El panel con conexión de acero presentó una mayor disipación respecto a los otros paneles, al igual que mayores desplazamientos. En el caso de eventos sísmicos parece ser que las pletinas de acero permiten una mayor disipación de la energía en este tipo de viviendas prefabricadas.

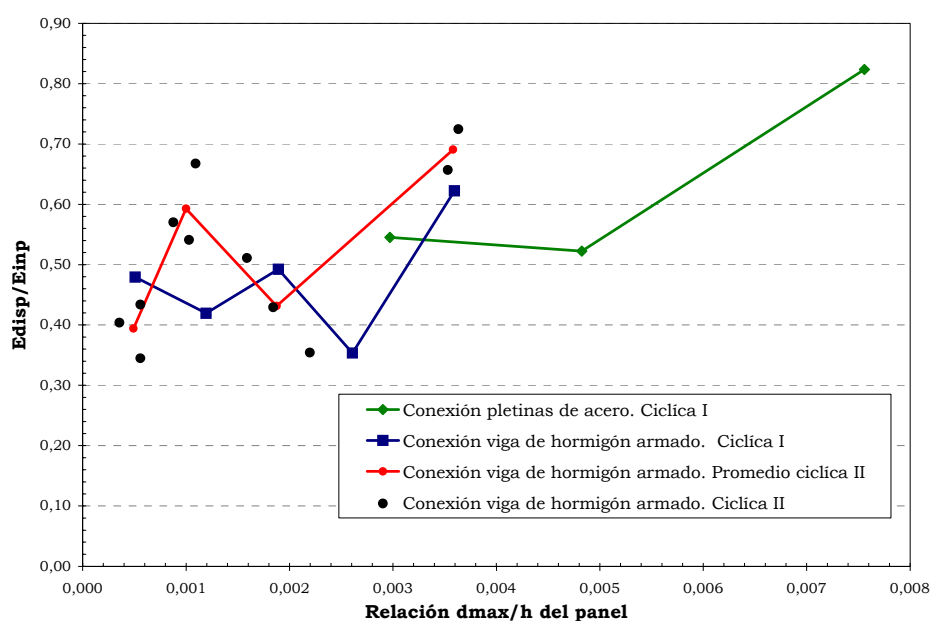


Figura 6.19. Relación de energías en paneles con diferentes tipos de conexión.

6.7.3 Propagación del daño y mecanismos de fallo

Los paneles con una relación altura-longitud menor que 2 o 3, tienen una amplia aplicación para resistir fuerzas sísmicas en viviendas de baja altura. La principal fuente de disipación de energía de un muro en voladizo cargado lateralmente debe ser la cedencia del refuerzo a flexión en las zonas de formación de las rotulas plásticas. Generalmente, estas zonas están localizadas en la base del muro [Paulay y Priestley, 1991]. La figura 6.20, muestra algunos detalles de cada uno de los paneles después de ser sometidos a los procedimientos carga cíclica.

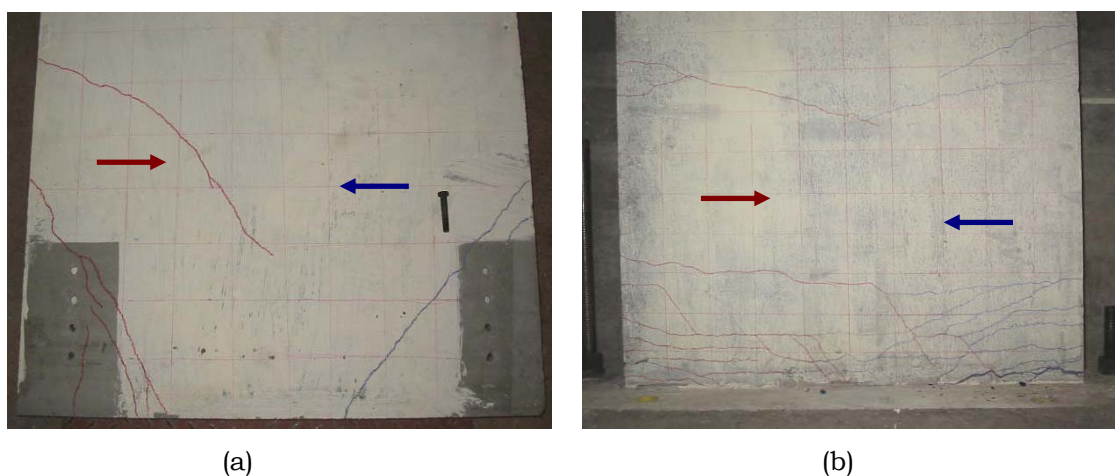


Figura 6.20. Paneles bajo carga cíclica. (a) Anclaje metálico, (b) Viga en hormigón.

En la figura 6.20a, se muestra un panel de ferrocemento con pletinas de acero sometido a carga cíclica I. De acuerdo con la distribución de grietas observadas podría decirse que la falla predominante es a flexión; no se generan múltiples grietas a simple vista y las que se pueden ver ocasionan el fallo. Esto confirma el comportamiento histerético estudiado anteriormente, donde los paneles con este tipo de conexión mostraron una adecuada capacidad de disipación de energía y baja degradación de rigidez.

La figura 6.20b, muestra un panel con conexión de hormigón armado después de ser sometido carga cíclica. La distribución de grietas sugiere una falla predominante de deslizamiento por cortante (*“phenomenon of sliding shear”*), habitual en muros con una relación altura-longitud menor que 2 o 3 [Paulay y Priestley, 1991]. Inicialmente, el comportamiento es a flexión y la mayor parte de la fuerza cortante en la base del panel es transmitida por flexión a la zona de compresión. Las grietas también se forman en la zona a compresión una vez la carga es en sentido contrario. El incremento de la acción cíclica lleva a la cedencia de las mallas. Se generan múltiples grietas y aumenta el ancho y longitud de las mismas en la base del panel. Los desplazamientos por deslizamiento de cortante (*“sliding shear”*), generan una notable degradación de la rigidez (ver figura 6.18), particularmente para intensidades bajas de carga al inicio de los primeros desplazamientos (ver

tabla 6.4), más del 40%. Como consecuencia se reduce la capacidad para disipar energía (ver figura 6.19). Adicionalmente, las zonas de compresión y flexión ya agrietadas transmiten de manera desigual las cargas, lo que genera una pérdida de resistencia y reducción en la capacidad final del elemento.

Los resultados muestran la sensibilidad de los elementos prefabricados de ferrocemento a este tipo de cargas. Adicionalmente, la capacidad y el elevado desempeño ante cargas reversibles, lo que aventaja este tipo de viviendas en el caso de un evento sísmico.

6.8 Discusión y resumen

Este capítulo se ha dedicado a la descripción y análisis de los ensayos realizados para la caracterización sísmica de los paneles de ferrocemento, como elementos constituyentes de paredes y módulos. Para cada caso, se describen las características del ensayo y la instrumentación utilizada, así como los resultados obtenidos. Estos paneles, que han sido descritos en detalle en el capítulo 5, se han sometido a carga estática horizontal, a carga vertical y se ha analizado su capacidad de deformación y resistencia. También han sido sometidos a carga cíclica en su plano y fuera de él, efectuándose un análisis de su comportamiento cíclico, en particular, de la degradación de su resistencia y rigidez, de su capacidad de disipación de energía y los mecanismos de propagación del daño. Los resultados obtenidos apuntan hacia un buen comportamiento sísmico de estos componentes elementales de las estructuras de ferrocemento.

Ensayos con paredes y módulos

7.1 Introducción

En este capítulo, se describen todos los procedimientos diseñados con la finalidad de evaluar la capacidad y el comportamiento sísmico de paredes y casas de ferrocemento como una alternativa para la construcción de viviendas de bajo costo. Para evaluar su comportamiento sísmico se realizaron ensayos de carga estática y cíclica en el plano de las paredes y sistemas estructurales a escala real, representativos de la práctica común en la construcción con ferrocemento.

Aunque el ferrocemento se puede describir como un material homogéneo, en realidad el ferrocemento fabricado a partir de fibras dispersas, mallas de metal expandido o malla hexagonal tejida, ha mostrado características anisotrópicas en sus propiedades mecánicas a flexión, tracción, compresión y cortante. Consecuentemente, no es perfectamente elástico, aunque sí generosamente dúctil, con gran capacidad de disipación de energía y leve deterioro de su resistencia.

A continuación se presentan los resultados de los ensayos hechos sobre paredes y viviendas de ferrocemento. Inicialmente se presentan los resultados sobre el comportamiento, la resistencia y deformabilidad de las paredes ensambladas de ferrocemento. Posteriormente, se ha estudiado la influencia de las cargas estáticas y cíclicas laterales sobre la resistencia a cortante y la ductilidad en el plano y fuera del plano de los módulos de ferrocemento. La deformación lateral y los procesos de formación y distribución de grietas observados durante los ensayos indican la sensibilidad de las paredes y los sistemas estructurales de ferrocemento a este tipo de cargas. Además, se muestra el deterioro, los posibles mecanismos y modos de fallo de las viviendas prefabricadas de ferrocemento.

7.2 Paredes

7.2.1 Descripción del ensayo

Todas las paredes fueron sometidas a carga estática y llevadas hasta el fallo para determinar la capacidad última y estudiar su comportamiento, propagación del daño y mecanismos de rotura.

7.2.2 Instrumentación

Todos los desplazamientos de las paredes fueron registrados por medio de transductores mecánicos de desplazamiento con una precisión 25.4 milésimas de milímetro (1/1000”), según el tipo de pared. Adicionalmente se utilizó equipo de fotografía y video. En la figura 7.1, se muestra la ubicación de cada uno de los transductores. Los transductores A, C, D y F miden los desplazamientos en la parte superior y en la mitad de la altura, respectivamente. El transductor B mide los posibles levantamientos verticales y el E los horizontales. En el esquema no se muestra el transductor G, utilizado para confirmar que el muro no se mueve fuera de su propio plano.

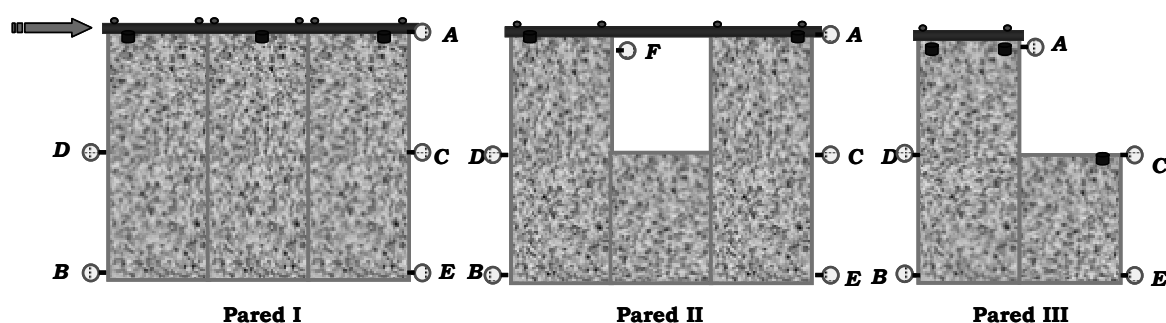


Figura 7.1. Ubicación de transductores mecánicos en paredes

7.2.3 Deformabilidad y resistencia

Las paredes fueron cimentadas al SER por medio de las pletinas de acero (ver figura 5.9). Posteriormente, fueron sometidas a carga estática. Los resultados registrados en el ensayo de la carga última promedio y los desplazamientos máximos laterales se presentan en la tabla 7.1, para los tres tipos de paredes.

Tipo de pared	Carga máxima lateral (kN)	Desplazamiento máximo lateral (mm)
I	30.00	12.60
II	22.50	12.92
III	12.50	12.05

Tabla 7.1. Carga y deformaciones máximas según el tipo de pared

Puede observarse que todas las paredes exhibieron desplazamientos laterales similares. Por otro lado, se encontró que la resistencia de las paredes aumenta proporcionalmente con el número de paneles por cada pared y disminuye cuando se incorporan aberturas en los paneles. En la figura 7.2, se presenta la curva carga-desplazamiento para las paredes tipo I, II y III, respectivamente.

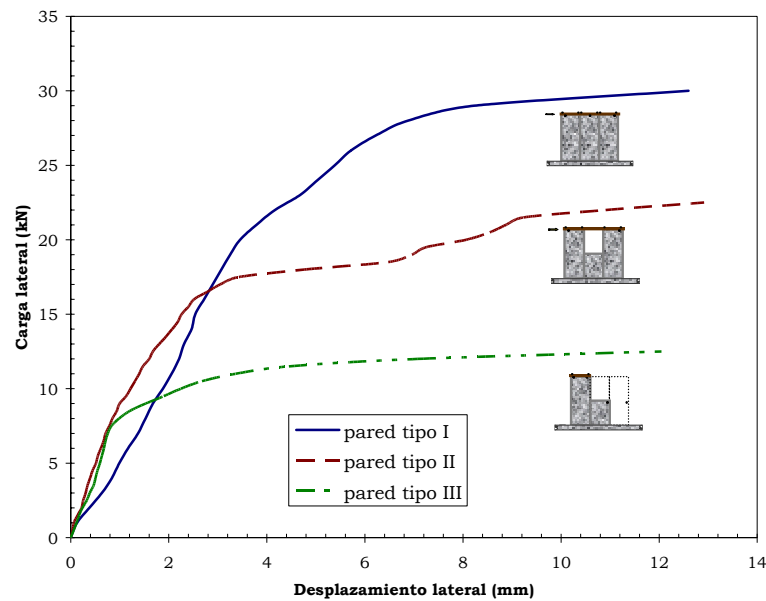


Figura 7.2. Curva carga desplazamiento en paredes de ferrocemento.

El comportamiento de las paredes de las viviendas con elementos prefabricados de pared delgada bajo acciones generadas por movimientos sísmicos, está determinado por el comportamiento de las zonas susceptibles al agrietamiento. Por lo tanto, se deben proporcionar mecanismos de transferencia de cortante (*"dowel action"*) para atender las cargas cíclicas cuando éstas se presentan. En la figura 7.3, se muestran algunos detalles de la formación de las grietas, daño y modos de fallo exhibidos por las paredes durante y al final del ensayo de carga estática.



a) Antes del ensayo T-2

b) Primeras grietas

c) Múltiples grietas en zona de conexión



d) Inicio del pandeo

e) Múltiples grietas y concentración de esfuerzos a flexión

Figura 7.3. Agrietamiento y daños observados en paredes de ferrocemento.

La viga de madera que une los paneles en la parte superior y la fricción generada entre ellos, es el principal mecanismo de transferencia de la fuerza cortante a lo largo de las grietas. Las primeras grietas se generan por flexión y se forman por encima de la mitad del panel (figura 7.3b). Con el incremento de la carga se multiplican, aumentan de ancho y se alargan, principalmente en las de las zonas de mayores esfuerzos, por ejemplo en las conexiones (figura 7.3c). En las paredes con aberturas (figura 7.3d), se inicia el efecto de columna corta; los paneles de mayor altura presentan flexión fuera de su propio plano. Adicionalmente, falla el mortero por compresión (figura 7.3e).

7.3 Módulos

7.3.1 Ensayos de carga cíclica

En todos los casos la carga fue aplicada de manera controlada mediante un actuador hidráulico con capacidad de 300 kN en el SER. La carga lateral cíclica fue aplicada en el centro del módulo y transmitida a las paredes por medio de la estructura de cubierta. Para obtener los parámetros estructurales de cada uno de los módulos se aplicó la carga de forma incremental (se controla la aplicación de la carga). Posteriormente, y en sentido inverso, se volvió cargar y así sucesivamente para todos los demás lazos de histéresis.

7.3.2 Instrumentación

En los módulos tridimensionales los desplazamientos se capturaron por medio de transductores mecánicos de desplazamiento con una precisión de 25.4 milésimas de milímetro (1/1000”), según el tipo de módulo.

Adicionalmente, se utilizó equipo de fotografía y video. En la figura 7.4, se esquematiza su ubicación. Cada desplazamiento horizontal a lo largo del borde superior se midió con tres transductores. Dos en las esquinas del módulo y uno en el centro. En la parte inferior de las esquinas, se ubicaron dos transductores para registrar los eventuales corrimientos del sistema de apoyo y en el extremo opuesto inferior se colocaron otros dos para registrar cualquier levantamiento vertical. A lado y lado de cada módulo se colocaron dos transductores para medir ladeos eventuales de la estructura.

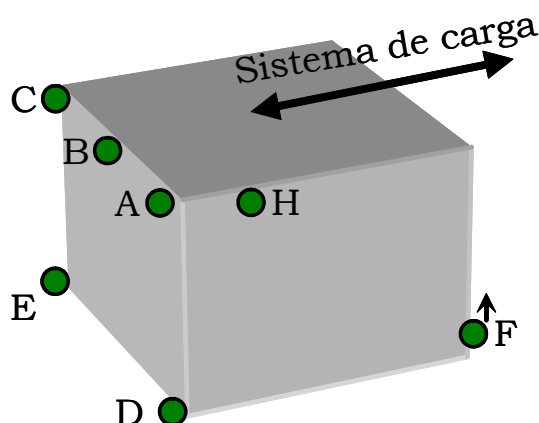


Figura 7.4. Esquema de la instrumentación en módulos

7.3.3 Comportamiento cíclico

Los módulos ensamblados con elementos prefabricados de ferrocemento fueron sometidos a cargas laterales cíclicas reversibles en la dirección mostrada en la figuras 5.15 y 5.17. Este tipo de cargas simulan acciones sísmicas. En las figuras 7.5 y 7.6, se muestra el comportamiento histerético obtenido para el módulo I y el módulo II durante el ensayo de carga cíclica, respectivamente. En las histéresis exhibidas por los dos módulos se pueden observar algunas características comunes: aumento de los desplazamientos laterales con el incremento de las cargas cíclicas, una substancial degradación de rigidez, un leve endurecimiento al final de cada lazo de la histéresis y capacidad para mantener la carga. En el módulo II, en particular, se observa esencialmente una mayor capacidad para el desplazamiento lateral, menor resistencia a las cargas impuestas y una reducción en el área de los lazos de histéresis con la acción cíclica.

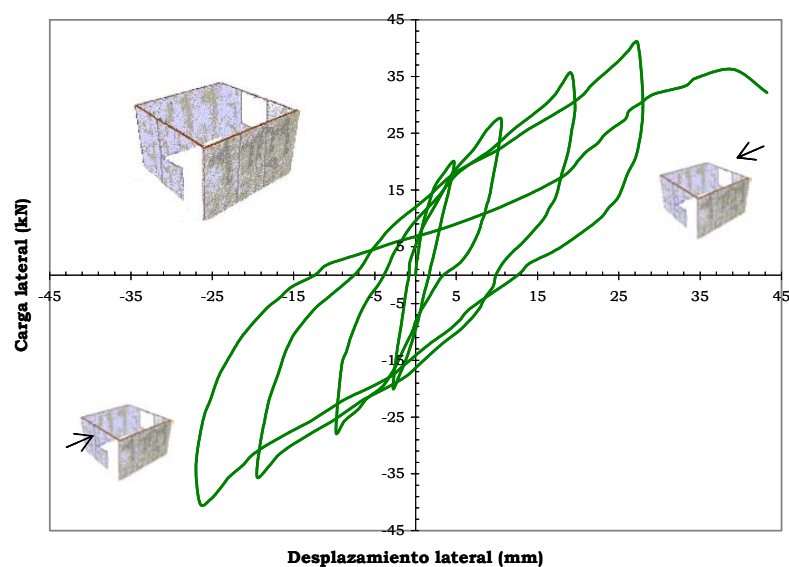


Figura 7.5. Curvas de histéresis, módulo I.

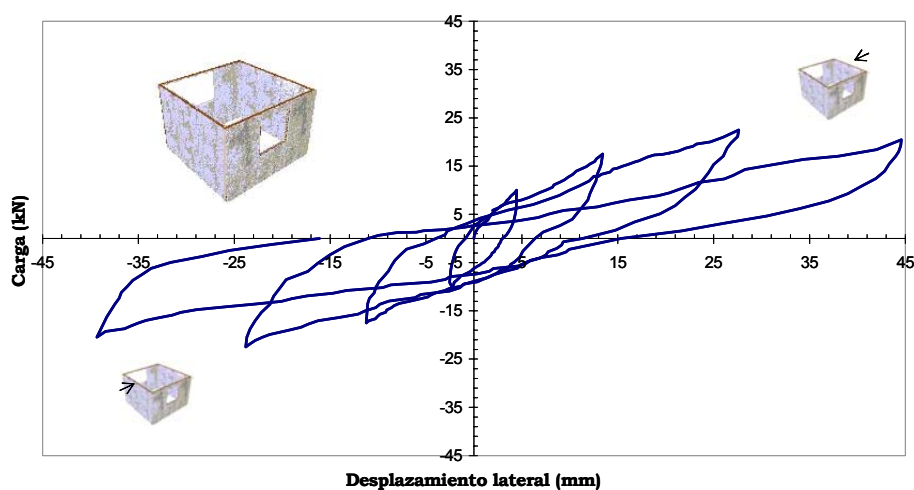


Figura 7.6. Curvas de histéresis, módulo II.

La figura 7.7, muestra las relaciones carga-desplazamiento para los dos módulos ensayados. Estas relaciones fueron obtenidas como las envolventes del comportamiento histérico exhibido por cada uno de los módulos debido a la fuerza cíclica. La carga última para el modulo II es un 40% menor que la que le corresponde al modulo I. Al final de cada ciclo de histéresis se presenta un endurecimiento en el cual lleva a un aumento de la rigidez. Como se ha de esperar, la presencia de aberturas en las paredes disminuye la resistencia e incrementa los desplazamientos horizontales de las viviendas.

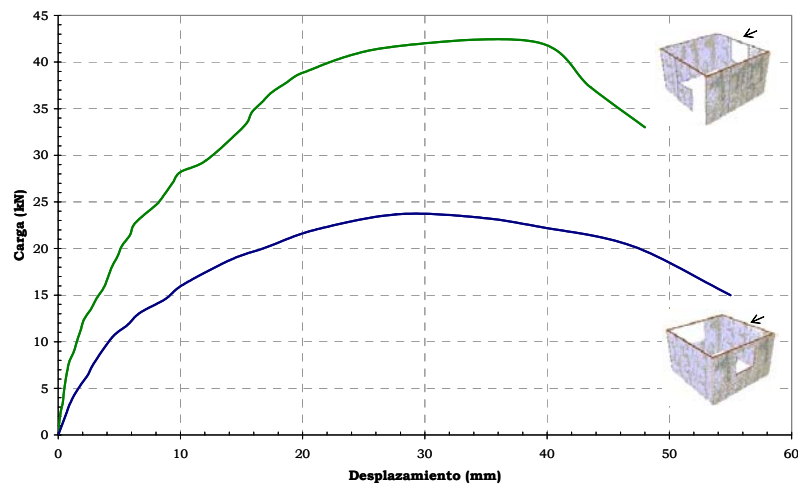


Figura 7.8. Envolventes en módulos de ferrocemento.

En la tabla 7.2, se presenta el valor de la carga última, el desplazamiento máximo lateral y algunos parámetros estructurales para cada uno de los módulos, tales como la rigidez tangente inicial y la rigidez tangente final.

Módulo	Carga última lateral (kN)	Desplazamiento máximo (mm)	Rigidez tangente inicial (kN/mm)	Rigidez tangente final (kN/mm)
I	42,17	48,00	5,70	1,13
II	23,66	55,00	2,76	0,37

Tabla 7.2. Resistencia, deformabilidad y rigidez en módulos de ferrocemento.

7.3.4 Degradación de resistencia y rigidez

A partir de las curvas de histéresis obtenidas para cada uno de los módulos se analizó la degradación de rigidez y la pérdida de resistencia del sistema estructural prefabricado de ferrocemento, sometido a los diferentes ciclos de cargas. La forma de los lazos de histéresis presenta una variación de la pendiente de un ciclo a otro, lo cual indica que el sistema experimenta una degradación de rigidez. Sin embargo, es necesario cuantificar cuál es la pérdida real de rigidez. Para ello, se calculó la rigidez secante en cada ciclo. La rigidez secante k_i , la cual se define como la relación entre la carga alcanzada en un ciclo y su respectivo desplazamiento desde el inicio del ciclo. Para correlacionar los resultados de los ensayos se ha determinado la rigidez elástica equivalente o la rigidez tangente inicial k_e , la cual fue determinada por medio de una regresión lineal desde el origen hasta el punto en el cual se observa la pérdida de linealidad de la curva carga-desplazamiento del primer ciclo de carga (o aparición de la “*primera grieta estructural*”). La pérdida de rigidez, también fue comparada con la deriva de piso, es decir la relación de los desplazamientos horizontales generados por

la carga del actuador y la altura de la edificación h ($h=2.0$ m, en nuestro caso). La tabla 7.3, presenta los resultados de los desplazamientos máximos d_{\max} , la deriva de piso δ , la degradación y el porcentaje de la pérdida de la rigidez obtenida en cada ciclo de carga respecto a la rigidez tangente inicial para ambos módulos. La pérdida de rigidez se ha tomado con respecto a la rigidez tangente inicial en los respectivos ciclos de carga.

Ciclo	Módulo I					Módulo II				
	d_{\max} ciclo (mm)	Deriva de piso (mm/mm)	Rigidez k_i (kN/mm)	k_i/k_e	Pérdida de rigidez (%)	d_{\max} ciclo (mm)	Deriva de piso (mm/mm)	Rigidez k_i (kN/mm)	k_i/k_e	Pérdida de rigidez (%)
1	2,42	0,0012	5,70	1,00	0,00	2,90	0,0015	2,78	1,00	0,00
2	4,74	0,0024	4,22	0,74	25,98	4,45	0,0022	2,25	0,81	19,13
3	12,07	0,0060	2,46	0,43	56,91	15,43	0,0077	1,29	0,47	53,48
4	19,16	0,0096	1,54	0,27	72,94	27,61	0,0138	0,71	0,26	74,36
4	27,33	0,0137	0,99	0,17	82,56	44,58	0,0223	0,37	0,13	86,77

Tabla 7.3. Deterioro de la resistencia de los módulos ante cargas cíclicas.

La degradación de rigidez observada es considerable, aproximadamente un 25% en el primer ciclo y aumenta hasta un 82.56% al final de las cargas reversibles en el caso del módulo I. La función de la degradación de rigidez, es decir, la relación entre las rigideces y el desplazamiento de los sistemas estructurales de las viviendas es similar en los dos casos. La ecuación 7.1, se propuso para correlacionar la rigidez de los módulos y los desplazamientos del sistema.

$$\frac{k_i}{k_e} = \alpha \left(\frac{d_{\max}}{h} \right)^\beta \quad (7.1)$$

Donde, α y β son los parámetros de la degradación de rigidez. α y β fueron obtenidos por medio de un análisis de regresión sobre las curvas experimentales. La figura 7.9, muestra la relación $k_i/k_e - d_{\max}/h$ para ambos módulos.

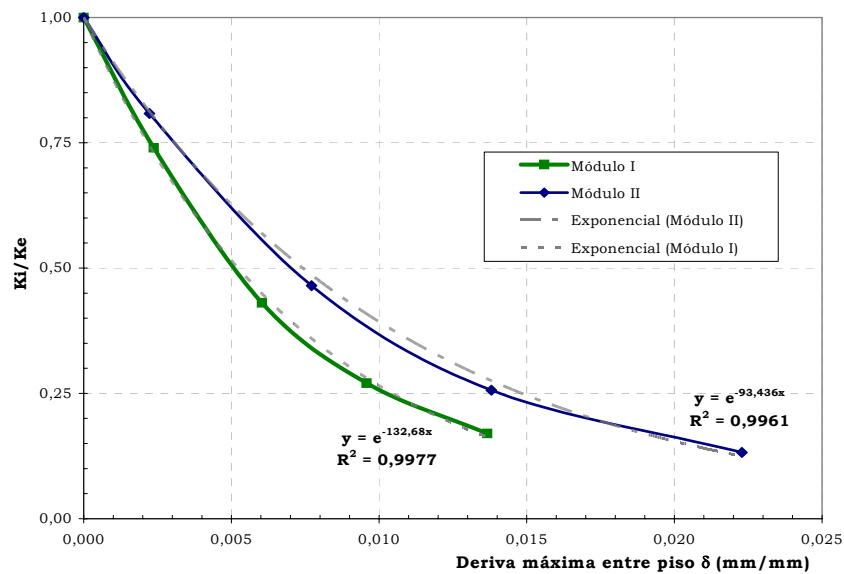


Figura 7.9. Degradación de rigidez por cargas cíclicas en viviendas de ferrocemento.

Para el módulo I, la ecuación propuesta se ajusta un 99.77% a los datos experimentales, en cambio para el módulo II, el ajuste es un poco menor (99.66%). Para ambos módulos el parámetro $\alpha = 1.0$. Para el módulo I, $\beta = -132.68$ y para el módulo II $\beta = -93.436$. La función para la relación de rigideces y la deriva se ajustan bien como medida de la degradación de rigidez que exhiben los sistemas estructurales de ferrocemento. Adicionalmente, se observa un considerable deterioro de la rigidez de estos sistemas bajo acciones cíclicas. De acuerdo con la figura 7.9 y la tabla 7.2, la rigidez sigue una línea descendente hasta alcanzar un valor de 1.13 kN/mm, para el módulo I y de 0.37 kN/mm, para el módulo II. En este punto los sistemas poseen sólo un 20% de su rigidez y dejan de soportar carga. Las curvas descendentes de la respuesta de degradación de rigidez de cada uno de los módulos con la deriva (ver figura 7.9), sugieren una franja estrecha para la pérdida de rigidez, lo que resalta la sensibilidad y escasa diferencia entre los sistemas.

La figura 7.10, presenta la pérdida de rigidez en cada uno de los ciclos. La similitud entre los porcentajes para cada módulo, muestra la sensibilidad de las viviendas a cargas cíclicas o a eventuales sismos durante su vida útil.

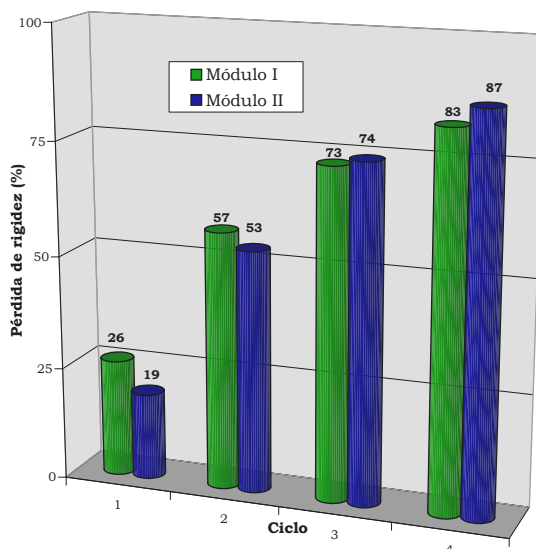


Figura 7.10. Pérdida de rigidez en módulos de ferrocemento.

Para las dos viviendas ensayadas el incremento en los desplazamientos horizontales, generó pérdidas de rigidez por encima del 80% de la rigidez inicial. Así, en el primer ciclo de carga el módulo I pierde el 26% y el módulo II el 19%. En el segundo ciclo la pérdida de rigidez con respecto a la rigidez inicial es del 57% para el módulo I y 53% para el módulo II. En el tercer ciclo las pérdidas se hacen más notorias y ambos módulos han perdido en promedio un 73 y 74% de su rigidez inicial. En los últimos ciclos, y aunque hay una leve tendencia a estabilizarse, los dos sistemas estructurales alcanzan pérdidas del 83% y el 87%, respectivamente. La similitud presentada por ambos módulos en la degradación de rigidez, demuestra la sensibilidad de los dos sistemas estructurales de ferrocemento a cargas cíclicas y pone de manifiesto la tendencia al deterioro de la rigidez sin importar la configuración de los mismos y la capacidad de carga. Adicionalmente, la respuesta de degradación debido a las cargas cíclicas es prácticamente independiente de la resistencia, la deformabilidad y la amplitud de los lazos de histéresis. Por otra parte y en este caso, sólo se observó una pérdida de resistencia al final del ensayo.

7.3.5 Energía disipada y energía acumulada

Como una medida de la capacidad de disipación de energía para un desplazamiento dado, se calculó la energía de entrada y la energía histerética disipada. La energía de entrada E_{inp} se define como el trabajo del actuador necesario para deformar el espécimen desde el inicio del ensayo hasta un desplazamiento determinado. El trabajo del actuador necesario para deformar el sistema estructural - empujar o halar el módulo hasta un desplazamiento máximo en un ciclo de carga ΔE_{inp} - se calcula mediante la

suma de las áreas bajo las partes positiva y negativa de los lazos de la histéresis respectivamente.

La cantidad de energía disipada E_{disp} , para un ciclo de carga se define y se calcula a partir del área contenida en el lazo de histéresis entre dos desplazamientos picos consecutivos. En la figura 7.11, se ilustran estas definiciones.

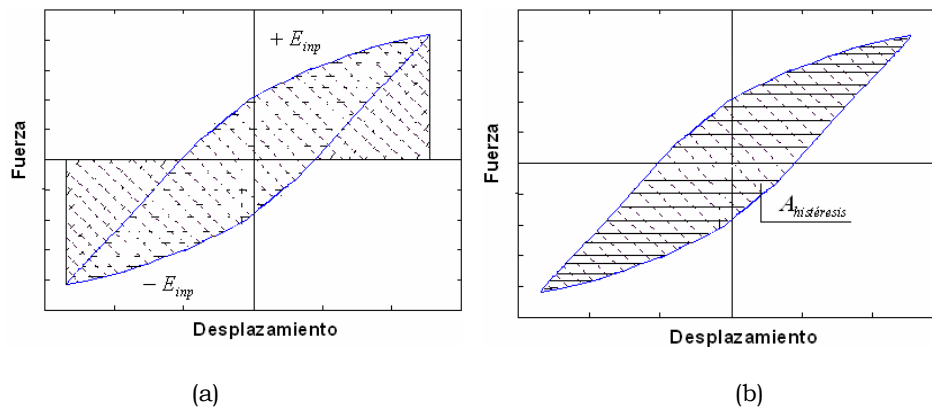


Figura 7.11. Energías. a) Energía de entrada, b) Energía disipada.

El área encerrada por los ciclos de histéresis carga-desplazamiento medidos en los módulos prefabricados de ferrocemento sugiere una capacidad aceptable de disipación de energía. La tabla 7.4, presenta los desplazamientos máximos d_{max} , la deriva δ de piso, la energía de entrada, la energía disipada y los valores de la relación entre éstas últimas, para los dos módulos ensayados bajo cargas cíclicas.

Ciclo	Módulo I					Módulo II				
	$d_{m\acute{a}x}$ ciclo (mm)	Deriva de piso (mm/mm)	E_{inp} (kN mm)	E_{disp} (kN mm)	E_{disp}/E_{inp}	$d_{m\acute{a}x}$ ciclo (mm)	Deriva de piso (mm/mm)	E_{inp} (kN mm)	E_{disp} (kN mm)	E_{disp}/E_{inp}
1	4,74	0,0024	116	68	0,59	4,45	0,0022	54	44	0,82
2	12,07	0,0060	399	295	0,74	15,43	0,0077	312	241	0,77
3	19,16	0,0096	1042	806	0,77	27,61	0,0138	782	568	0,73
4	27,33	0,0137	1542	1215	0,79	44,58	0,0223	1066	792	0,74

Tabla 7.4. Energía disipada en los módulos ante cargas cíclicas.

En la figura 7.12, se muestra la relación E_{disp}/E_{inp} para los dos módulos en los diferentes ciclos de carga.

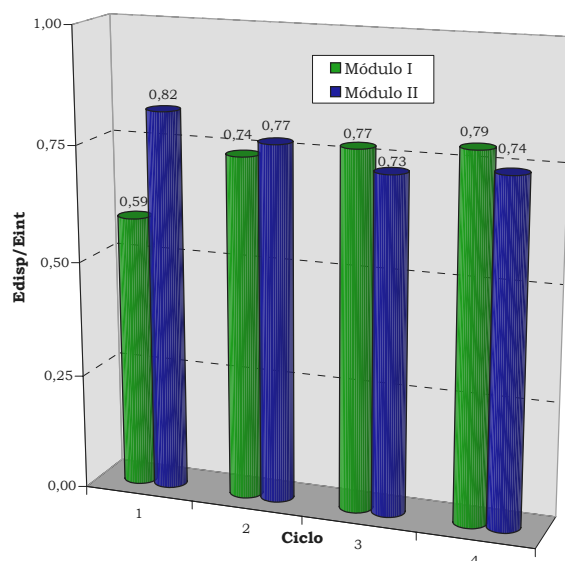


Figura 7.12. Energía disipada en módulos de ferrocemento.

El modulo I, en el primer ciclo disipó el 59% y continua disipando energía en los ciclos restantes hasta alcanzar un 79%. El módulo II, en el primer ciclo disipa el 82% de la energía de entrada y en los demás ciclos se estabiliza en un promedio del 74%. La figura 7.13, muestra la relación entre la E_{disp}/E_{inp} con la deriva de piso.

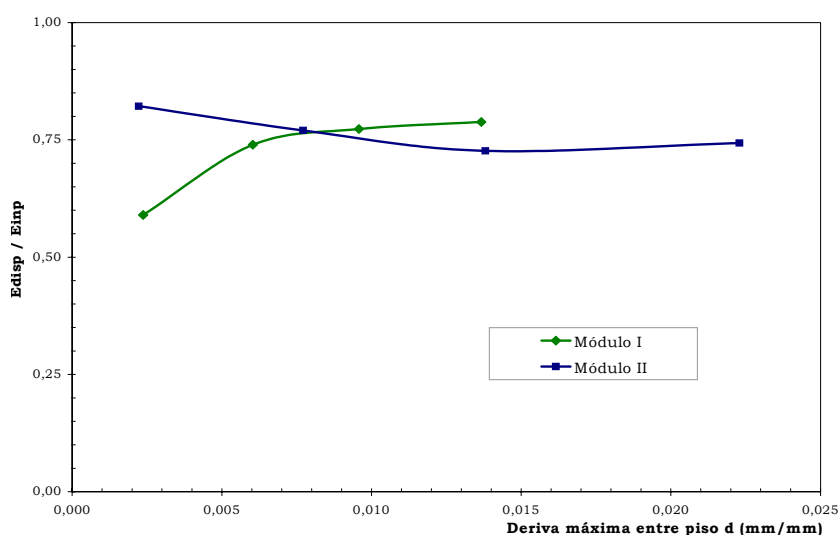


Figura 7.13. Relación de energías con la deriva de piso.

A pesar de que los ensayos en ambos sistemas estructurales se realizaron bajo condiciones similares de carga, existe una diferencia notable en el módulo II. El área encerrada por los lazos de histéresis es más reducida, esto se puede observar calculando las respectivas energías (ver

tabla 7.4). Sin embargo, las relaciones entre la energía disipada y la energía de entrada son similares para ambos módulos, lo que puede significar una independencia entre las configuraciones estructurales de ferrocemento para disipar energía. Aunque es claro que la poca amplitud de los lazos de histéresis del módulo II, implica menos capacidad de disipación.

En general, los sistemas estructurales prefabricados de ferrocemento presentaron adecuada capacidad para disipar energía. En el ensayo de carga cíclica disiparon más del 70% de la energía de entrada.

7.4 Estados de daño: descripción y mecanismos de fallo

7.4.1 Introducción

El daño puede servir como un estimador para conocer el estado real de una estructura. Es así como a partir de la definición de unos índices de daño se puede evaluar la posibilidad de reparación de una vivienda, los costos que implicaría tal reparación o si, por el contrario, ésta ha cumplido con su vida útil. Generalmente, las estructuras prefabricadas poseen buena capacidad de disipación de energía, pero ello debe ser confrontado con los daños ocasionados.

En este estudio, el comportamiento exhibido por los sistemas estructurales de ferrocemento bajo cargas cíclicas ha sido caracterizado en cuatro estados de daño y correlacionados con un índice de daño. Básicamente los patrones de grietas están asociados con las zonas de conexión de la estructura, bien sean las conexiones con la cimentación, entre los elementos prefabricados o con la cubierta. Sin embargo, el comportamiento último de los paneles, dentro y fuera de su propio plano, fue determinante para algunos niveles de desplazamiento de la estructura. El comportamiento observado en los módulos prefabricados de ferrocemento, fue principalmente de flexión, especialmente por el comportamiento mostrado por los paneles. A continuación se describen las principales características para los cuatro estados de daño:

7.4.2 Estado I: “primera grieta”

Algunos paneles presentan una grieta de dirección variable. El ancho promedio es de 1.0 mm. La grieta se genera cerca de la mitad del panel y en algunos casos a 300 mm por encima de la zona de conexión estructural-cimentación (figura 7.14a y 7.14b).

a) Ancho de grieta (w)= 0.7 mm, Longitud (L) = 390 mmb) w = 0.9 mm, L = 430 mm

Figura 7.14. Aparición de la “primera grieta” en módulos (escala en cm)

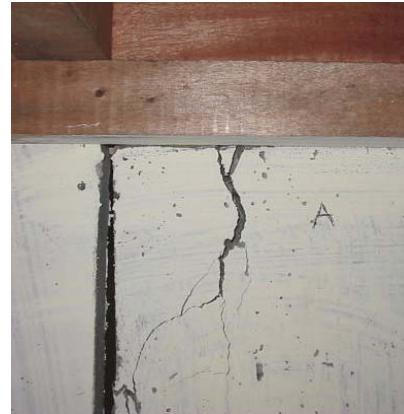
7.4.3 Estado II: fallo de malla y mortero

Se incrementa el número de grietas horizontales y verticales en los paneles. Las grietas en la parte inferior de las paredes van más allá del ancho medio del panel y se encuentran con otras grietas diagonales. Las grietas aumentan de ancho y de largo (figura 7.15a y 7.15b). Adicionalmente, aparecen las primeras grietas en las conexiones de la cubierta, falla el mortero y el acero de la conexión cubierta-estructura embebido en el panel comienza a doblarse (figura 7.15c y 7.15d).

a) w = 2.0 mm, L = 540 mmb) w = 3.0 mm, L = 700 mm



a) $w = 3 \text{ mm}$, $L = 250 \text{ mm}$



b) $w = 5 \text{ mm}$, $L = 430 \text{ mm}$

Figura 7.15. Fallo de los primeros alambres y el mortero en zonas de conexión

7.4.4 Estado III: rango inelástico y pandeo de paneles

En las paredes Tipo II y Tipo III se presentó el efecto de columna corta ocasionando flexión fuera del plano (pandeo) en los paneles (figura 7.16a) y aplastamiento del mortero. La deflexión central de los paneles fue de aproximadamente 80 mm (figura 7.16b). Las múltiples grietas con inclinación diagonal están orientadas hacia la parte media del panel. En este punto se genera una concentración de esfuerzos y el mortero falla por aplastamiento. Los daños son permanentes, al igual que las deformaciones (figura 7.16c).



a) Pandeo de la pared



b) Deflexión por pandeo



c) Múltiples grietas

Figura 7.16. Pandeo en paredes y modos de fallo en módulos.

7.4.5 Estado IV: precolapso

Se presentan rompimientos de las conexiones cubierta–estructura. Con el incremento de la carga cíclica las conexiones ceden, lo que podría generar volcamiento o colapso de la cubierta. El mortero y la malla en los anclajes de cubierta falla completamente y las barras de acero embebidas se doblan mas de 30 grados (figura 7.17a y b). Los clavos que unen las vigas de madera de la cubierta se desprenden y los paneles de las paredes laterales están bajo esfuerzos fuera del plano debido a la carga lateral (7.17c y d).



a) Pared del módulo b) Múltiples grietas en conexiones de cimentación y cubierta



c) Separación de paneles d) Paneles bajo cargas fuera de su propio plano

Figura 7.17. Modos de fallo de la cubierta y comportamiento fuera del plano en módulos.

7.5 Análisis experimental del daño

De acuerdo con el levantamiento de los daños y los agrietamientos presentados durante y al final del ensayo se observa que los mayores daños ocurren en las zonas de conexión o mecanismos de transferencia de cortante. Las grietas que se forma alrededor de las tres zonas de conexión (estructura-cimentación, entre paneles y cubierta-estructura), con el incremento de la carga provocan el inicio de la inestabilidad del sistema estructural, principalmente en los últimos ciclos de carga. El modo de fallo observado en los módulos prefabricados de ferrocemento consiste en la formación de un mecanismo de colapso con articulaciones plásticas alrededor de las zonas de conexión estructura-cimentación y cubierta-estructura, principalmente en las conexiones de cubierta. Las primeras fluencias de la malla de refuerzo se presentan en la unión con la cubierta y posteriormente en las cercanías de las pletinas de conexión con el SER. Además, se generan múltiples grietas en diferentes paneles por pandeo y cargas fuera de su propio plano.

A pesar de la poca capacidad de deformación en las conexiones prefabricadas y que permiten la integridad estructural, estas no son críticas en la respuesta global de los módulo de ferrocemento, porque la demanda en estas conexiones son pequeñas debido a la concentración de la respuesta estructural en los paneles de ferrocemento.

En la tabla 7.5, se presentan los estados de daño, las características principales, el desplazamiento horizontal promedio y la respectiva deriva de piso, registrados durante el ensayo de los módulos prefabricados de ferrocemento.

Estado discreto de daño	Característica	Despl. horiz (mm)	H piso (mm)	Deriva de piso (mm/mm)
Estado I	Grietas hasta 1.0 mm de ancho	2.42	2000	0,0012
Estado II	Falla de los primeros alambres de malla y el mortero	17.05	2000	0,0085
Estado III	Incursión en rango inelástico y pandeo de muros	27.33	2000	0,0137
Estado IV	Fallas de cubierta	40.00	2000	0,0200

Tabla 7.5. Estados de daño observados en ferrocemento.

Los estados de daño observados serán utilizados para correlacionar los resultados, teniendo como parámetro indicador la deriva máxima de piso. Estos fueron comparados con la degradación de rigidez y la energía histerética disipada de los dos módulos de ferrocemento sometidos a carga cíclica. La figura 7.18, permite esta comparación.

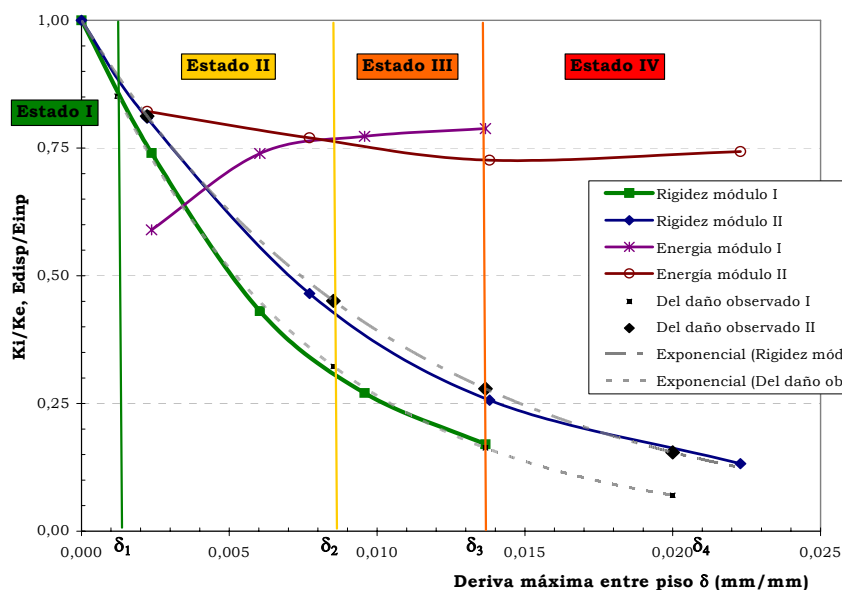


Figura 7.18. Estados observados de daño y resultados experimentales.

En las curvas de la figura 7.18, se puede observar que para alcanzar una deriva de 0.0012 mm/mm, el sistema estructural en ferrocemento ha perdido aproximadamente el 22% de su rigidez inicial y ha disipado el 60% de la energía (estado de daño I). A medida que aumenta la carga horizontal, se incrementa la deriva de piso y la propagación del daño continúa.

En el estado II, las viviendas logran una deriva de 0.0085 mm/mm. En este estado el sistema estructural ha perdido el 55% de su rigidez inicial y ha disipado el 76% de la energía histerética.

Para obtener una deriva de 0.0137 mm/mm, el sistema prefabricado de ferrocemento disipa el 77% de la energía y pierde el 73% de la rigidez (estado III).

Para derivas por encima de 0.020 mm/mm (estado IV), las viviendas de ferrocemento han agotado su rigidez estructural mas allá de un 90% de su rigidez inicial y han disipado el 80% de la energía histerética. Veremos más adelante cómo cuando ocurren terremotos, los estados de daño observados se ajustan de manera coherente con los resultados obtenidos en los ensayos.

7.6 Resumen y conclusión

En este capítulo se han descrito los ensayos y los resultados realizados a las paredes y los módulos de ferrocemento a escala real, para determinar el comportamiento sísmico de los elementos prefabricados de pared delgada de ferrocemento.

Los ensayos se inician evaluando la capacidad de ensambles tipo pared, construidas a partir de los paneles y que representan los muros de las viviendas de esta clase. Las paredes mostraron buena capacidad para resistir

cargas laterales, pero, a medida que se incorporan aberturas en la pared, decrece la resistencia de las mismas.

Posteriormente, se evaluó el comportamiento de dos módulos prefabricados de ferrocemento bajo carga cíclica. Con la acción reversible se pretendía simular la acción sísmica en este tipo de viviendas. Los módulos presentaron buena capacidad y resistencia para atender este tipo de cargas. Sin embargo, se observó un notable deterioro de la rigidez desde el inicio de la pruebas en todos los ensayos. El comportamiento característico de las viviendas fue a flexión. Con el incremento de la carga cíclica apareció el daño en los elementos y en la estructura en general. Al final del ensayo las zonas de conexión estructura-cimentación entre paneles y estructura-cubierta, fueron las más afectadas, principalmente la zona de cubierta, generando inestabilidad en la vivienda.

Modelización: el modelo de BWBN

8.1 Introducción

Las estructuras prefabricadas de ferrocemento generalmente han mostrado un desempeño sísmico satisfactorio después de un evento de estas características [Castro, 1979; Wainshtok, 1994; Abdullah, 1995, Bedoya et al., 2002]. Esto se debe a su alta relación resistencia-peso, a la redundancia de los elementos no cargados, incluyendo la presencia de diafragmas y muros a corte, y a la acción del sistema estructural cuando los componentes están conectados adecuadamente.

En la actualidad, lo que se conoce del comportamiento estructural del ferrocemento bajo cargas dinámicas proviene de datos cualitativos de campo o de datos experimentales limitados para la interpretación teórica del comportamiento real [Hajj, 1981; ACI, 1997; Naaman, 2000]. La ausencia de estudios que busquen caracterizar el comportamiento del sistema estructural de ferrocemento bajo cargas sísmicas, en particular (la sensibilidad al cambio de las propiedades del material con la duración de la carga y el comportamiento inelástico y no lineal), no ha permitido su potencial desarrollo como solución de viviendas de bajo costo, por lo tanto son tratadas desfavorablemente o no son consideradas por las Normativas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes [ACI, 1997; AIS, 1998].

Generalmente, el análisis dinámico de las viviendas de un piso está gobernado por la dinámica de un sistema de un grado de libertad, el cual es representado matemáticamente por la masa y la rigidez propia de la estructura. En el caso de las estructuras de ferrocemento la respuesta del sistema masa-rigidez es desconocida. Así, la exactitud de la respuesta calculada depende de la habilidad del modelo matemático usado para describir la estructura. El modelo debe proporcionar una descripción real del comportamiento del sistema estructural.

Las investigaciones han mostrado que para cargas monotónicas o estáticas, una relación carga-desplazamiento es suficiente para predecir la respuesta del sistema. Bajo cargas pseudodinámicas o cíclicas, se ha encontrado que una relación carga-deformación representada por los lazos de la histéresis, los cuales contienen los desplazamientos elásticos e inelásticos de la estructura, también es satisfactoria para estimar la respuesta [Wen 1980; Foliente, 1995]. Un modelo analítico de una estructura

bajo cargas dinámicas idealmente requiere una relación fuerza-desplazamiento o un modelo de histéresis que pueda representar el verdadero comportamiento de la estructura para todos los niveles de desplazamiento y deformaciones incluidas [Sozen, 1994]. Consecuentemente, los mecanismos de disipación de energía de los elementos y del sistema estructural deben ser conocidos y el comportamiento histerético debe ser modelado correctamente antes de predecir adecuadamente la respuesta del sistema estructural.

El ferrocemento, como el hormigón armado y otras estructuras, durante su vida útil está sometido a diferentes condiciones de carga. Las cargas de terremotos han sido las más agresivas de la integridad del material; ocasionan deterioro de la rigidez y pérdida de resistencia. Para entender el comportamiento de los materiales a base de cemento, bajo cargas estáticas y cíclicas, se han realizado diversas campañas experimentales sobre diferentes tipos de elementos y estructuras y se han propuesto un número considerable de modelos constitutivos, que representan el comportamiento histerético del hormigón armado. Aunque, el ferrocemento pertenece a la familia del hormigón armado, son muy pocas las investigaciones relacionadas con el comportamiento cíclico y estático de este tipo de material.

A pesar de que los modelos histeréticos propuestos para el hormigón armado podrían satisfacer alguna de las características específicas de los elementos o sistemas estructurales de ferrocemento, ellos pueden ser inapropiados para sistemas estructurales prefabricados con diferentes configuraciones (paneles, conexiones, diafragmas, aberturas, etc.) y materiales constitutivos (mortero, mallas, fibras o barras de refuerzo). Además, algunos modelos disponibles para el hormigón armado usan un conjunto complejo de reglas o relaciones empíricas muy limitadas. Por otra parte, un modelo empírico tiene la desventaja que una extrapolación a otros casos no estudiados es generalmente inválida.

Debido a la variedad de combinaciones de materiales para el ferrocemento y las posibles conexiones de la estructura prefabricada, se prefiere un modelo constitutivo general, sobre los modelos derivados de configuraciones y elementos específicos. Un modelo completamente empírico no es difícil de obtener, pero puede tener limitaciones para el uso en el análisis dinámico con vibraciones aleatorias.

Un modelo que ha mostrado tener un enfoque general y acertado en el análisis de sistemas estructurales bajo vibraciones aleatorias, es el modelo propuesto por Bouc (1967) y Wen (1980). Posteriormente, fue generalizado por Baber y Noori (1985, 1986). El modelo de Bouc, Wen, Baber y Noori (*BWBN*), está pensado para cualquier material y sistema estructural, sometido a esfuerzos que lo llevan más allá del límite elástico y que presenta un comportamiento histerético. El modelo *BWBN*, ha sido aplicado en diferentes áreas del conocimiento y en los últimos años ha surgido un gran interés por su aplicación en el análisis y diseño de estructuras sometidas a cargas aleatorias [Foliente, 1995; Hurtado, 1998; Jaramillo, 2000; Ikhounay

y Rodellar, 2003, 2005]. El modelo es simple y continuo y ha mostrado ser eficiente computacional y matemáticamente tratable e indicado para el análisis de vibraciones aleatorias. Además, no sólo es aplicable a funciones de entrada aleatorias, sino también a funciones de entrada provenientes de registros sísmicos reales o generados sintéticamente.

En 1967, Bouc sugiere un modelo de histéresis para un sistema dinámico de un grado de libertad (SDUGL) sometido a vibraciones forzadas. En 1980, Wen generaliza las leyes constitutivas de la histéresis de Bouc y desarrolla una solución aproximada para el análisis de vibraciones aleatorias basado en el método de la Linealización Equivalente. Un año después, Wen y Baber, incorporan al modelo matemático de histéresis la degradación de rigidez y el deterioro de resistencia, muy habituales en sistemas estructurales sometidos a acciones sísmicas, como una función de la energía histerética disipada del sistema. Además, se extendió a sistemas con múltiples grados de libertad (SDMGL). Posteriormente, Baber y Noori en 1985 y 1986 introdujeron en el modelo modificado de Bouc, el efecto de estrangulamiento (*“pinching”*), manteniendo la forma compatible con la solución de la Linealización Equivalente de Wen y Baber. La respuesta estadística obtenida con la técnica de la Linealización Equivalente, mostró aproximaciones razonables a la obtenida por la simulación de Monte Carlo. actualmenete, el planteamiento matemático para la histéresis de sistemas dinámicos, propuesto inicialmente por Bouc, es conocido actualmente como el modelo *BWBN*.

Recientemente, Erlicher y Point (2004) han demostrado que el modelo es admisible termodinámicamente lo que implica que cumple con los postulados fundamentales de la teoría de la plasticidad. Por otra parte el modelo ha sido objeto de estudio desde el punto de vista matemático por Ikhounane y Rodellar (2005) con el propósito de identificación de parámetros.

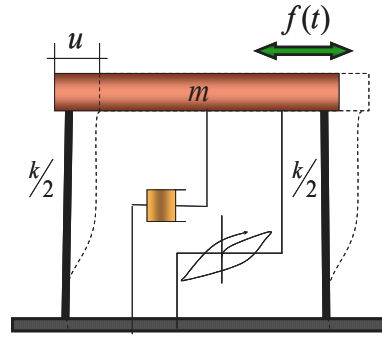
En este capítulo se describe el modelo histerético general de *BWBN* y se presentan algunas aplicaciones que el modelo ha tenido en el estudio del comportamiento de viviendas sometidas a cargas dinámicas producidas por sismos. Finalmente, se estiman los parámetros del modelo de *BWBN* para modelizar el comportamiento histerético de las viviendas de ferrocemento exhibido durante los ensayos de carga cíclica a escala real.

8.2 Ecuación de movimiento y leyes constitutivas

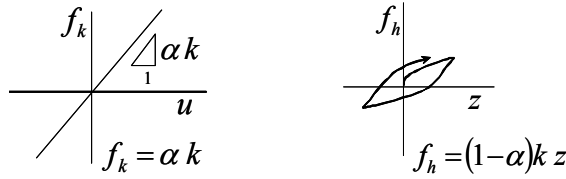
El modelo BWBN está basado en la ecuación de movimiento para un sistema dinámico de un grado de libertad (SDUGL). Este modelo es válido para una amplia gama de funciones de entrada y está representado por una masa conectada a un resorte en paralelo, a un amortiguamiento viscoso lineal y a un elemento histerético (ver figura 8.1a).

Una manera eficiente de tratar los sistemas histeréticos no lineales es separar la fuente de no linealidad. El modelo de BWBN se separa en una componente lineal y una no lineal (ver figuras 8.1b y 8.1c). Todo el

comportamiento no lineal esta contenido en un elemento histerético semejante a un resorte no lineal. La fuerza histerética f_z , es causada por un desplazamiento histerético ficticio diferente z , el cual es una función del desplazamiento relativo u de la masa m .



a) esquema del modelo



b) Fuerza lineal no amortiguada c) Fuerza histerética restauradora

Figura 8.1. Esquema de un sistema histerético SDUGL.

La energía total absorbida por el elemento y el desplazamiento histerético controlan la respuesta no lineal. Con lo anterior, se evita la dificultad analítica para tratar las diversas fuentes de la disipación de la energía en el sistema y se puede usar en el análisis los valores iniciales para la relación del amortiguamiento viscoso del sistema lineal. Una vez los parámetros del modelo histerético son identificados, la energía disipada puede ser obtenida desde la respuesta contenida en los lazos de la histéresis.

Considerando el sistema histerético de un grado de libertad de la figura 8.1, la ecuación de movimiento generalmente está representada por la expresión 8.1.

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + F_H[u(t), z(t); t] = F(t) \quad (8.1)$$

Donde, c es el coeficiente lineal de amortiguamiento viscoso, $F_H[u(t), z(t)]$ es la fuerza restauradora no amortiguada; función de una componente de fuerza lineal restauradora $f_r(u, t) = \alpha \omega^2 u(t)$ y una componente histerética $f_h(z, t) = (1 - \alpha) \omega^2 z(t)$ y $F(t)$ es la fuerza externa aplicada al sistema.

Substituyendo y dividiendo por la masa m en ambos lados de la ecuación 8.1 se obtiene:

$$\overbrace{\ddot{u}(t)}^{\text{aceleración}} + 2 \overbrace{\xi_0 \omega \dot{u}(t)}^{\text{velocidad}} + \overbrace{\alpha \omega^2 u(t)}^{\text{componente lineal}} + \overbrace{(1-\alpha) \omega^2 z(t)}^{\text{componente histerética}} = \overbrace{f(t)}^{\text{función de fuerza}} \quad (8.2)$$

El significado y las unidades de cada variable y parámetro se muestran en la tabla 8.1. Las ecuaciones 8.3 a 8.9 complementan los parámetros del modelo:

$$\alpha = \frac{k_{final}}{k_{inicial}} \quad \text{para} \quad 0 \leq \alpha \leq 1 \quad (8.3)$$

$$\dot{z}(t) = h(z) \left[\frac{A \dot{u}(t) - \nu \left(\beta |\dot{u}(t)| |z(t)|^{n-1} z(t) + \gamma \dot{u}(t) |z(t)|^n \right)}{\eta} \right] \quad (8.4)$$

$$h(z) = 1.0 - \zeta \left(1 - e^{(-p\varepsilon(t))} \right) e^{\left[\frac{-(z(t))^2}{\left((\psi_0 + \delta_\psi \varepsilon(t)) (\lambda + \zeta (1 - e^{(-p\varepsilon(t))})) \right)^2} \right]} \quad (8.5)$$

$$\nu(\varepsilon) = 1.0 + \delta_\nu \varepsilon(t) \quad (8.6)$$

$$A(\varepsilon) = A_0 - \delta_A \varepsilon(t) \quad (8.7)$$

$$\eta(\varepsilon) = 1.0 + \delta_\eta \varepsilon(t) \quad (8.8)$$

$$\varepsilon(t) = (1 - \alpha) \omega^2 \int_{t_o}^{t_f} z(t) \dot{u}(t) dt \quad (8.9)$$

Parámetro	Nombre del parámetro	Unidad
t	Tiempo	s
ξ_0	Coeficiente de amortiguamiento	%
ω	Frecuencia pseudo-natural del sistema no lineal	rad
u	Desplazamiento total de la masa m	mm
z	Desplazamiento histerético	
k_i	Rigidez tangente inicial	kN/mm
k_f	Rigidez tangente final	kN/mm
α	Relación de rigideces	
$h(z)$	Función de estrangulamiento $h(z) = 1.0$ sin estrangulamiento	
A	Amplitud de la histéresis	
δ_A	Parámetro de control de A con la energía	
β, γ, n	Describen la forma y la amplitud de la histéresis	
ν	Degradación de resistencia, si $\nu = 1.0$ no degrada	
δ_ν	Parámetro de la degradación de resistencia	
η	Degradación de rigidez, $\eta = 1.0$ no degrada	
δ_η	Parámetro de la degradación de rigidez	
ζ	Parámetro que controla la severidad del estrangulamiento	
p	Parámetro que controla el estrangulamiento inicial	
ψ_0, λ	Parámetro que controla el estrangulamiento	
δ_ψ	Parámetro que controla el cambio del estrangulamiento con z	
$\varepsilon(t)$	Energía histerética	J
$f(t)$	Función de fuerza normalizada por la masa $F(t)/m$	kN/kg

Tabla 8.1. Parámetros del modelo de BWBN.

8.3 Interpretación numérica de la ecuación del movimiento

El modelo de histéresis propuesto constituye un conjunto de ecuaciones diferenciales ordinarias (ODE) con un número finito de variables de estado. Las ecuaciones diferenciales involucran funciones dependientes solamente de los valores instantáneos de una variable, que en nuestro caso es el tiempo (t).

$$\ddot{u}(t) + 2\xi_0 \omega \dot{u}(t) + \alpha \omega^2 u(t) + (1 - \alpha) \omega^2 z(t) = f(t) \quad (8.2)$$

$$\dot{z}(t) = h(z) \left[\frac{A\dot{u}(t) - \nu \left(\beta |\dot{u}(t)| |z(t)|^{n-1} z(t) + \gamma \dot{u}(t) |z(t)|^n \right)}{\eta} \right] \quad (8.3)$$

Las ecuaciones diferenciales 8.2 y 8.3, pueden ser expresadas como un sistema de cuatro ecuaciones diferenciales de primer orden utilizando las siguientes sustituciones:

$$\frac{dy}{dt} = f(t, y) \quad (8.11)$$

Donde, y es un vector que contiene el conjunto de ecuaciones diferenciales ordinarias (ODEs) y f es un vector valor, función de t y y . Introduciendo las relaciones de Baber y Noori (1985, 1986), se tiene el sistema 8.14

$$\begin{Bmatrix} y_1(t) \\ y_2(t) \\ y_3(t) \\ y_4(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u(t) \\ \dot{u}(t) \\ z(t) \\ \varepsilon(t) \end{Bmatrix} \quad (8.12)$$

Donde,

$$\dot{y}_1 = y_2 \quad (8.13)$$

$$\dot{y}_2 = -2 \cdot \xi_0 \cdot \omega \cdot y_2 - \alpha \cdot \omega^2 \cdot y_1 - (1 - \alpha) \cdot \omega^2 \cdot y_3 + f(t) \quad (8.14)$$

$$\dot{y}_3 = h(z) \left[\frac{(A_0 - \delta_A \cdot y_4) \cdot y_2 - (\nu_0 + \delta_\nu \cdot y_4) \left(\beta \cdot |y_2| \cdot |y_3|^{n-1} \cdot y_3 + \gamma \cdot y_2 \cdot |y_3|^n \right)}{(\eta_0 + \delta_\eta \cdot y_4)} \right] \quad (8.15)$$

$$\dot{y}_4 = (1 - \alpha^2) \cdot \omega^2 \cdot y_2 \cdot y_3 \quad (8.16)$$

Este sistema de ecuaciones permite obtener el comportamiento dinámico para varios tipos de estructuras sometidas a cargas cíclicas aleatorias y puede resolverse de una manera versátil y eficiente utilizando Matlab[®].

8.4 Parámetros de forma de la histéresis

8.4.1 Introducción

En la figura 8.2, se muestra la curva típica de histéresis obtenida con el modelo de BWBN, para un sistema dinámico de un grado de libertad (SDUGL) excitado con una función sinusoidal creciente y conservando los parámetros de forma iguales y constantes.

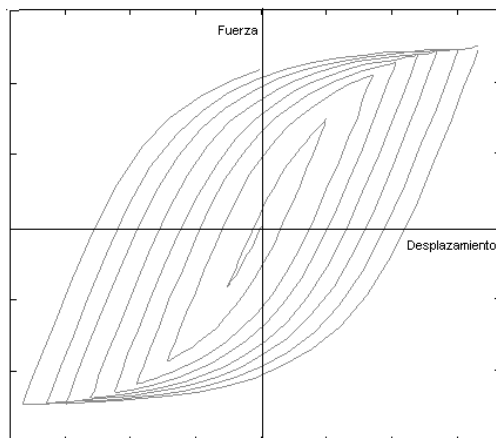


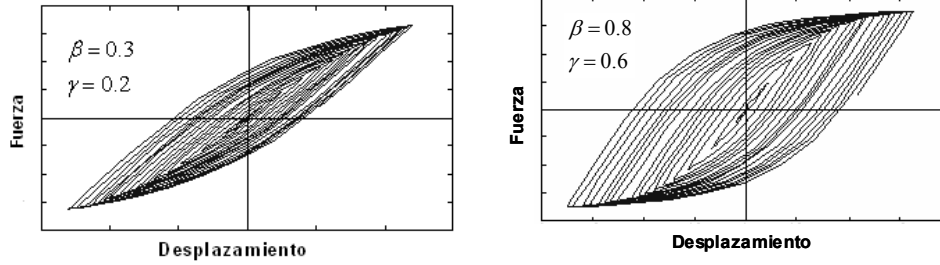
Figura 8.2. Comportamiento típico de un sistema histerético
[Adaptado de Aguirre, 2004]

La interacción entre los valores de los parámetros β , γ y n , determinan básicamente la forma de la histéresis. El modelo *BWBN* es relativamente insensible al cambio proporcional de los valores absolutos de β y γ . Para valores altos de β y γ (mayores de 50) tienden a causar dispersión. Los valores absolutos de β y γ influyen poco e inversamente en parámetros estructurales tales como: la rigidez, la resistencia y la suavidad de los ciclos histeréticos. Sin embargo, cuando se producen cambios relativos de β con respecto a γ y viceversa estos cambian significativamente.

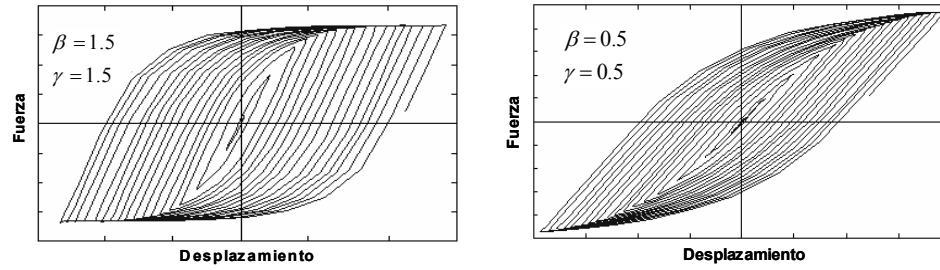
8.4.2 Parámetros β y γ

La combinación de β y γ determina si el modelo describe endurecimiento o ablandamiento. La variación de estos dos parámetros permite la generación de numerosas formas de histéresis, como se verá a continuación. No obstante, estos parámetros deben satisfacer varios criterios (desigualdades) para asegurar que la energía total disipada a través de cada ciclo sea positiva.

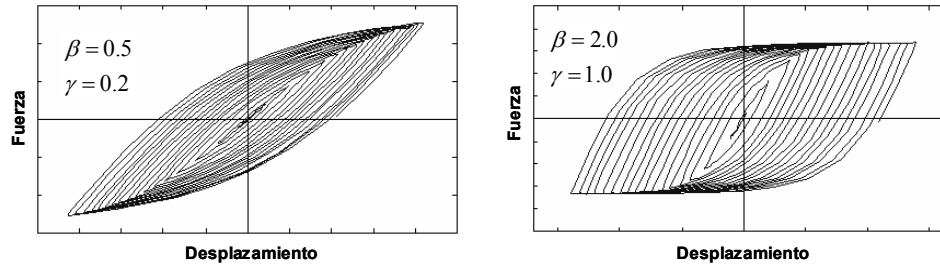
En la figura 8.3, se muestran los efectos de los parámetros de forma en el modelo de histéresis de *BWBN* y se enuncian cada una de las desigualdades que se deben de cumplir entre β y γ . Las desigualdades fueron introducidas por Baber y Wen en 1981. Para el caso de $n=1.0$ y variando β y γ se pueden obtener diversas curvas de histéresis con suficiente estabilidad. Además, se observa la versatilidad del sistema de ecuaciones diferenciales propuesto en las ecuaciones 8.2 y 8.4.



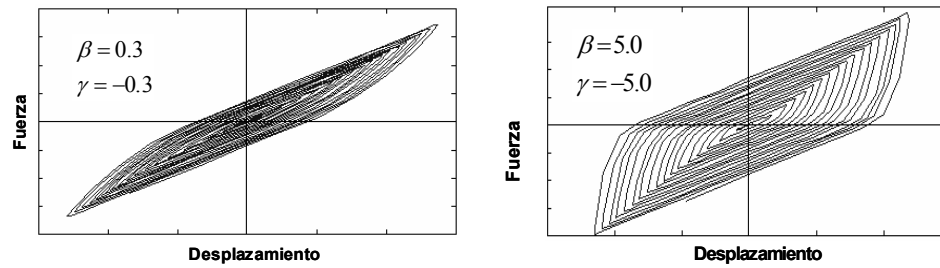
a) $\beta + \gamma > 0, \gamma - \beta < 0$, ablandamiento ligero



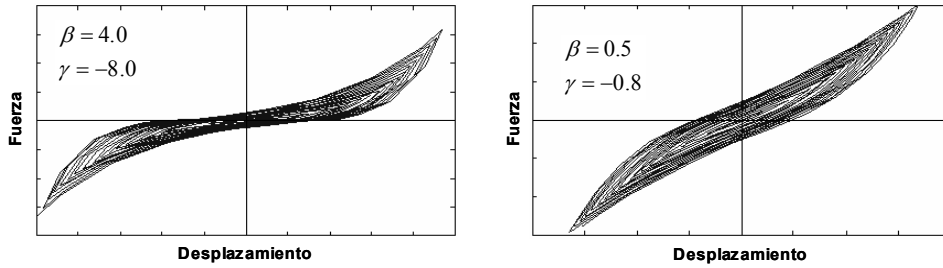
b) $\beta + \gamma > 0, \gamma - \beta = 0$, ablandamiento ligero con carga y en descarga muy lineal



c) $\beta + \gamma > \beta - \gamma, \beta - \gamma > 0$, Ablandamiento fuerte en carga y descarga



d) $\beta + \gamma = 0, \gamma - \beta < 0$, endurecimiento ligero



e) $\beta + \gamma > \gamma - \beta$, $\beta + \gamma < 0$, endurecimiento fuerte

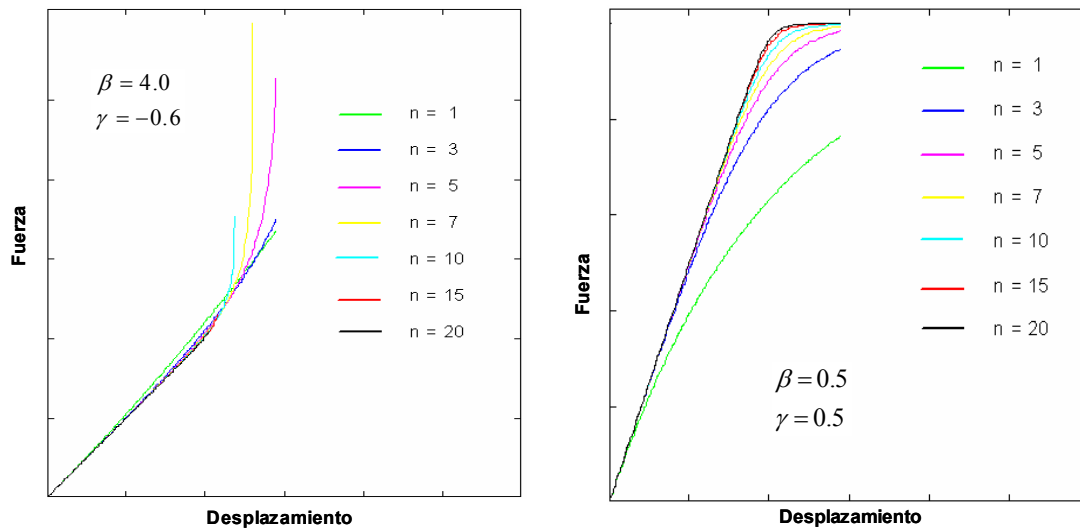
Figura 8.3. Posibles curvas de histéresis variando β y γ ; $n = 1.0$
[Adaptado de Aguirre, 2004]

En general, para β positivo, si $\gamma > 0$ el sistema exhibirá ablandamiento y si $\gamma < 0$ exhibirá endurecimiento.

8.4.3 El parámetro n : endurecimiento y ablandamiento

Sistemas con endurecimiento ($\gamma < 0$): En sistemas con endurecimiento a medida que se incrementa el valor de n , la histéresis se estrecha y la transición lineal a endurecimiento se vuelve más abrupta. En la figura 8.4a, se muestra este comportamiento.

Sistemas con ablandamiento ($\gamma > 0$): En sistemas con ablandamiento a medida que el valor de n crece, la carga tiende a una función elastoplástica (ver figura 8.4b).



a) Sistema con endurecimiento

b) Sistema con ablandamiento

Figura 8.4. Variación del parámetro n . [Adaptado de Aguirre, 2004]

8.5 Energía histerética

Una medida de la capacidad de disipación de energía de un sistema estructural esta dada por la posibilidad de la amplitud de su desplazamiento. La energía disipada en la histéresis es una medida del efecto acumulativo de la severidad de la respuesta y de las repetidas oscilaciones.

En el modelo de *BWBN*, las degradaciones de resistencia y rigidez y el estrangulamiento del sistema se expresan como una función de la energía histerética. La energía del elemento histerético es la integral de la fuerza histerética f_h , sobre el desplazamiento total u . Así, de la ecuación 8.10 se obtiene la ecuación 8.9.

$$\varepsilon(t) = \int_{u(0)}^{u(t)} f_h du = (1 - \alpha) \omega^2 \int_{u(0)}^{u(t)} z(u, t) du \frac{dt}{dt} = (1 - \alpha) \omega^2 \int_0^t z(u, t) \dot{u} dt \quad (8.10)$$

Donde, $\varepsilon(t)$ es la energía histerética disipada y la demás variables y constantes se encuentran en la tabla 8.1. En la figura 8.5, se muestra un esquema de la evaluación de la energía de entrada y la energía histerética disipada para un ciclo de carga y la variación de la energía histerética en el tiempo de la excitación.

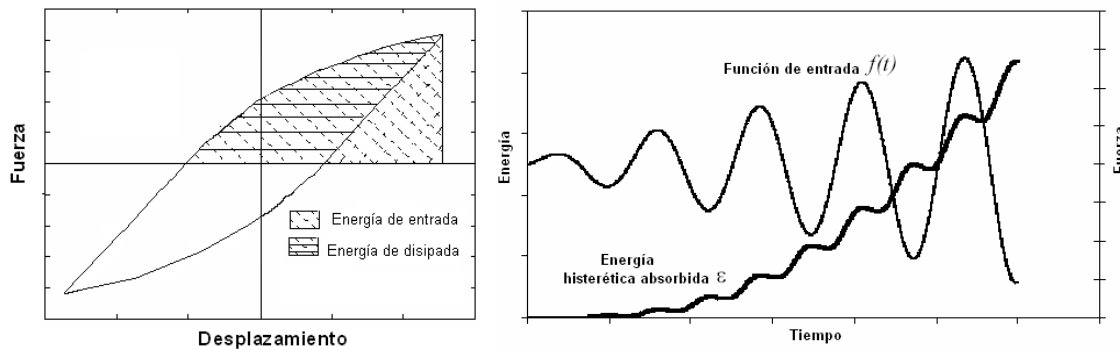
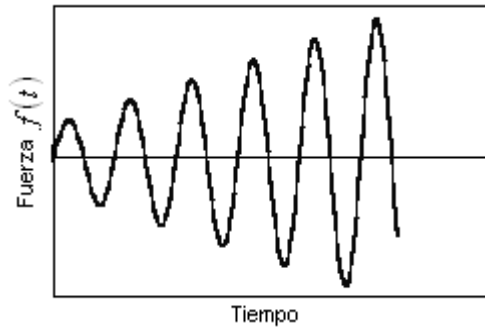


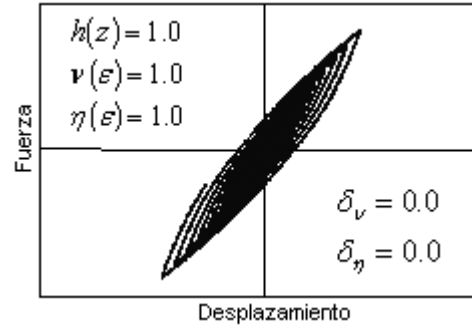
Figura 8.5. Energía histerética de entrada y disipada para un ciclo de carga y energía histerética en el tiempo.

8.6 Rigidez, resistencia y estrangulamiento

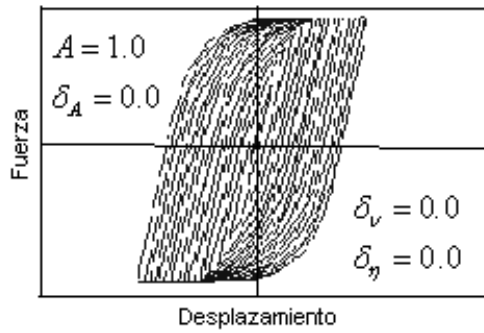
Los modelos para sistemas con degradación deben ser capaces de estimar de alguna manera la duración y severidad de la respuesta. En el modelo de BWBN, la degradación de algunas de las propiedades estructurales del sistema es una función de la energía total disipada por la acción histerética. En las figuras 8.6, se muestran algunos ejemplos relacionados con el cambio en la amplitud, el estrangulamiento, la pérdida de resistencia y la degradación de rigidez que habitualmente aparecen en los sistemas estructurales cuando son sometidos a los efectos de las cargas cíclicas.



a) Función de entrada



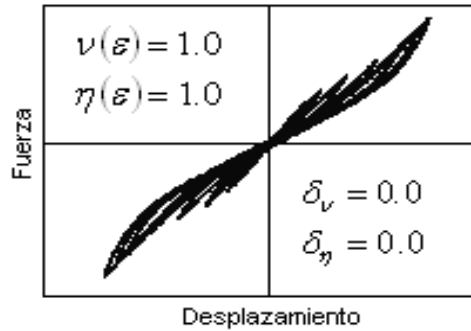
b) Sistema sin degradación



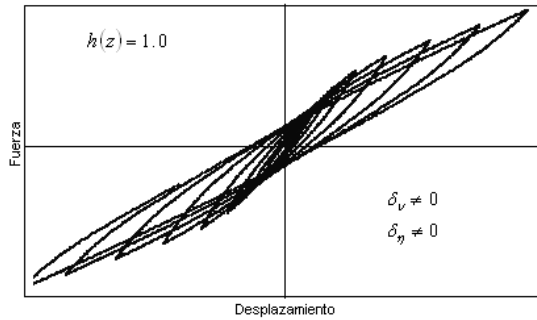
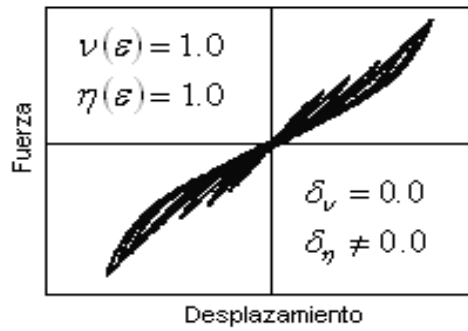
c) Sistema amplitud constante



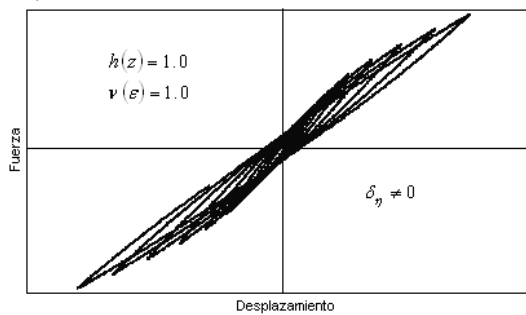
d) Sistema amplitud variable



e) Sistema con estrangulamiento y sin degradación



f) Con degradación de rigidez y resistencia



g) Sistema con degradación de rigidez

Figura 8.6. Variación de los parámetros definen la degradación y el estrangulamiento.

8.7 Aplicación en viviendas

La mayoría de materiales y sistemas estructurales utilizados en la construcción de vivienda de bajo costo, exhiben características inelásticas ante cargas cíclicas severas. Desafortunadamente, no existe una manera única de describir, a diferencia de los sistemas elásticos, el comportamiento inelástico de todos los materiales. Por esta razón hay modelos matemáticos apropiados para cada uno de ellos, y en algunos casos para algunos tipos particulares de elementos con cada uno de los materiales.

Generalmente, el comportamiento inelástico se manifiesta en forma de lazos de histéresis; el área encerrada en cada uno de los lazos de histéresis representa la energía disipada. La falta de una teoría comprensible para el entendimiento del comportamiento histerético de los sistemas estructurales de las viviendas de bajo costo sometidas a terremotos, ha sido uno de los principales impedimentos encontrados en el diseño estructural. Muchos materiales tales como el hormigón armado, el acero, la mampostería reforzada, la madera, el bahareque encementado o el ferrocemento, empleados para la construcción del sistema estructural de las viviendas, han exhibido un comportamiento histerético bajo cargas cíclicas. Las viviendas de bajo costo estructuradas con este tipo de materiales están ubicadas en zonas de media y alta sismicidad, y representan el único refugio de una extensa población del planeta.

El modelo de BWBN permite generar una gran variedad de formas de lazos de histéresis y reproducir la histéresis experimental de una amplia gama de sistemas estructurales bajo acciones cíclicas. Stewart (1987), obtuvo los parámetros y la histéresis experimental para viviendas de madera en Nueva Zelanda, realizando ensayos de carga cíclica a escala real sobre el sistema estructural. En la figura 8.7, se muestran los muros y el sistema estructural de una vivienda de un piso.

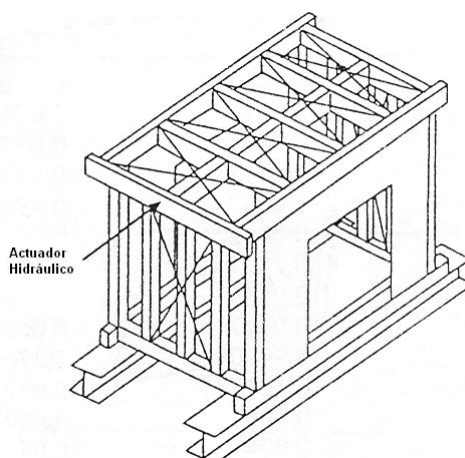
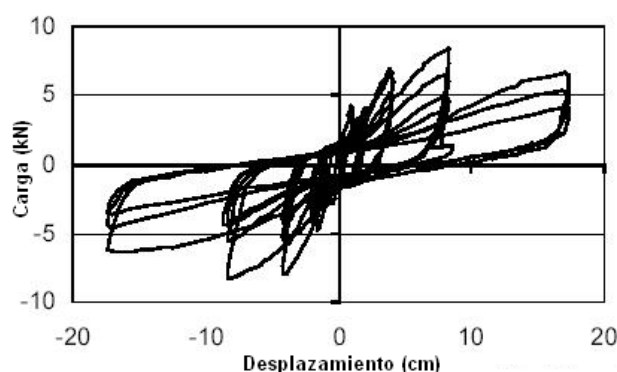


Figura 8.7. Esquema del ensayo a carga cíclica en sistemas de madera. [Stewart, 1987]

Posteriormente, Foliente (1995) obtuvo el modelo de histéresis de BWBN para este tipo de sistemas estructurales. En la figura 8.8, se muestra la histéresis experimental y la histéresis reproducida utilizando el modelo BWBN.



a) Histéresis experimental en sistemas de madera



b) Modelo de histéresis de BWBN para sistemas de madera

Figura 8.8. Histéresis experimental y modelada de sistemas en madera

El modelo satisface las principales características observadas experimentalmente, acerca del comportamiento histerético de los nudos y los sistemas estructurales de madera; histéresis no lineal con degradación de rigidez, degradación de resistencia y estrangulamiento. Las leyes constitutivas consideradas dependieron de la respuesta de los nudos de madera. La forma de la histéresis de la figura 8.8b, fue obtenida por ensayo y error, para aquellos parámetros que no fueron posibles estimar con toda certeza a partir de los datos experimentales.

En investigaciones similares, Jaramillo (2000) ha reproducido el comportamiento sísmico de sistemas estructurales de bahareque encementado, con fines de evaluar la vulnerabilidad sísmica de este tipo de estructuras. En la figura 8.9, se muestra un módulo de vivienda en bahareque encementado a escala real.



Figura 8.9. Vivienda en bahareque encementado. [Silva y López, 2000]

Silva y López (2000) obtuvieron la histéresis experimental para este tipo de viviendas. Posteriormente, los parámetros y la forma de la histéresis fueron reproducidos por Jaramillo (2001) utilizando el modelo de *BWBN*. En la figura 8.10a, se muestra un lazo para la histéresis experimental y en la figura 8.10b la histéresis modelada.

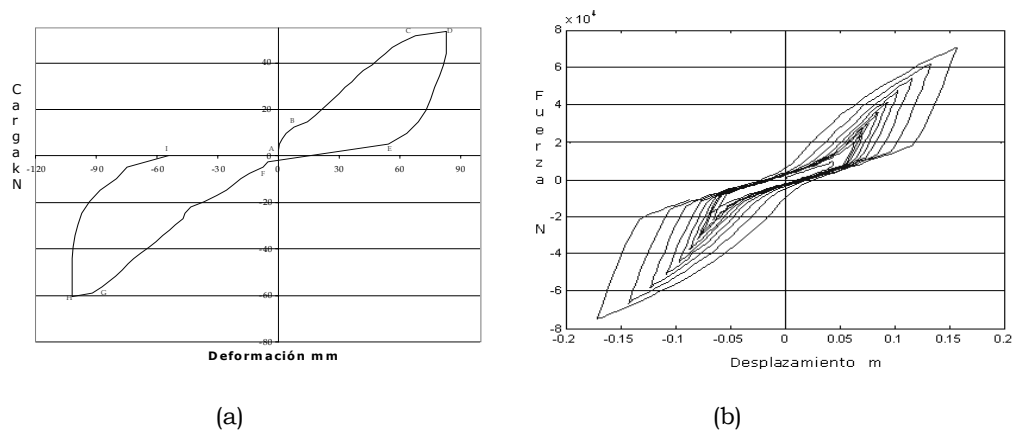


Figura 8.8. Comportamiento histerético de sistemas en bahareque encementado (a) Histéresis experimental y (b) histéresis modelada. [Jaramillo, 2001]

El modelo captura las principales características del comportamiento inelástico de este tipo de sistemas estructurales; el estrangulamiento, es el efecto predominante. El modelo de histéresis obtenido es una buena aproximación de la histéresis experimental.

8.8 Modelización de los modelos de ferrocemento

8.8.1 El problema inverso

El modelo de histéresis planteado por BWBN, para evaluar el comportamiento dinámico de sistemas estructurales, necesita ser explícitamente definido para un conjunto particular de materiales y configuraciones. Este problema es conocido especialmente como un problema de estimación de parámetros o generalmente como un problema de identificación de sistemas. La identificación de sistemas está definido como un proceso para construir una descripción matemática o modelo de un sistema físico, cuando la entrada del sistema y la correspondiente salida son conocidas [Yao, 1985]. El término general identificación de sistemas, tiene sus orígenes en la teoría de la mecánica de control y la ingeniería eléctrica, pero ha sido usado en muchas ramas de la ciencia y la ingeniería. Para aplicaciones en ingeniería estructural, usualmente la entrada es una función de fuerza conocida y la salida es desplazamiento, velocidad o aceleración, como respuesta de la estructura a esta fuerza. Así, el modelo particular obtenido del proceso de identificación debe de producir una respuesta similar a la del sistema de salida, dado que la entrada es la misma [Yao, 1985].

Para la identificación de sistemas existen varias técnicas tales como el método de Mínimos Cuadrados, el Análisis de Regresión Secuencial, el algoritmo iterativo de Newton, el método de Gauss y la técnica del Filtro de Kalman y recientemente los algoritmos genéticos y las redes neuronales. Estas técnicas han sido utilizadas para determinar sistemáticamente los parámetros del modelo de histéresis de BWBN a partir de los datos experimentales [Sues et al, 1988; Foliente, 1996b; Hornig, 2003].

Zhang (2002) ha propuesto tres algoritmos para estimar los diferentes parámetros de control del modelo de BWBN en cualquier estructura que presenta comportamiento inelástico. Estos algoritmos están basados en el método Simplex, el filtro de Kalman Extendido y el método del Gradiente Reducido Generalizado. Además, se han incorporado nuevas técnicas para facilitar la estabilidad global del sistema. La gran ventaja de estos algoritmos es la habilidad para modelar la histéresis y la precisión de la respuesta inelástica de la estructura. Sin embargo, en otros estudios [Foliente, 1995; Jaramillo, 2000] la mayoría de los parámetros del modelo de histéresis de BWBN, han sido obtenidos a partir de los datos experimentales. El modelo de histéresis final es calculado y comparado con la histéresis experimental. Es decir, el procedimiento es repetido varias veces hasta que el modelo reproduzca satisfactoriamente todas las características (forma básica de la histéresis experimental no lineal con pérdida de resistencia, degradación rigidez y estrangulamiento) observadas experimentalmente.

8.8.2 Parámetros del modelo

Este modelo permite simular y representar una amplia variedad de sistemas estructurales independientemente de los materiales de construcción. En esta sección se identifican los parámetros del modelo de BWBN para nuestro caso particular de materiales y estructuras de ferrocemento.

Los parámetros necesarios para la ecuación del movimiento fueron estimados a partir de los ensayos de viviendas de ferrocemento a escala real (sistema físico). La frecuencia natural ω , se calculó con la masa m y la rigidez k_i del sistema estructural. De la histéresis experimental se obtuvo el parámetro α , el cual se determina como la relación entre la rigidez tangente final y la rigidez tangente inicial $\alpha = k_i/k_f$. Debido a que el elemento histerético modelado en el sistema contiene la no linealidad, el amortiguamiento histerético y las propiedades de disipación de la energía no viscosa. El valor del amortiguamiento no lineal ξ_0 , puede ser elegido entre 0.01 a 0.05 para sistemas prefabricados. Los valores de los parámetros de forma de la histéresis β y γ para sistemas estructurales y conexiones de ferrocemento, han sido elegidos de acuerdo con la forma de la histéresis experimental exhibida. Así, para obtener una disipación de energía positiva, β debe ser positiva, por lo tanto la desigualdad de los parámetros de forma que mejor se ajustan al comportamiento histerético del ferrocemento son $\beta + \gamma > 0$ y $\gamma - \beta < 0$. Según se observa en las figuras 7.5 y 7.6 y de acuerdo con los resultados obtenidos, los sistemas estructurales de ferrocemento no presentan estrangulamiento ni pérdida de resistencia, sólo se observa deterioro de la rigidez. En la tabla 8.2, se muestran los valores de los parámetros del modelo, estimados a partir de los ensayos.

Parámetro	Nombre del parámetro	Valor	Unidad
t	Tiempo	15	s
ξ_0	Coefficiente de amortiguamiento	5	%
m	Masa	1060	kg
ω	Frecuencia pseudo-natural del sistema	73.52	rad
k_i	Rigidez tangente inicial	5.73	kN/mm
k_f	Rigidez tangente final	1.13	kN/mm
α	Relación de rigideces	0.197	
$h(z)$	Función de estrangulamiento	1.0	
A	Amplitud de la histéresis	1.0	
β	Forma y la amplitud de la histéresis	0.85	
γ	Forma y la amplitud de la histéresis	-0.50	
n	Forma y la amplitud de la histéresis	1.0	
ν	Degradación de resistencia	1.0	
η	Degradación de rigidez	$\neq 1.0$	
$f(t)$	El centro		kN/kg

Tabla 8.2. Parámetros adoptados del modelo de BWN para sistemas de ferrocemento.

Los modelos basados en un sistema dinámico de un grado de libertad (SDUGL) han demostrado ser suficientes y versátiles para obtener un entendimiento básico del comportamiento dinámico de la mayoría de los sistemas estructurales. En la figura 8.9, se muestra la idealización de un modelo de un sistema dinámico de un grado de libertad para una vivienda estructurada con paneles de ferrocemento.

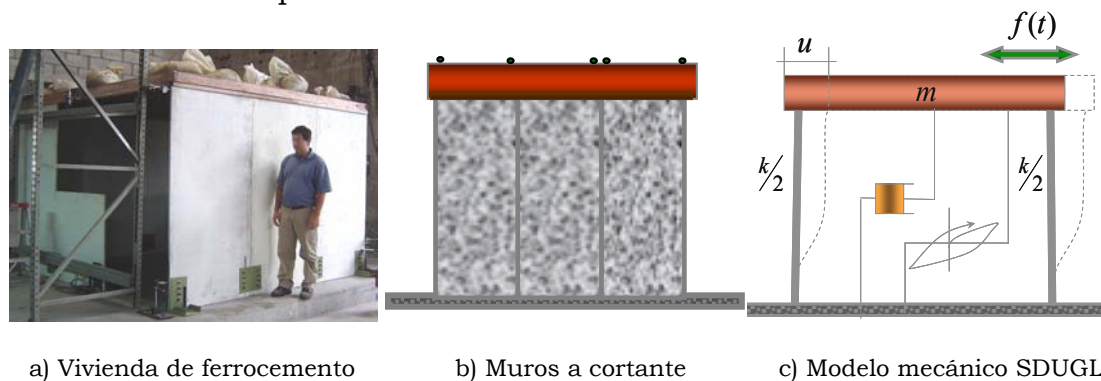


Figura 8.9. Idealización un SDUGL para un sistema estructural de ferrocemento.

El modelo BWN satisface bien las principales características del comportamiento histerético de las zonas de conexión y del sistema estructural de ferrocemento tal y como se ha observado en los ensayos. Es decir, histéresis no lineal con degradación de rigidez. Las leyes constitutivas tienen en cuenta la dependencia de la respuesta de las zonas de conexión de

los paneles prefabricados de ferrocemento con las acciones aleatorias externas.

8.8.3 Análisis dinámico no lineal

El modelo de histéresis propuesto en esta investigación y descrito de forma numérica en la sección 8.3, se programó en Matlab[®]. El modelo fue incorporado a un sistema dinámico no lineal de un grado de libertad. Las ecuaciones 8.2, 8.4 y 8.9 fueron arregladas dentro de un conjunto de cuatro ecuaciones diferenciales ordinarias no lineales de primer orden, las cuales fueron resueltas utilizando un método estable incorporado en Matlab[®] (ODEs). Para obtener la respuesta histerética característica de sistemas de ferrocemento mostrada en la figura 7.5, inicialmente se empleó una función de entrada de la forma: $f(t) = (a_1 + a_2 t) \sin(\omega t)$, donde a_i son valores constantes y ω es la frecuencia de excitación. Debido a que el interés principal era la respuesta sísmica de las conexiones y el sistema estructural de ferrocemento la función $f(t)$, fue reemplazada por un acelerograma de un terremoto real, para ello se le adicionó al programa una biblioteca de movimientos telúricos tales como el sismo de Pereira, Quindío, El Centro, entre otros. La vivienda, con muros prefabricados en ferrocemento resistentes a cargas laterales (figura 8.9a), fue sometida al sismo del El Centro. El modelo de histéresis fue dibujado y comparado con la histéresis experimental varias veces hasta que la forma básica de la misma fue reproducida satisfactoriamente. En la figura 7.10, se aprecia la señal (figura 7.10a), la histéresis (figura 7.10b), los desplazamientos (figura 7.10c) y la energía disipada del sistema estructural de ferrocemento (figura 7.10d).

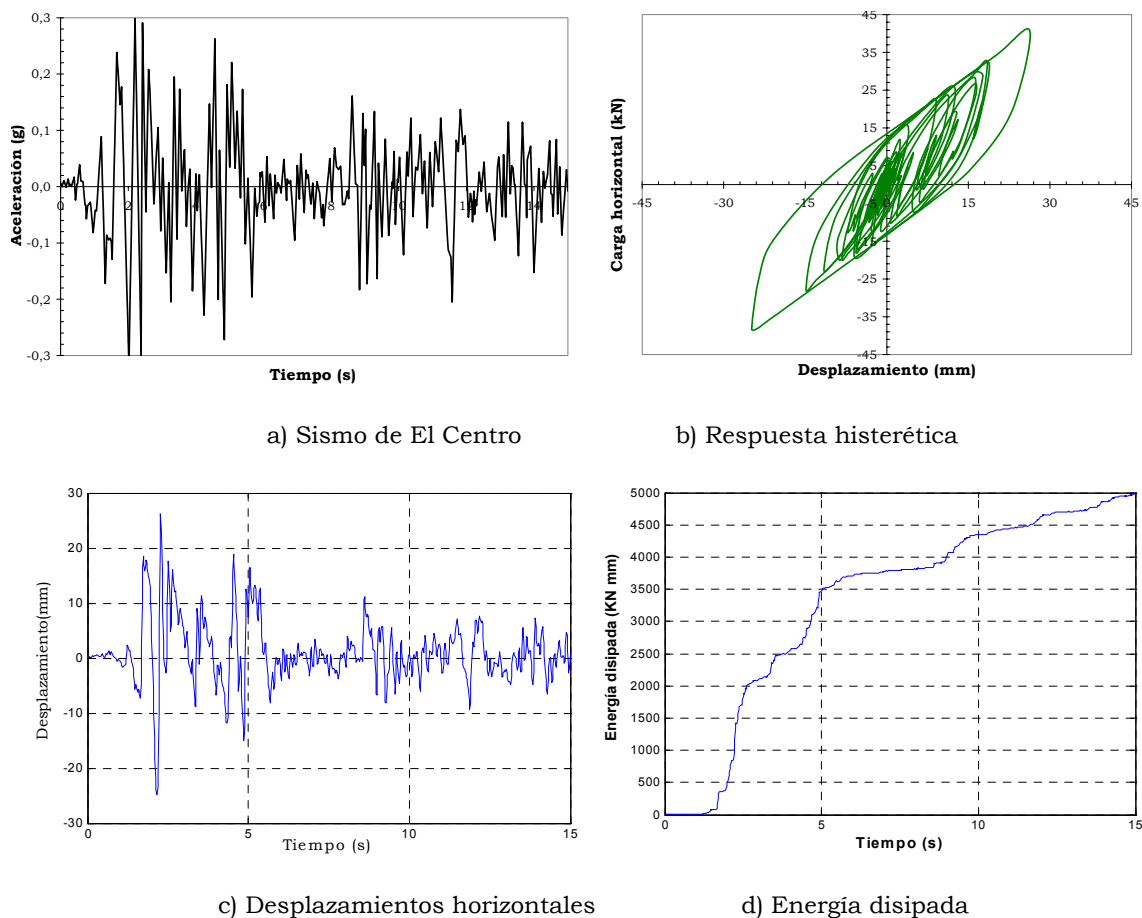


Figura 8.10. Respuesta de un SDGL de un sistema estructural en ferrocemento.

Para obtener la forma similar de la histéresis fue necesaria la información de la campaña experimental. La comparación del modelo de histéresis (figura 7.10b) con la histéresis experimental (figura 7.5) muestra que el modelo propuesto se ajusta razonablemente a la forma básica del comportamiento histerético experimental estudiado anteriormente. Además, el modelo de histéresis propuesto permite observar el comportamiento de las conexiones. El modelo es flexible, versátil y puede usarse para una gran variedad de formas de histéresis y tipos de cargas bien sean cíclicas o de terremotos.

8.9 Discusión, conclusión y resumen

La obtención y formulación de un modelo matemático que permita obtener la respuesta inelástica de sistemas dinámicos, depende fundamentalmente de cómo actúa cada material en particular. Un aspecto importante en la capacidad de un material de responder dinámicamente en el campo inelástico está asociado con la ausencia de modos frágiles de fallo. La presencia de modos frágiles de fallo hace decrecer drásticamente la

capacidad resistente del sistema estructural. Por esta razón, se buscan maneras de disponer y diseñar los materiales estructurales para que respondan dinámicamente en el rango inelástico sin pérdida grave de resistencia y estabilidad del sistema estructural. Desafortunadamente, no existe una manera única de describir, a diferencia de los sistemas elásticos, el comportamiento inelástico de todos los materiales. Por esta razón, existen modelos matemáticos específicos para cada tipo de material, y para cada elemento particular. En general, se ha encontrado que tanto en el hormigón armado, como en el ferrocemento, existe un número importante de variables que controlan y determinan el comportamiento histerético de los sistemas estructurales, tales como: el tipo y orientación de las barras y mallas de refuerzo, la geometría del elemento, los anclajes y el confinamiento de la matriz cementante, las propiedades de los materiales constitutivos y las características de adherencia entre ellos, el tipo y la magnitud de las cargas actuantes.

Cualquier modelo histerético que se plantee, debe ser capaz de capturar la evolución temporal de la rigidez, la resistencia y el efecto de estrangulamiento bajo cualquier registro de desplazamientos. Para ello se han desarrollado diferentes campañas experimentales y se han propuesto un sin número de modelos matemáticos que intentan mimetizar el comportamiento real cuando se ven afectados por cargas reversibles. Estos modelos han ido evolucionando para acercarse cada vez más a la respuesta cíclica real de dichos elementos, debido a que la respuesta dinámica no lineal de una estructura depende, fundamentalmente, del modelo constitutivo que se utilice para el análisis. Hasta el momento se han propuesto varios modelos constitutivos para el hormigón armado, el acero y la mampostería, que definen la no linealidad del material y representan el comportamiento histerético de los elementos, pero los sistemas en ferrocemento carecen de este tipo de modelos.

A la hora de evaluar la capacidad sismo resistente de una estructura es necesario conocer su relación carga-deformación bajo cargas cíclicas. Concretamente, dicha relación es indispensable para resolver la ecuación de movimiento, cuando, bajo una determinada historia de deformación, la estructura sobrepasa el límite elástico. Para una respuesta de deterioro, la relación fuerza-desplazamiento de una estructura es altamente no lineal. Para hacer un análisis satisfactorio de tal comportamiento, es importante poder caracterizar y modelar el fenómeno de histéresis acertadamente. El modelo de histéresis de BWBN, inicialmente introducido por Bouc, ha demostrado ser eficiente y matemáticamente tratable en el modelado de sistemas estructurales que exhiben un comportamiento histerético cuando se ven sometidos a cargas cíclicas.

Las técnicas de identificación de sistemas dinámicos a través del uso de datos experimentales es un problema de considerable importancia en ingeniería sísmica. El objetivo principal de un proceso de identificación es caracterizar o estimar adecuadamente la respuesta de una estructura sujeta

a vibraciones aleatorias. El uso de estas técnicas le ha proporcionado versatilidad y precisión al modelo de BWBN. Este modelo permite simular o representar una amplia variedad de sistemas estructurales con cualquier combinación de materiales estructurales. El modelo es versátil y tratable matemáticamente lo que lo convierte en una herramienta adecuada para tratar problemas de vibraciones aleatorias como son los sismos.

En este capítulo se describe el modelo de BWBN, así como los parámetros que lo definen. Adicionalmente, se han estimado estos parámetros y calibrado el modelo de *BWBN* para simular el comportamiento histerético característico de las viviendas prefabricadas de ferrocemento. Para ello se programó en Matlab® el sistema numérico de ecuaciones diferenciales del modelo de BWBN, basado en un sistema dinámico de un grado de libertad. La comparación del modelo de histéresis con la histéresis experimental muestra que el modelo propuesto se ajusta razonablemente bien a la forma básica del comportamiento histerético experimental. Este modelo ha demostrado ser adecuado y eficiente para simular el comportamiento experimental observado en los sistemas estructurales prefabricados de ferrocemento bajo cargas cíclicas, y se utilizará en el capítulo siguiente, para evaluar el daño y, de este modo, efectuar una estimación de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas de bajo costo, construidas con ferrocemento.

Finalmente, el modelo aquí diseñado y calibrado se usa en la tercera parte de esta memoria, que se dedica a la estimación cuantitativa de la vulnerabilidad sísmica de un grupo de viviendas estructuradas con ferrocemento. Así, tras una revisión de los conceptos y métodos de análisis de vulnerabilidad en el capítulo 9, el capítulo 10 sintetiza los aspectos relacionados con la amenaza sísmica en Colombia, y describe el trabajo de campo para identificar una tipología general de la vivienda de bajo costo de ferrocemento. El modelo de BWBN permite finalmente efectuar un análisis dinámico no lineal del que resulta la obtención de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño para este tipo de viviendas. La toma en consideración de las zonas de amenaza sísmica previstas en la normativa sísmica del país, permite esbozar el escenario de daño sísmico esperado.

Parte

Una aproximación a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica

Aplicación a la zona del eje cafetero, Colombia

3

Vulnerabilidad y daño sísmicos

9.1 Introducción

En este capítulo se presenta una breve descripción de las metodologías existentes para evaluar la vulnerabilidad sísmica y los métodos utilizados para generación de las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño. Se hace énfasis en los estudios de vulnerabilidad desde un punto de vista probabilista. Además, se describen los principales aspectos relacionados con el daño sísmico; estados de daño e índices de daño. Para la generación de las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño, la cuales permitirán hacer una aproximación a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas de ferrocemento (capítulo 10), se ha elegido una metodología probabilística habitualmente empleada en zonas de alta sismicidad. Esta metodología y las herramientas necesarias para su aplicación, también son descritas en este capítulo.

9.2 Metodologías para el análisis de la vulnerabilidad

Las metodologías para evaluar la vulnerabilidad han tenido su mayor aplicación en entornos urbanos constituidos por viviendas en su mayoría de hormigón armado y mampostería. Son pocas las investigaciones orientadas a la aplicación de estas metodologías, ya muy sólidas, a los entornos urbanos de las viviendas de bajo costo.

La vulnerabilidad sísmica de una estructura, grupo de estructuras, o de una zona urbana completa, está definida como su predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un fenómeno sísmico y está asociada directamente con sus características físicas y estructurales de diseño [Barbat, 1998]. El concepto de vulnerabilidad sísmica es indispensable en estudios sobre riesgo sísmico y para la mitigación de desastres por terremotos. Se entiende por riesgo sísmico el grado de pérdidas esperadas que sufren las estructuras durante el lapso de tiempo que permanecen expuestas a la acción sísmica. Por otra parte, la mitigación de los desastres en el ámbito de la ingeniería corresponde a la totalidad de las acciones que tienen como objetivo la mejora del comportamiento sísmico de los edificios de una zona, con la finalidad de reducir los costes de los daños esperados durante el terremoto [Barbat, 1998]. Para mitigar el riesgo sísmico de una zona es necesario disminuir la vulnerabilidad y el costo de reparación de las estructuras afectadas. Por lo tanto, se deben proponer nuevos y mejores

sistemas constructivos que exhiban un buen comportamiento bajo cargas sísmicas y/o generar nuevas filosofías de diseño que garanticen el buen desempeño de los elementos expuestos.

Las metodologías para el análisis de vulnerabilidad se pueden clasificar de forma general en dos. La primera fue propuesta por Corsanego y Petrini (1990); ellos propusieron tres tipos de técnicas a partir del tipo de resultado: técnicas directas, técnicas indirectas y técnicas convencionales. La segunda clasificación fue propuesta por Dolce et al. (1995), a partir de la primera clasificación. Esta clasificación se basa en los tres elementos esenciales involucrados en un estudio de vulnerabilidad: los datos, el método y los resultados. En la figura 9.1, se muestra un esquema que resume la clasificación de las metodologías actuales para el análisis de vulnerabilidad sísmica.

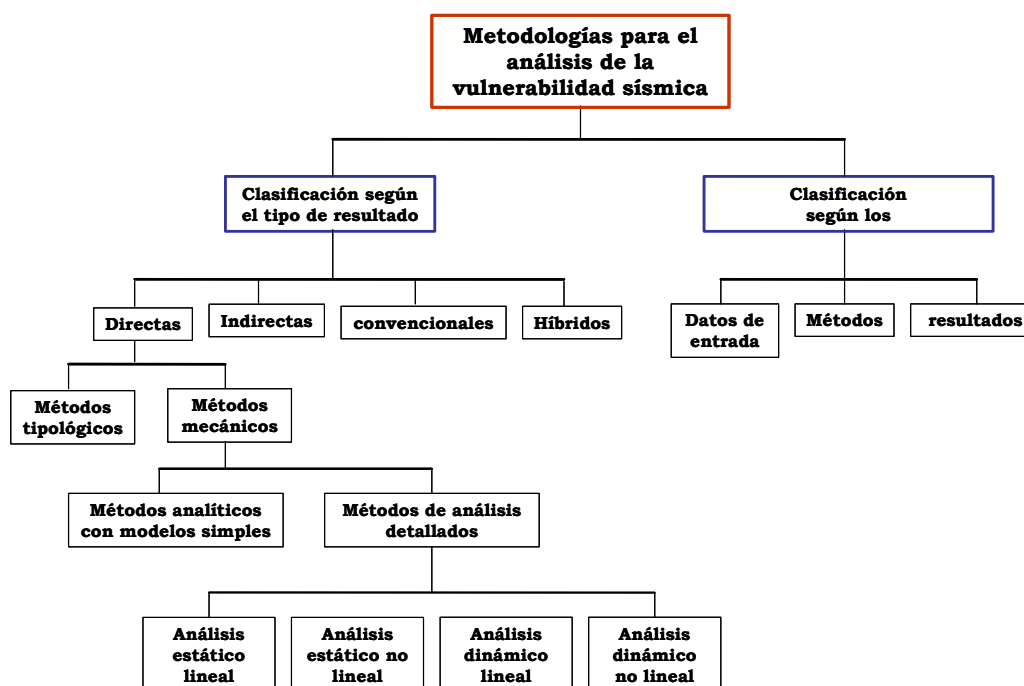


Figura 9.1. Clasificación de las metodologías para análisis de vulnerabilidad [Bonett, 2003]

Con la ayuda de estas metodologías se pueden realizar diferentes tipos de análisis de vulnerabilidad sísmica. Los interesados en profundizar en las definiciones y aplicaciones de cada una de las clasificaciones pueden revisar Barbat (1998) y Bonett (2003).

9.3 Estados e índices de daño

El daño puede definirse como el grado de deterioro o destrucción causado por un evento sísmico sobre la propiedad, los sistemas de prestación de servicios y los sistemas naturales o sociales. En el diseño estructural el daño

está relacionado con las deformaciones inelásticas o desplazamientos no recuperables sufridos por la estructura, por lo tanto, se prefiere correlacionar el daño con las deformaciones o desplazamientos de la estructura. Una vez ha ocurrido el evento se realiza una evaluación e interpretación de los daños ocasionados con la finalidad de cuantificar y explicar los efectos del sismo sobre las edificaciones existentes.

Recientemente, en el análisis y el diseño sismo resistente de edificaciones se ha incorporado el comportamiento no lineal del material utilizado en la estructura. Por lo tanto y mediante procedimientos de análisis y/o estudios experimentales, es posible evaluar, paso a paso, el comportamiento del material y los fenómenos de degradación que se generan [Foliente, 1995; Jaramillo, 2001]. Sin embargo, la diversidad de sistemas estructurales y la incertidumbre de la acción dinámica aplicada convierten la evaluación cuantitativa del daño en un problema complejo, que no cuenta por el momento con un criterio unificado tanto para la definición de los modelos analíticos como para la descripción del daño en sí.

9.3.1 Estados discretos de daño

Los estados discretos de daño (*EDD*), representan una condición límite o tolerable de la estructura de acuerdo con tres aspectos esenciales a tener en cuenta:

- Daños físicos sobre los elementos estructurales y no estructurales
- El riesgo en el que se encuentran los ocupantes de la edificación
- La funcionalidad de la vivienda después del sismo [SEAOC Vision 2000 Committee, 1995].

De lo anterior se puede inferir que los estados discretos de daño corresponden a una descripción cualitativa de los efectos producidos por un sismo sobre los elementos, los ocupantes y el funcionamiento de una estructura.

En la actualidad, se han hecho varias clasificaciones para los estados discretos de daño (ATC-13, EMS-98, MSK, HAZUS, ATC-25, RISK-UE entre otros), los cuales han sido extraídas de los daños físicos observados en las estructuras después de la sacudida sísmica o/y de ensayos de laboratorio. A continuación se presenta una breve descripción de clasificaciones de estados de daño:

a) Clasificación de acuerdo con los daños observados

En 1987, Park, Ang y Wen propusieron 5 estados de daño diferentes para edificios de hormigón armado apoyándose en la evidencia de los daños observados después del sismo y ensayos de laboratorio:

- Sin daño: en el peor de los casos se producen pequeñas grietas en el

hormigón.

- Ligero: se producen grietas en varios elementos estructurales.
- Moderado: agrietamiento severo y se producen algunos desprendimientos de hormigón.
- Severo: aplastamiento del hormigón y pérdida del recubrimiento de las barras de acero de refuerzo.
- Colapso

En 1992, Petrovski et al. Proponen tres estados de daño aplicables a estructuras de hormigón armado y mampostería estructural. La propuesta se basó en los daños observados y la disponibilidad de estas estructuras de ser utilizadas una vez ha ocurrido el sismo:

- Utilizable: los daños estructurales son leves. La estructura puede ser ocupada.
- Temporalmente utilizable: los daños estructurales varían entre moderados y severos. La estructura puede ser temporalmente utilizable.
- Completamente inutilizable: los daños estructurales son severos. Se puede producir el colapso parcial o total de la vivienda. No se puede utilizar.

b) Clasificación de acuerdo con la reparación de la estructura:

Esta propuesta es bastante útil para la toma de decisiones de reforzamiento, planificación y valoración económica después de ocurrido el sismo [Bracci et al, 1989; Stone y Taylor, 1993]. Comprende cuatro estados de daño según la reparación de la estructura:

- Sin daño o daños leves
- Reparable
- Irreparable
- Colapso

c) Clasificaciones combinadas

EERI (1994), propone una escala de 5 estados discretos de daño, en los cuales se involucra los daños no estructurales, el tiempo fuera de funcionamiento de la vivienda y el riesgo al que están expuestos los ocupantes:

- Sin daño
- Leve: daños menores en elementos no estructurales. La estructura continua funcionando con normalidad en menos de una semana.
- Moderado: daños no estructurales considerables, se producen pequeños daños estructurales. La estructura puede estar cerrada hasta por 3 meses. El riesgo que se produzcan pérdidas de vidas humanas es mínimo.
- Severo: los daños estructurales aumentan y es posible que la estructura deba estar cerrada por un período largo de tiempo. En el peor de los casos puede ser necesario demoler la estructura.
- Total - Colapso o muy severo: los daños son irreparables y hay una probabilidad muy alta que se produzcan pérdidas de vidas humanas.

9.3.2 Índices de daño

En los estudios de vulnerabilidad, los índices o indicadores de daño son parámetros que permiten correlacionar y cuantificar la respuesta obtenida a partir de modelos estructurales sometidos a movimientos sísmicos con el grado de daño o deterioro ocasionado por estos movimientos sobre los elementos y/o la estructura. Estos parámetros habitualmente involucran una o más variables [Dolce, et al., 1995] tales como: deformaciones unitarias, curvatura, rotaciones, desplazamientos, deriva entre piso, fuerzas, energía absorbida y energía disipada, entre otras. Su elección está determinada por el tipo de daño que se desea analizar; local, intermedio o global.

Para definir los índices de daño es necesario implementar o diseñar un modelo estructural que represente de la mejor manera posible las características del sistema estructural, las propiedades mecánicas de los materiales utilizados, las características de las fuerzas aplicadas y los posibles tipos de fallo que presenta la estructura. Ante este panorama la definición o elección de un índice de daño es un problema complejo para el cual aún no existe un criterio unificado.

Actualmente, se han propuesto varios índices de daño obtenidos a partir de ensayos de laboratorio y/o de observaciones de los daños ocurridos después del terremoto. La mayoría de estos índices han sido desarrollados para edificaciones en hormigón armado, acero y mampostería estructural. En Newmark (1971), Park y Ang (1985), Park (1986), Roufaiel y Meyer (1987), Bracci et al (1989), Penzien (1993), Aguiar (1996) y Bonett (2003), se encuentra una amplia descripción de estos índices de daño, obtenidos a partir de diferentes relaciones o conceptos, tales como: relación demanda-

capacidad de deformación, demanda-capacidad de resistencia, degradación, energía y ablandamiento, entre otros.

En el presente estudio, los índices de daño fueron definidos, evaluados y correlacionados a partir de los ensayos de laboratorio, realizados sobre viviendas de ferrocemento a escala real, y como parámetro indicador se eligió la deriva de piso.

9.3.3 Relaciones entre los estados e índices de daño

Los estados de daño describen de forma cualitativa el daño y los índices de daño son parámetros que nos permiten correlacionar la respuesta de la estructura con el grado de daño. Generalmente, en estudios de vulnerabilidad sísmica de entornos urbanos o de viviendas es necesario establecer una relación entre estos dos parámetros. Sin embargo, en la actualidad son escasos los criterios unificados para establecer dicha relación; el carácter subjetivo de los estados de daño y la dificultad para establecer límites para los índices de daño convierten esta labor en un problema complejo y en la cual se debe investigar.

Dentro de estos primeros avances se encuentra la propuesta de Park, Ang y Wen (1987). En la tabla 9.1, se muestra la correlación del índice de daño global I_D y cinco estados discretos de daño. Debe notarse que estos estados discretos e índices de daño han sido propuestos para edificaciones de hormigón armado y fueron obtenidos a partir de observaciones hechas después del sismo y ensayos de laboratorio.

Estado discreto de daño	Intervalo de variación del índice de daño (I_D)
Sin daño	$I_D < 0,10$
Ligero	$0,10 \leq I_D < 0,25$
Moderado	$0,25 \leq I_D < 0,40$
Severo	$0,40 \leq I_D < 1,0$
Colapso	$I_D \geq 1,0$

Tabla 9.1. Correlación entre el índice de daño global de Park, Ang y Wen (1987) y los estados discretos de daño

Similarmente, Bracci et al. (1989) propone la correlación mostrada en la tabla 9.2, para cuatro estados discretos de daño, apoyado en estudios anteriores y realizando ensayos de laboratorio sobre columnas y pórticos de hormigón armado.

Estado discreto de daño	Intervalo de variación del índice de daño (I_D)
Sin daño	$I_D < 0,33$
Reparable	$0,33 \leq I_D < 0,66$
Irreparable	$0,66 \leq I_D < 1,00$
Colapso	$I_D \geq 1,00$

Tabla 9.2. Correlación entre el índice de daño global de Bracci et al. (1989) y los estados discretos de daño

Es importante destacar que estas relaciones, a pesar de estar fundamentadas en las observaciones de los daños ocurridos después de un evento sísmico y de resultados de ensayos de laboratorio hechos sobre elementos o edificaciones, retienen un cierto grado de subjetividad.

9.4 Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño

Las curvas de fragilidad representan la probabilidad de que la respuesta de una estructura iguale o exceda un determinado estado de daño, en función de un parámetro que define la intensidad del movimiento del suelo. Es decir, son una medida de la vulnerabilidad sísmica de una estructura en términos probabilistas.

Para la elaboración de las curvas de fragilidad es necesario un verdadero entendimiento de los mecanismos de respuesta del sistema estructural analizado, bajo los diferentes niveles de la demanda sísmica. Los niveles de demanda generalmente varían entre movimientos frecuentes de baja intensidad, hasta movimientos fuertes poco frecuentes. Habitualmente, son los movimientos fuertes los que generan un comportamiento altamente no lineal y complejo en la estructura, por lo tanto, se debe utilizar un tipo de análisis que permita modelar de la mejor manera posible el comportamiento real de la edificación ante estos eventos. Una buena opción consiste en definir un grupo de acelerogramas que representen las principales características de los movimientos y de la amenaza de la zona, tanto desde el punto de vista de aceleraciones pico o efectivas como de duración y contenido frecuencial. Posteriormente, se debe evaluar la respuesta de la estructura sometida a estas aceleraciones por medio de un análisis dinámico no lineal.

Las curvas de fragilidad pueden ser, entre otras, de gran utilidad para la evaluación del riesgo sísmico, para el análisis, evaluación y mejora del funcionamiento de los entornos urbanos o estructuras, para la identificación de diseños óptimos y estrategias de rehabilitación, para la toma de decisiones y elaboración de las normativas de diseño y construcción sismo resistente. En el presente trabajo se espera que los resultados de la

evaluación de la vulnerabilidad sísmica permitan optimizar y mejorar los sistemas estructurales de las viviendas de ferrocemento.

9.4.1 Métodos para la generación de curvas de fragilidad

En la figura 9.2, se presentan los principales métodos utilizados para la generación de curvas de fragilidad. La diferencia entre cada uno de ellos se debe al tipo de información de entrada y a las técnicas de análisis que emplean para evaluar el daño en las edificaciones debido a los movimientos sísmicos de diferente magnitud.

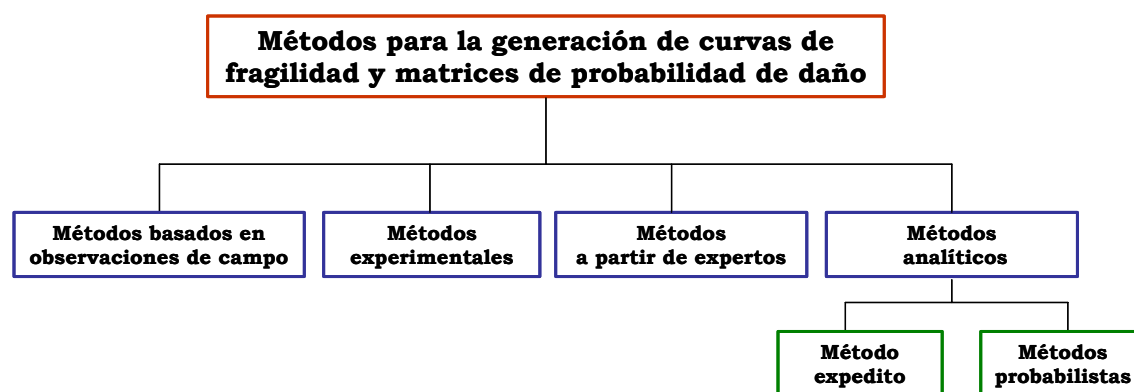


Figura 9.2. Métodos para la generación de curvas de fragilidad [Bonett, 2003]

a) Métodos basados en observaciones de campo

Una vez ocurrido el sismo es posible obtener curvas de fragilidad. Para ello, se hace un registro de los daños ocurridos sobre cada una de las estructuras expuestas. Un procedimiento habitualmente utilizado es clasificar las estructuras de acuerdo con las tipologías, las características geométricas (altura, área en planta, número de niveles, etc.), el uso y la importancia de las mismas. Una vez clasificadas, en diferentes clases, se define la acción sísmica. Generalmente, la actividad sísmica pertenece a la misma zona en donde están cimentadas las estructuras afectadas. Los registros de los daños ocurridos se hacen en formularios con una serie de preguntas tipo test, las cuales son utilizadas para correlacionar los daños observados con el grado de deterioro de la edificación.

Para construir las curvas de fragilidad de una clase de edificaciones en particular a partir de daños observados se sigue un procedimiento relativamente sencillo. El método requiere conocer para cada aceleración básica a_k el número de edificaciones que ha sufrido daño. Sea N_k el número de edificaciones que han sufrido algún tipo de daño debido a la acción definida a_k y sea D_j los estados discretos de daño. Determinar las matrices de probabilidad de daño consiste en hallar $P(D_{kj}/a_k)$, es decir la

relación N_{kj}/N_k . Donde, N_{kj} es el número de edificaciones para toda la acción sísmica a_k que ha experimentado el estado de daño D_j .

Así, la $P(D_{kj}/a_k)$ es la frecuencia relativa de edificaciones de la población N_k que ha experimentado daño D_j al ocurrir una acción sísmica definida por a_k .

Esta metodología fue utilizada en Japón por Yamaguchi y Yamazaki (2000), para generar las curvas de fragilidad de edificios aporticados en madera a partir del informe publicado por el gobierno de la ciudad de Nishinomiya de los daños observados en diferentes estructuras después del terremoto del 17 de Enero de 1995 en Hyogoken-Nanbu (Kobe-Japón). Este método sólo debe ser empleado para la evaluación global de la vulnerabilidad sísmica de una misma clase de edificaciones y son de gran utilidad para calibrar resultados obtenidos con los métodos analíticos y/o ensayos de laboratorio.

b) Métodos experimentales

Los métodos experimentales requieren de un diseño bien detallado del modelo que se va a construir para representar el comportamiento de la estructura real y de los patrones de carga que se van utilizar para simular los movimientos sísmicos del suelo. Se debe tener en cuenta que las simplificaciones hechas en el modelo no alteren la respuesta esperada de la edificación y los resultados sean representativos del comportamiento global de las edificaciones reales. En la actualidad, se utilizan dos tipos de ensayos para generar las curvas fragilidad: 1) ensayos de carga monotónicamente creciente mediante actuadores de carga o desplazamientos y 2) ensayos sobre mesa vibradora, utilizando registros temporales de aceleración. Ambos ensayos proporcionan información valiosa y de gran utilidad. Sin embargo, los ensayos sobre mesa vibradora permiten una mejor representación del sismo. Para generar las curvas de fragilidad por medio de métodos experimentales, se puede utilizar el mismo procedimiento utilizado para observaciones de campo. Algunos ejemplos de curvas de fragilidad construidas por medio de esta metodología pueden ser encontrados en Chong y Soong (2000) y Jaramillo (2000).

c) Métodos a partir de la opinión de expertos

Como su nombre indica, varios expertos en diseño y patología estructural analizan e infieren el comportamiento de una estructura determinada, a través de un conjunto de preguntas. Las respuestas obtenidas permiten calcular un parámetro cuantificador del daño en función de la intensidad sísmica. Para todas las edificaciones pertenecientes a una misma clase se calculan los estadísticos de los resultados y se ajusta una función de probabilidad. Posteriormente, se definen los estados discretos de daño a considerar y, para cada uno de ellos, se propone un intervalo de variación

del parámetro cuantificador del daño. Integrando la función de distribución de probabilidad elegida entre los límites de los respectivos intervalos se obtiene las probabilidades para cada estado de daño. Para construir las curvas de fragilidad se grafican las probabilidades para cada valor de la intensidad sísmica. En Anagnos et al. (1995), se pueden encontrar algunas aplicaciones del método. Este método fue transformado del ATC-13 (1985).

d) Métodos analíticos

Los métodos analíticos se clasifican en dos tipos: los deterministas y los probabilistas. Los métodos deterministas no consideran las incertidumbres en los parámetros sísmicos y estructurales, mientras que el método probabilista los tiene en cuenta; por ejemplo, mediante técnicas de simulación, como el método de Monte Carlo. Ambos utilizan análisis numérico y habitualmente son empleados en zonas donde no se dispone de observaciones de daños debidos a sismos, ni de suficientes resultados de ensayos de laboratorio. Para la aplicación de estos métodos se debe diseñar cuidadosamente, tanto el modelo que va representar el comportamiento sísmico estructural de las edificaciones, como las principales características de la amenaza sísmica en la zona donde están localizadas las mismas.

Una de las ventajas de estos métodos es la facilidad para realizar estudios de prevención y atención de desastres, con la finalidad de reducir la vulnerabilidad y el consecuente riesgo sísmico de las edificaciones antes que ocurra un movimiento sísmico.

En la presente investigación se ha implementado un método probabilista. A continuación se hace una breve descripción y un comentario de la metodología desarrollada en este estudio para generar las curvas de fragilidad.

9.4.2 El método probabilista

Los avances en la ingeniería sísmica han permitido introducir los métodos probabilistas como una herramienta para la depuración y mejora del diseño sísmo resistente de estructuras y para proponer las condiciones de las metodologías de evaluación del daño. La confrontación de los daños observados y los calculados muestran que, a pesar de los avances en el análisis dinámico no lineal y en el refinamiento del modelado estructural, existen grandes limitaciones para emplear métodos puramente deterministas después de un evento sísmico. Las incertidumbres que generalmente acompañan a los parámetros de la acción sísmica y a los de la estructura pueden producir discrepancias apreciables entre el comportamiento observado y el calculado. Por lo tanto, los métodos probabilistas son esenciales para proporcionar una perspectiva del comportamiento estructural ante la ocurrencia de un determinado terremoto [Ellingwood, 2001].

Para la generación de curvas de fragilidad utilizando métodos probabilistas, es importante definir apropiadamente el Parámetro Indicador de la Intensidad Sísmica (*PIS*) y el Parámetro Indicador del Daño (*PID*) en la estructura. Para esta tarea y en el caso específico de la amenaza sísmica, sería ideal contar con información de sismos reales ocurridos en el lugar de estudio, con ello se tendría definida la acción sísmica y los efectos locales. En la actualidad, aún existen bastantes zonas en el mundo pero no disponen de registros suficientes para emprender esta labor. En su defecto, se suele generar un grupo de acelerogramas sintéticos a partir de la información existente que reflejen tanto las variaciones de intensidad, duración, amplitud y contenido frecuencial, como las condiciones locales del suelo. En el caso del indicador de la respuesta estructural es necesario seleccionar un parámetro que permita cuantificar el daño y que pueda correlacionarse, a partir de ciertos criterios, con los estados de daño, los cuales describen, de manera cualitativa, los efectos producidos por el sismo en la estructura.

Los métodos probabilistas emplean técnicas de simulación para considerar las incertidumbres relacionadas con los parámetros sísmicos y estructurales. El método, habitualmente más utilizado es el método de Monte Carlo, a través del cual los parámetros sísmicos y estructurales se definen como variables aleatorias generadas a partir de sus funciones de distribución de probabilidad.

Posteriormente, se determina desde un punto de vista probabilista la relación existente entre ellos, mediante un análisis dinámico no lineal, que permiten cuantificar el efecto del grupo de acelerogramas sintéticos sobre el modelo estructural elegido.

De esta manera se obtiene para cada valor del indicador de la intensidad sísmica, las curvas que relacionan la probabilidad acumulada de daño con el parámetro seleccionado para representar la respuesta estructural. Finalmente, se generan las curvas de fragilidad teniendo en cuenta las curvas anteriores y los límites de los estados de daño definidos previamente.

En la figura 9.3, se muestra un esquema de la metodología implementada en la presente investigación para construir las curvas de fragilidad utilizando un método analítico probabilista. Esta metodología se aplica en el capítulo 10, para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las viviendas de bajo costo estructuradas con elementos prefabricados de pared delgada de ferrocemento, típicas de la región del eje cafetero en Colombia.

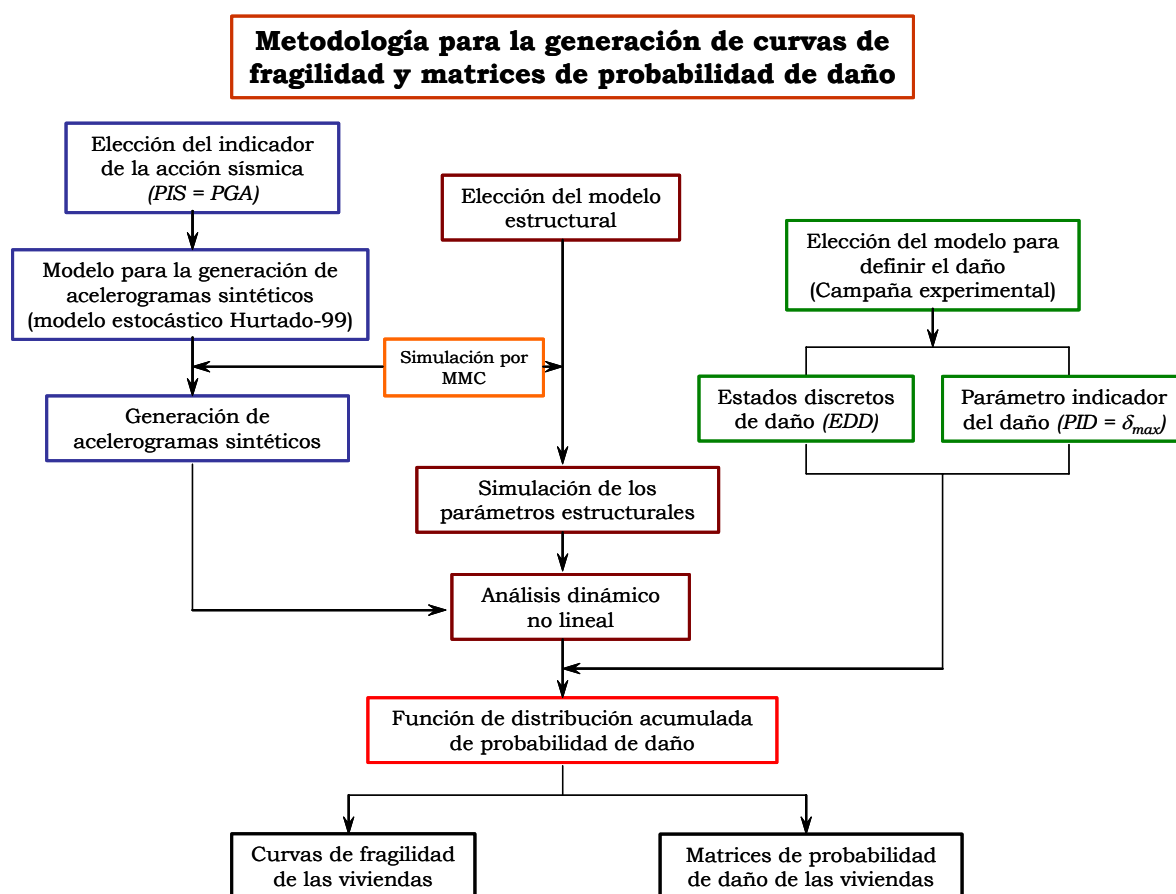


Figura 9.3. Procedimiento para la generación de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño, según el método probabilista

En las siguientes secciones se describe brevemente los principales pasos sugeridos en la figura 9.3, para la aplicación del método probabilista. Cabe notar también que se pueden definir otros procedimientos similares empleando parámetros y análisis diferentes a los aquí propuestos.

Elección del indicador de la intensidad sísmica

La acertada definición de un buen Parámetro Indicador de la Intensidad Sísmica (PIS), es una labor difícil y fundamental en la generación de las curvas de fragilidad. Habitualmente, se ha relacionado la fuerza destructiva de los terremotos con la aceleración máxima del terreno *PGA*. Sin embargo, este parámetro no ha suministrado suficiente y confiable información tanto para la acción sísmica como para el conjunto de daños observados en las edificaciones. Lo anterior se debe a que otras características de los sismos, tales como el contenido frecuencial, la duración de la fase fuerte del movimiento, T_d , y la secuencia en qué se producen los choques, entre otros, pueden tener una influencia significativa el deterioro de la edificación. Se han propuesto también otros parámetros para representar la intensidad del

movimiento sísmico; la velocidad pico (*PGV*) y el desplazamiento permanente (*PGD*) del terreno, las características espectrales, la intensidad sísmica usando Escalas Macrosísmica Europea (*MSK*, *MM-54*, *European Macroseismic Scale EMS-98*) o la escala de intensidad de Mercalli modificada (*Modified Mercalli Intensity scale MMI*).

En esta investigación, se ha elegido la aceleración máxima del terreno, *PGA*, como el parámetro indicador de la acción sísmica en la zona del eje cafetero de Colombia.

Modelo para la generación de acelerogramas sintéticos

Aunque en las últimas décadas han aumentado notablemente las bases de datos de aceleración, aún existen muchas regiones con un pobre cubrimiento instrumental. Los modelos para la generación de acelerogramas sintéticos aparecen a partir de la necesidad de definir el movimiento sísmico como una función de entrada en estudios de diseño, amenaza, vulnerabilidad y riesgo sísmico. Por otro lado, para construir las curvas de fragilidad por medio de métodos analíticos probabilistas, es necesario poseer un grupo representativo de acelerogramas que cubran un amplio rango de valores correspondientes al *PIS* seleccionado y que puedan ser utilizados para el análisis dinámico no lineal de los modelos estructurales. Existen varios modelos para generar acelerogramas, entre los que citamos: acelerogramas compatibles con un espectro de respuesta y acelerogramas no compatibles con un espectro de respuesta. Estas dos técnicas se describen a continuación:

Acelerogramas compatibles: generalmente corresponden a un espectro suavizado proporcionado por una normativa de diseño sismo resistente. El modelo se genera a partir de una superposición de ondas sinusoidales moduladas por una función temporal envolvente que define la forma del acelerograma. Las amplitudes de estas señales, se calculan a partir de una función estacionaria de densidad espectral de potencia que, a su vez, se obtiene a partir de las ordenadas de un espectro de respuesta (aceleraciones o velocidades). Para que la diferencia entre el espectro de respuesta utilizado y el correspondiente a la señal generada sea mínima, se utiliza un proceso iterativo.

Acelerogramas no compatibles: para obtener acelerogramas a través de estos modelos, se emplean las propiedades de un ruido blanco, las secuencias de números aleatorios y la información sísmica disponible en la zona. En la actualidad, existen varios modelos, tales como: la superposición de ondas [Housner y Jennings, 1964], el modelo de Kanai-Tajimi y el modelo de Clough-Penzien (1993), entre otros.

En la presente investigación, se utilizó el modelo estocástico desarrollado por Hurtado (1999) para la ciudad de Manizales (Colombia) y descrito en el apéndice A. Para considerar la naturaleza evolutiva de los sismos, se empleó la función de densidad espectral de potencia propuesta por Yeh y Wen

(1990), por su facilidad de acoplamiento con las ecuaciones de la dinámica del sistema estructural, lo que facilita su uso en el campo de los métodos analíticos de vibraciones aleatorias. Los parámetros que caracterizan el modelo se definen a partir de un grupo de historias temporales de aceleración registradas en la zona de estudio elegida en Colombia (el eje cafetero). La descripción del modelo, el valor de los parámetros y el procedimiento seguido se describen en el capítulo 10.

Modelo estructural

Para representar el sistema estructural a través de un modelo analítico se deben contemplar, de la mejor manera posible, todas las características y componentes que influyen sobre su masa, resistencia, rigidez y deformabilidad. Para ello, es apropiado realizar un trabajo de campo con la finalidad de identificar y contabilizar los sistemas constructivos predominantes, los diferentes tipos de materiales y las características geométricas existentes. Adicionalmente, se debe complementar esta información con diseños arquitectónicos, planos estructurales, memorias de cálculo y la opinión de expertos. El estudio estadístico de esta información permite definir los principales modelos estructurales. Sin embargo, en la mayoría de ocasiones recopilar esta información, requiere un tiempo prudencial. Para superar esta limitación los modelos teóricos de los sistemas estructurales se han convertido en una alternativa.

La dimensionalidad (2D o 3D) de los modelos estructurales a construir son otro aspecto importante a considerar. Idealmente, estos deberían ser 3D, pero la ejecución de un análisis dinámico no lineal y un proceso de simulación por el método de Monte Carlo a menudo requiere de un esfuerzo computacional alto. Por lo tanto, pensar en miles de análisis de este tipo puede llegar a ser una labor bastante costosa en términos de tiempo computacional. Tradicionalmente, los modelos en dos dimensiones (2D) han representado apropiadamente la respuesta global de las estructuras.

En este estudio se hizo un trabajo de campo con la finalidad de identificar los sistemas estructurales de pared delgada de ferrocemento o de materiales similares más habituales en la zona del eje cafetero, de Colombia (vivienda tipo). El modelo analítico implementado consiste en un sistema dinámico de un grado de libertad, el cual contiene un elemento histerético que reproduce el comportamiento experimental no lineal de las viviendas de ferrocemento. Este modelo se describe en detalle en el capítulo 8.

Modelo de daño

Los modelos para la definición del daño han sido comentados en la sección 9.3. En este caso, se hace referencia a las representaciones mecánicas y teniendo en cuenta que los elementos estructurales y no estructurales presentes en la edificación son altamente sensibles a los desplazamientos relativos entre los diferentes pisos producidos durante los movimientos

sísmicos. Habitualmente, la deriva máxima entre piso δ_{\max} ha sido el parámetro Indicador del Daño estructural (*PID*) y esta asociada con efectos tales como: la deformación inelástica de los elementos estructurales y no estructurales, la estabilidad global de la edificación y el daño de los elementos estructurales que conforman el sistema de resistencia sísmica. Adicionalmente, la deriva máxima entre piso ha sido utilizada en diferentes normativas de diseño sismo resistente para controlar la respuesta de las estructuras.

En el método probabilista utilizado en este estudio se ha propuesto la deriva máxima entre piso, δ_{\max} como el *PID*. δ_{\max} es el desplazamiento máximo del techo de la vivienda, que en nuestro caso es de un piso dividida por la altura de la edificación.

Estados discretos de daño

En la metodología propuesta para construir las curvas de fragilidad es necesario proponer una descripción cualitativa del daño ocurrido a los elementos estructurales y que permita, a su vez, evaluar de forma rápida, sencilla y global el comportamiento de la estructura bajo sismos de diferentes intensidades. Generalmente, el número de estados discretos de daño son pocos y los límites entre ellos son obtenidos a través de ensayos de laboratorio, opiniones de expertos o de observaciones después de ocurrido un sismo. Para edificaciones de hormigón armado, mampostería y acero, se han llevado a cabo varias investigaciones para correlacionar diferentes parámetros con la respuesta estructural con los estados discretos de daño [Park, Ang y Wen, 1987; Gunturi, 1992; Nielsen et al., 1992]. Sin embargo, se sugiere, en la medida que sea posible tener intervalos calibrados por medio de ensayos de laboratorio o/y observaciones de daño de la zona a evaluar.

En este trabajo se han considerado cuatro estados discretos de daño; leve, moderado, severo y colapso. Los estados discretos de daño y el parámetro indicador del daño propuestos fueron correlacionados con los resultados obtenidos en una campaña de ensayos sobre viviendas de ferrocemento a escala real.

Incertidumbres en los parámetros sísmicos y estructurales

La implementación de una metodología probabilista en un estudio de vulnerabilidad permite considerar la aleatoriedad y las incertidumbres existentes en los parámetros sísmicos y estructurales. Actualmente, no es posible predecir un terremoto o estimar con exactitud algunos parámetros propios del acelerograma esperado; amplitud máxima, contenido frecuencial, duración, etc. En cuanto a la edificación, también existen incertidumbres en las propiedades de los materiales, geométricas y estructurales que definen el sistema estructural.

Para tener en cuenta la incertidumbre de cualquier parámetro es necesario tener datos experimentales, información de campo extraída de las estructuras existentes o simuladas que permitan ajustar una función de distribución que represente su variación. Estas funciones están definidas por unos pocos parámetros estadísticos; la media y la desviación estándar o el coeficiente de variación. Una vez obtenida la función de distribución para cada parámetro, éstos se definen como variables aleatorias y utilizando técnicas de simulación se puede obtener un muestreo adecuado de cada uno de ellos.

Uno de los métodos más empleados para este tipo de simulaciones ha sido el Método de Monte Carlo (*MMC*), el cual puede ser aplicado para simular el comportamiento de sistemas tanto físicos como numéricos. Es un método estocástico, no determinista [Hammond et al., 1994]. Además, es reconocido por su exactitud en las operaciones que requieren el conocimiento de la función de distribución de probabilidad (*FDP*), de las respuestas de ciertos sistemas bajo ciertas excitaciones.

El *MMC*, consiste en que las respuestas "*r*" de un sistema dependen de un grupo de variables aleatorias " *α* ", cuya descripción probabilista marginal es conocida. Por medio de algoritmos apropiados se pueden generar una población grande de muestras de cada una de esas variables, de tal manera que sus histogramas representen bien las distribuciones marginal y conjunta [Hurtado y Barbat, 1998].

En el presente estudio, se utilizó el proceso de simulación por el Método de Monte Carlo (*MMC*), para generar los valores correspondientes de las variables aleatorias de la acción sísmica y del sistema estructural. Estos parámetros son descritos en el capítulo 10.

Análisis dinámico no lineal

Hasta el momento, el análisis dinámico no lineal ha sido considerado como la herramienta más adecuada para predecir las fuerzas y los desplazamientos que se generan en un sistema estructural ante la ocurrencia de un movimiento sísmico. Habitualmente, la respuesta de la edificación ante estos eventos considera la pérdida de resistencia, el deterioro de la rigidez y el estrangulamiento ocurrido al material de la estructura. En la actualidad abundan en el mercado programas con la capacidad de realizar este tipo de análisis. Sin embargo, en esta investigación se implementó un modelo (capítulo 8, el modelo de BWBN) y se programó bajo la plataforma de Matlab® (*casitas*) para efectuar el análisis dinámico no lineal de las viviendas de ferrocemento a partir de la estimación de los parámetros estructurales en la campaña de ensayos sobre las mismas (capítulo 7). En el capítulo 8 se describe este modelo de BWBN y en el capítulo 10 será utilizado para realizar una aproximación a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de este tipo de viviendas.

Curvas de fragilidad

El último paso del procedimiento descrito en la figura 9.3, es la obtención de las curvas que representan las Funciones de Distribución Acumulada (*FDA*) de probabilidad del parámetro indicador del daño (*PID*) para cada nivel de intensidad sísmica (*PIS_j*). Así, los puntos sobre las curvas representan la *FDA* de que el *PID* no exceda un cierto valor para una determinada intensidad sísmica (*PIS_j*).

Así pues, las curvas de fragilidad generalmente relacionan el parámetro indicador de la intensidad sísmica (*PIS*) con la probabilidad de que se iguale o se exceda un estado de daño determinado *ED_i* (ecuación 9.1)

$$FD = P[ED \geq ED_i / PIS = PIS_i] \quad (9.1)$$

En la figura 9.4, se muestra una curva de fragilidad obtenida para viviendas en bahareque encementado obtenida a partir de la metodología descrita [Jaramillo, 2000].

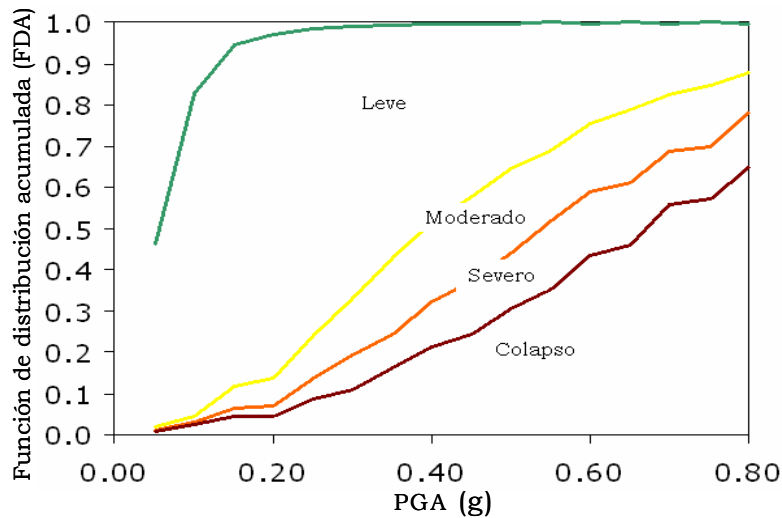


Figura 9.4. Curvas de fragilidad para una vivienda de bahareque encementado de un piso. [Jaramillo, 2000]

Matrices de probabilidad de daño

Una vez obtenida la función de distribución acumulada para representar las curvas de fragilidad se pueden hallar las probabilidades asociadas a cada uno de los estados discretos de daño. Los puntos que se muestran en las curvas de fragilidad son las probabilidades de alcanzar o exceder un estado de daño; así, para obtener las probabilidades de ocurrencia se aplica la siguiente ecuación.

$$P(EDD = EDD_i / PIS_j) = P(EDD \geq EDD_i) - P(EDD \geq EDD_{i+1}) \quad (9.2)$$

9.5 Resumen y discusión

Uno de los objetivos esenciales en un estudio de vulnerabilidad es obtener, el grado de daño probable que experimenta una estructura cuando se ve sometida a un movimiento sísmico con una determinada intensidad. En la actualidad existen varias metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, cada una de ellas se caracteriza por los principales elementos involucrados en el estudio: los datos, el método y los resultados. Para cuantificar el daño esperado en las estructuras, se han propuesto los estados de daño y los índices de daño. Los estados de daño describen de forma cualitativa los daños físicos que se producen en la estructura, el riesgo en qué se encuentran los ocupantes y la manera como afectan los daños a la funcionalidad de la estructura. El índice de daño está relacionado con el daño físico de la edificación, específicamente de los elementos estructurales, los cuales son sensibles a los desplazamientos horizontales de la estructura (la deriva). Para definir un índice de daño que represente adecuadamente el comportamiento de la estructura sometida a una acción sísmica se han propuesto varios índices de acuerdo con las observaciones de campo después del sismo y ensayos de laboratorio [Park, Ang y Wen, 1987]. Generalmente, los estados discretos de daño y los índices de daño están correlacionados entre sí, aunque no abundan las propuestas para establecer una relación unívoca. Cabe notar, que estas relaciones, a pesar de estar respaldadas por observaciones de los daños ocurridos después del sismo y resultados de ensayos de laboratorio retienen un cierto nivel de subjetividad.

En el presente capítulo se ha descrito, con detalle, una metodología probabilista que se utiliza, más adelante, para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica mediante curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño. Esta metodología ha sido elegida para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas de ferrocemento, debido a la poca información de registros sísmicos y a la alta sismicidad existente en la zona seleccionada para este estudio. En el capítulo siguiente se utilizan los resultados de la campaña de ensayos con viviendas de ferrocemento a escala real (capítulo 7), para correlacionar claramente la deriva de entrepiso con el daño esperado y así, establecer 4 estados de daño, diferentes del estado *sin daño* o *daño nulo*. La simulación masiva del comportamiento de este tipo de edificaciones mediante el modelo BWBN, permitirá la obtención de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño específicas.

Fragilidad sísmica de las viviendas de ferrocemento

10.1 Introducción

En Colombia, los ambientes urbanos de viviendas de bajo costo hechas con elementos prefabricados de pared delgada a base de cemento son habituales. En la ingeniería sísmica ha existido desde sus inicios un interés persistente por considerar tanto la acción sísmica como las respuestas estructurales desde una perspectiva probabilista debido a las múltiples causas de estocasticidad e incertidumbre presentes en las variables que gobiernan el diseño estructural. Si bien las normativas de diseño y construcción que gobiernan la práctica corriente incluyen algunos conceptos y parámetros probabilistas de manera explícita o implícita, también es cierto que éstos resultan claramente insuficientes para determinar la respuesta estructural en términos probabilistas y, especialmente, la probabilidad de fallo.

Para realizar un estudio de vulnerabilidad desde una óptica probabilista en este tipo de edificaciones es necesario definir la acción sísmica también de una forma probabilística. La región seleccionada para la presente investigación (la región del eje cafetero) está localizada en una zona de actividad sísmica alta e intermedia. Sin embargo, no posee una cantidad suficiente de registros que permitan definir la acción sísmica para diferentes niveles de aceleración máxima y contenidos frecuenciales que representen apropiadamente las características del suelo. En consecuencia y a partir de la mínima información existente en la región, se ha propuesto un modelo estocástico de la acción sísmica para representar la demanda (apéndice A). A partir de este modelo se ha generado un grupo de acelerogramas sintéticos, los cuales representan la acción sísmica probable en el análisis dinámico no lineal de las viviendas de ferrocemento y que permite evaluar la vulnerabilidad por medio de la generación de las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño.

En este capítulo se reseña la sismicidad de la zona del eje cafetero de Colombia, el trabajo de campo y las herramientas implementadas que han permitido una aproximación a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un grupo de viviendas de ferrocemento ubicadas en zonas de sismicidad alta e intermedia. Como hemos visto en los capítulos 7 y 8, para evaluar la vulnerabilidad de estas edificaciones se ha realizado una campaña de

ensayos y se ha implementado un modelo matemático que simula el comportamiento histerético de las viviendas de ferrocemento. Adicionalmente, se realizó un trabajo de campo con el objetivo de observar los daños ocasionados en este tipo de construcciones por sismos reales y definir el modelo tipo de casa representativa de este tipo de vivienda de bajo costo. El presente capítulo se inicia con una descripción geográfica de la zona, la amenaza sísmica. Posteriormente, se describe el trabajo de campo detallando, el objetivo, los datos y los variables de diseño de las viviendas. Por último, se definen y se obtienen los parámetros característicos y necesarios que permiten la aplicación de una metodología probabilística para la valoración de la vulnerabilidad a través de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño. Las matrices de probabilidad de daño permiten vislumbrar escenarios de daño probables para este tipo de viviendas en las zonas que el código sísmico establece como de amenaza sísmica intermedia y alta.

10.2 El eje cafetero de Colombia

10.2.1 Situación geográfica y administrativa

El trabajo de campo se realizó en el eje cafetero, una zona de Colombia. Colombia, está ubicada en el norte de Sud América, como se muestra en la figura 10.1, que muestra también la sismicidad mundial. Adicionalmente, está inmersa en una región donde confluyen las placas de Nazca, Caribe, Cocos y América del Sur

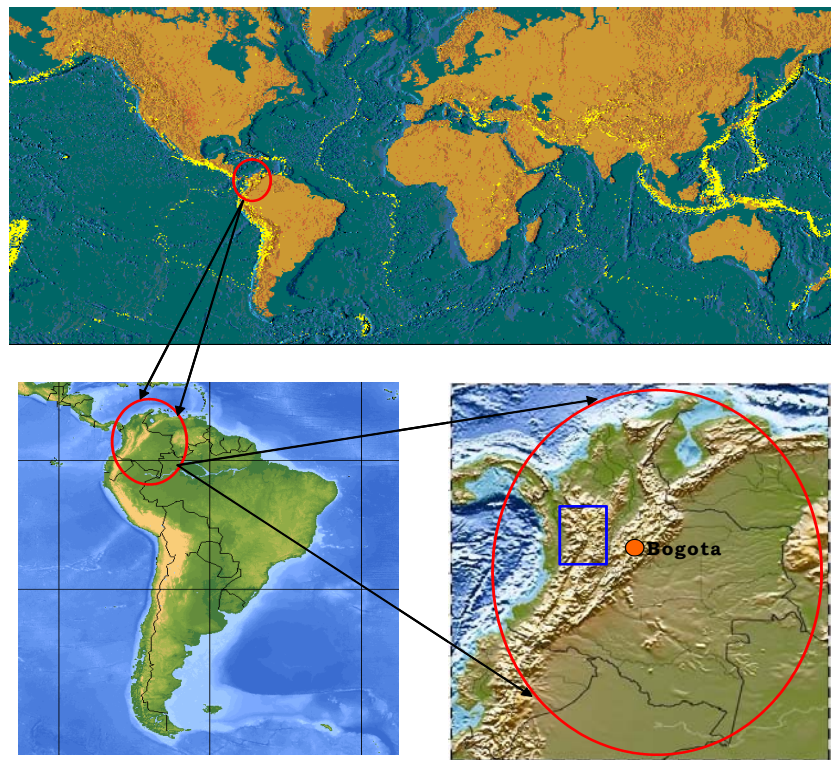


Figura 10.1. Ubicación geográfica de Colombia y de la zona de estudio en el mundo

En la figura 10.2, se amplía la zona de estudio. La región, está conformada por los departamentos de Caldas, Quindío, Risaralda y la parte centro y sur occidental de Antioquia.

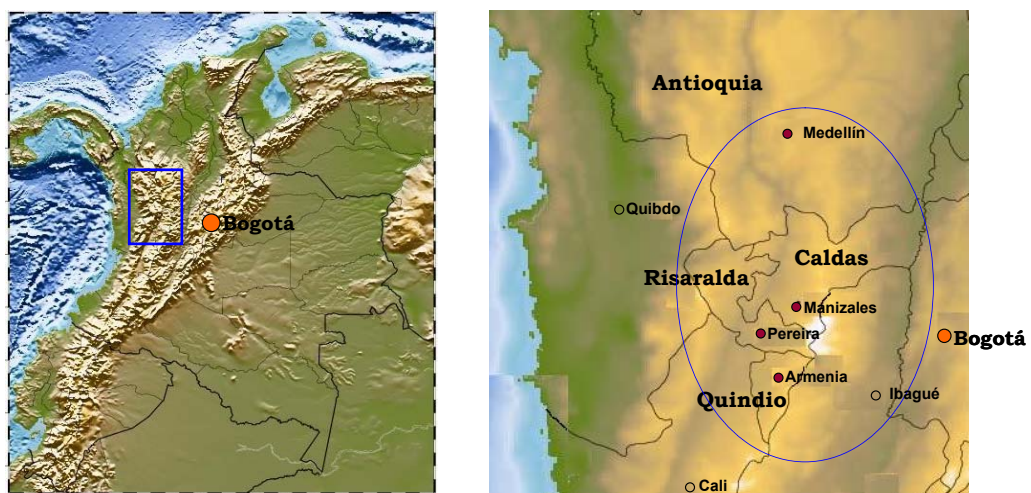


Figura 10.2. Ubicación específica de la zona en estudio

Estos departamentos forman parte del denominado eje cafetero, y están estratégicamente bien ubicados respecto a las tres principales ciudades del

país (Bogotá, Medellín y Cali). La zona está situada en la región andina colombiana sobre el costado occidental de la cordillera central. El clima característico de la región es el ecuatorial y tropical. Las fuertes precipitaciones generan grandes inundaciones en los valles y procesos erosivos fuertes en los flancos de las tres cordilleras (occidental, central y oriental). Las temperaturas de la región varían entre 18°C y 32°C, dependiendo del departamento.

10.2.2 Población

Colombia está expuesta a numerosas amenazas naturales y se caracteriza por tener una importante población urbana. El 75% de su población total (estimada en 42 millones de habitantes) vive en las ciudades. Así ocurre también en la mayoría en la región andina, que es la más amenazada por fenómenos naturales. En la tabla 10.1, se muestran algunos datos de la zona.

Departamento	Habitantes	Capital	Habitantes	% en zona urbana
Antioquia	5.531.893	Medellín	2.026.789	36,64%
Caldas	1.133.790	Manizales	392.278	34,60%
Quindío	582.966	Armenia	305.551	52,41%
Risaralda	488.839	Pereira	271.657	55,57%
Total	7.737.488		2.996.275	44,81%

Tabla 10.1. Datos generales de la zona en estudio

En promedio, el 45% de la población total de la zona de estudio está ubicado en las capitales de departamento. Por ejemplo, para Manizales la densidad poblacional de la ciudad es de 26.9 *hab/k²*, muy similar a la densidad urbana de todo el territorio colombiano (27.6 *hab/k²*). Además, se puede observar que entre el 35 y el 56% de la población está concentrada en las ciudades capitales, generando un déficit de viviendas populares y la construcción ilegal de barrios de tugurios en laderas de gran pendiente.

En la figura 10.3, se muestra un barrio de estas características en la región, y se constata que no sólo es necesario una reubicación territorial de estos barrios, sino también, la construcción de viviendas dignas. La inestabilidad de los terrenos, la mala calidad de las construcciones y la poca conciencia de instalaciones agudiza la situación. Adicionalmente, estos barrios no cuentan con una red vial, ni con centros educativos, ni con servicios básicos como energía, agua potable y redes telefónicas.

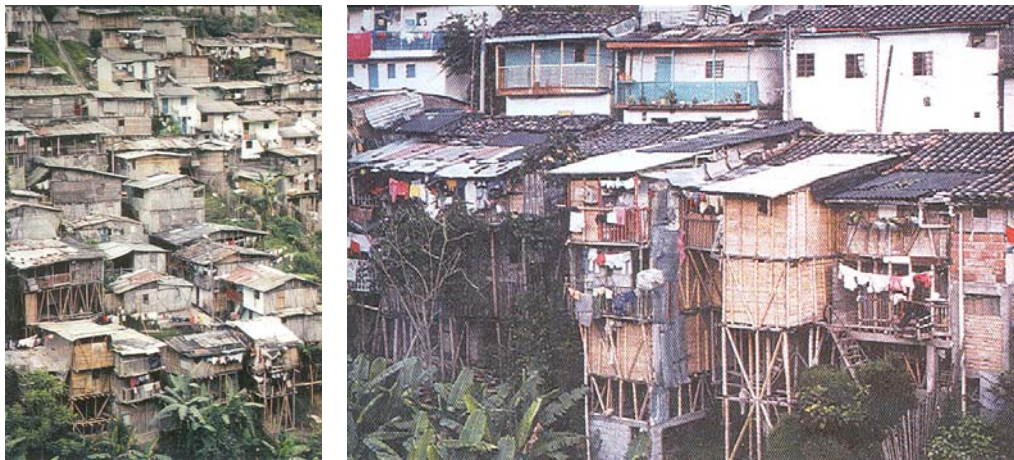


Figura 10.3. Barrio de tugurios en zona del eje cafetero, Colombia

10.3 La amenaza sísmica

10.3.1 Introducción

En la zona del eje cafetero existen otras amenazas de la naturaleza, pero en este caso serán tratadas las concernientes a la amenaza sísmica. En el transcurso de las dos últimas décadas varias catástrofes mayores han afectado las ciudades colombianas andinas. En marzo de 1983, un sismo de magnitud 7 afectó el departamento del Cauca y destruyó el 80% de su capital Popayán. Hubo 300 víctimas mortales, 1500 heridos y 400 millones de dólares en pérdidas. Un evento similar ya había destruido la ciudad en 1736. En noviembre de 1985, un alud generado por el deshielo de una parte del glaciar del Nevado del Ruiz, el que se encontraba en una erupción moderada destruyó completamente la ciudad de Armero en el departamento del Tolima y parte de los Municipios de Villamaría y Chinchina en el departamento de Caldas. Se registraron 26.000 víctimas mortales, 5.200 heridos, 10.000 damnificados y pérdidas por 250 millones de dólares. En 1945, un evento similar había ocasionado 1.000 víctimas mortales en la misma población de Armero. En septiembre de 1987, un fuerte deslizamiento arrasó el barrio Villa Tina en Medellín, capital del departamento de Antioquia. El balance fue de 500 víctimas mortales, 150 heridos y 100 viviendas destruidas. En febrero de 1995, un terremoto produjo 45 víctimas mortales, 350 heridos y 700 damnificados en la capital de Risaralda (Pereira). En enero de 1999, un terremoto superficial (a una profundidad de 30 k) de magnitud 6.3 afectó gravemente la región cafetera central del país, destruyendo un 50% de la ciudad de Armenia y golpeando, una vez más, a Pereira. El sismo ocasionó 1.200 víctimas mortales, 250.000 damnificados y más de 5 millones de dólares en pérdidas. Las tragedias de Armero, Popayán, Armenia y Pereira ilustran la importancia del análisis y prevención del riesgo sísmico en esta región. Las amenazas naturales continúan siendo las mismas, pero sus

consecuencias aumentan, ya que la colonización indiscriminada y no planificada de la población, las amplifican. La exposición a la amenaza y la vulnerabilidad de la sociedad colombiana y específicamente la urbana aumenta de forma considerable año tras año.

10.3.2 Ambiente geotectónico y principales fallas

La sismicidad de toda la costa occidental de Sud América se ve afectada directamente por la presión que ejercen las placas tectónicas sobre el continente; esta zona forma parte del Cinturón de Fuego del Pacífico. La actividad sísmica es consecuencia de la acción y convergencia de cuatro placas tectónicas; la placa Caribe, la placa de Cocos, la placa de Nazca y la placa Sudamericana. Estas placas continuamente están interactuando y generando esfuerzos de compresión, tracción y corte dentro de la región, a la vez que acumulan energía. Se contabilizan 18 sistemas principales de fallas activas y 18 volcanes situados sobre la cordillera central, de los cuales 10 son realmente activos y pertenecen a la región andina. La actividad telúrica puede también generar tsunamis en la costa del pacífico [Chardon, 2002; AIS, 1998].

En la figura 10.4, se muestra un esquema tectónico del noroccidente de Sur América. El doblamiento de la placa de Nazca cuando subduce bajo la placa Suramericana, produce el principal ambiente sismotectónico del país. Las fallas sobresalientes tienen dirección norte sur, coincidiendo con la dirección de las tres cordilleras. En la zona limítrofe entre Colombia y Panamá, la región del antiguo Caldas y el Nido de Bucaramanga, se pueden observar importantes concentraciones de epicentros que constituyen la mayor amenaza sísmica del país. Adicionalmente, y como se dijo anteriormente, existen una serie de fallas geológicas sísmicamente activas y esparcidas por la región montañosa de Colombia

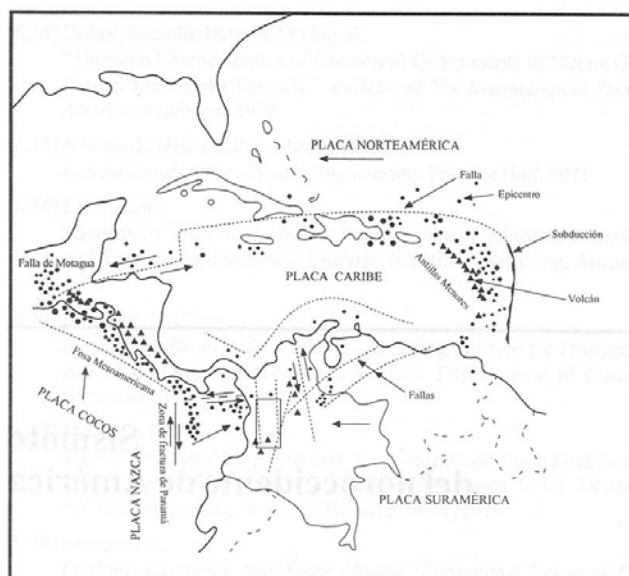


Figura 10.4. Emplazamiento tectónico de Colombia

En la figura 10.5, se muestran los principales sistemas de fallas de Colombia y la región seleccionada. Entre las fuentes que originan la mayor actividad sísmica en la zona seleccionada, se diferencian dos tipos; las generadas por una fuente cercana, como es la falla Romeral, cuya traza se sitúa solo a unos pocos kilómetros de las cuatro capitales seleccionadas (Armenia, Pereira, Manizales y Medellín). En realidad este sistemas de fallas no predice grandes terremotos, pero estos son superficiales, lo que unido a la proximidad de las ciudades causan fuertes intensidades y daños importantes en la población. El sistema de fallas del Romeral cruza de Norte a Sur el eje cafetero (figura 10.5) y se considera la principal fuente de amenaza sísmica con más del 60% de participación. [AIS, 1998]. Adicionalmente, se encuentran otras fallas como Palestina, Cauca o Murindó, con desplazamientos medios de hasta 3 mm/año y que también contribuyen a la amenaza sísmica de la zona. El otro tipo de amenaza a considerar, está representado por las fuentes con distancias intermedias pero con gran capacidad de liberación de energía: la zona de subducción. Este tipo de fuentes están ubicadas al occidente de la región y han generado varios movimientos sísmicos, como el sismo de Pereira en 1995.

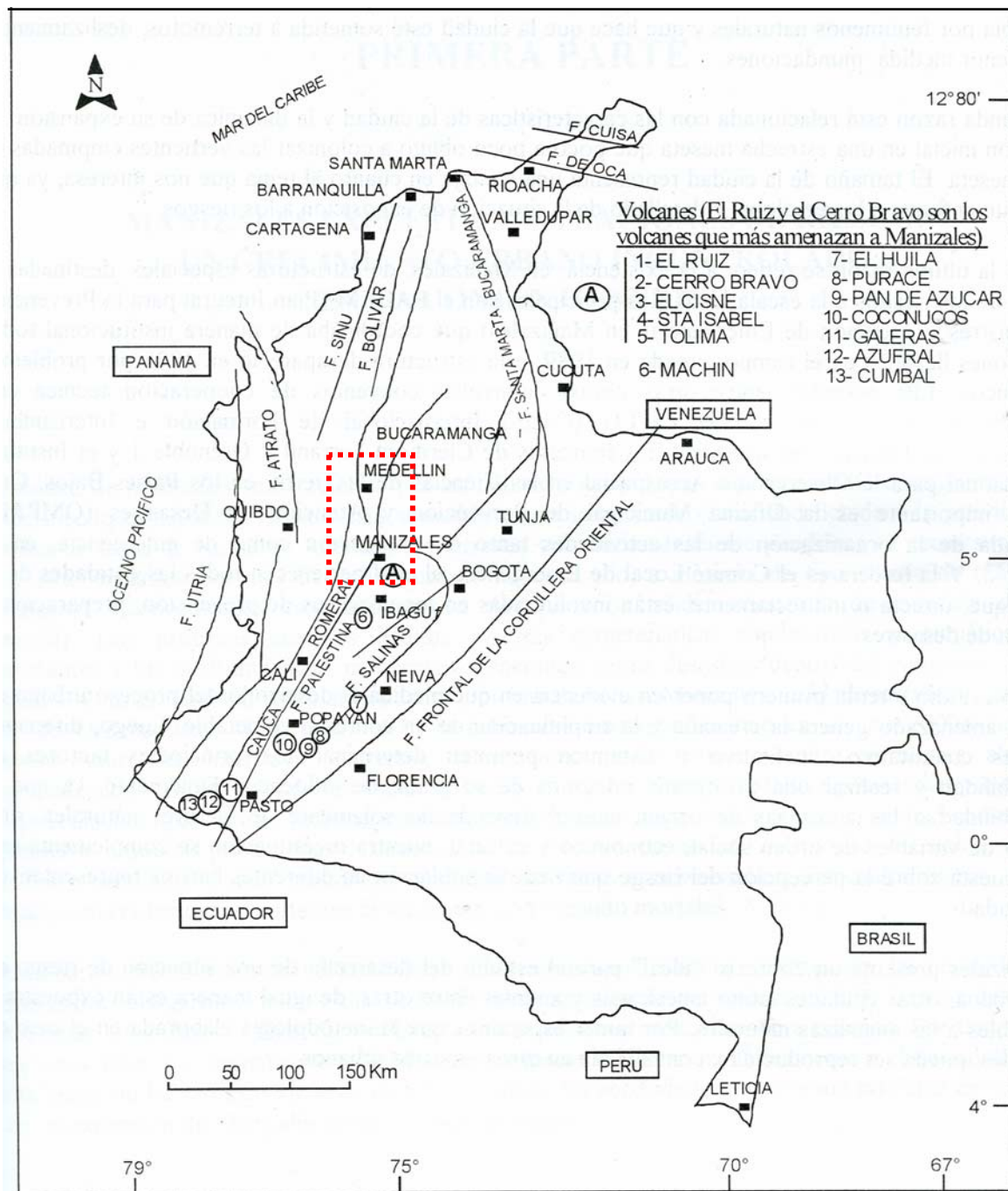


Figura 10.5. Principales sistemas de fallas y volcanes en Colombia. (AIS, 1998)

10.3.3 Principales terremotos

Sobresalen los sismos provenientes de la zona de subducción del Pacífico y los movimientos relacionados con las fallas corticales activas de las cordilleras. En la tabla 10.2, se presentan los principales sismos ocurridos en la zona.

Fecha dd/mm/aa	Epicentro	Lat. N	Long. W	Prof. (km)	Intens. MSK	Mag.
12/07/1985	Páramo de Chingaza	4.7	73.8	30	IX	7.0
16/11/1827	Quebrada Santa Ana (Caquetá)	2.0	75.9	10	X	7.7
19/05/1875	Cúcuta (Norte de Santander)	7.9	72.5	20	X	7.7
9/02/1878	Parque Nacional de los nevados	4.8	75.5	25	VII	- - -
09/09/1878	Parque Nacional de los nevados	4.8	75.5	- - -	VIII	- - -
25/05/1885	Noreste de Popayán (Cauca)	2.5	76.5	20	IX	- - -
31/01/1906	Oceano Pacífico (Sur de Col.)	2.4	79.3	25	X	8.6
31/08/1917	Páramo de Sumapaz	4.3	74.2	40	IX	7.3
22/12/1923	Miraflores (Boyacá)	5.2	73.2	20	IX	- - -
10/01/1924	Cartago	4.7	76.1	- - -	VI	- - -
07/06/1925	Yotoco (Valle)	3.9	76.4	170	VII-VIII	- - -
04/02/1938	Neira - Aranzazu (Filadelfia)	5.4	75.6	90	VIII	- - -
20/12/1961	Anserma nuevo - Balboa	4.8	76.0	40	VII	- - -
30/07/1962	Pereira - Cartago	4.8	75.7	69	VIII	- - -
09/02/1967	Vegalarga (Huila)	2.9	74.8	26	IX	- - -
03/04/1973	Finlandia	4.7	75.7	146	VII	- - -
24/04/1973	Santa Rosa de Cabal	4.9	73.6	19	VII	- - -
23/11/1979	El Cairo (Valle)	4.8	76.2	105	VIII	5.5
29/11/1986	San José del Palmar (Chocó)	5.1	76.7	90	V-VI	5.5
23/11/1990	Pijao - Roncesvalles	4.3	75.4	129	V	- - -
19/11/1991	Rio San Juan (Chocó)	4.5	77.5	104	IX	- - -
18/10/1992	Murindó (Chocó)	7.1	76.8	33	X	7.3
08/02/1995	Calima (Valle)	4.1	76.7	100	VII	6.6
19/08/1995	Apia	4.6	75.4	118	VI	4.7
25/01/1999	Córdoba (Quindío)	4.3	75.6	35	VIII	6.2

Tabla 10.2. Principales sismos ocurridos en la zona. (CIMOC y CEDERI, 2002)

Los sismos generados por la subducción han ocasionado, a través del tiempo, los daños más grandes en la región cafetera; con intensidades mayores o iguales a VII, magnitudes entre 5.5 y 7.5 Ms y, la frecuencia media en el tiempo es cercana a 13 años para valores de intensidad mayores o iguales a VII en la escala MSK [Espinosa,1996]. Generalmente, los sismos superficiales que se han registrado en la zona, han sido correlacionados con las fuentes locales y los daños han sido en la vecindad de la zona epicentral. Sólo 19 sismos han registrado una intensidad mayor o igual a V; dos tienen

carácter local, el resto ha afectado toda la región. En promedio se registra un sismo cada cinco años con algún tipo de daño.

Adicionalmente, en la actualidad se tienen datos de cinco sismos fuertes con intensidades mayores o iguales a VII y sus magnitudes por encima de 6.0, entre ellos destacan:

- **Sismo de Filadelfia.** Ocurrido el 4 de Febrero de 1938: se sintió en toda el territorio nacional y ocasionó daños considerables en las poblaciones de la cordillera central. Daños severos en Manizales y dejó dos víctimas mortales.
- **Sismo del Viejo Caldas.** Sucedió el 30 de Julio de 1962: causó el colapso de la torre de la catedral de Manizales y daños en edificaciones.
- **Sismo de Santa Rosa de Cabal.** Ocurrió el 23 de Noviembre de 1979: se destruyeron y se cayeron varias viviendas, daños en edificios, iglesias y hospitales. Se registraron 55 víctimas mortales y 439 heridos graves.
- **Sismo de Apía.** Sucedió el 8 de Mayo de 1995: se presentaron daños estructurales severos en la ciudad de Pereira y 34 víctimas mortales.
- **Sismo del Armenia-Quindío.** Registrado el 25 de Enero de 1999: los daños generaron una gran catástrofe sísmica. Varios barrios de la ciudad de Armenia fueron destruidos, dejando como resultado un total de 1230 víctimas mortales.

10.3.4 El peligro sísmico en la Norma Colombiana

En la zonificación sísmica y en las Normas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes de Colombia, la intensidad del movimiento sísmico de diseño está caracterizado por la aceleración pico efectiva A_a . En la figura 10.6, se muestra el mapa de zonificación Colombia [AIS, 1998]. El territorio nacional se ha clasificado en tres zonas de amenazas: baja, intermedia y alta. Estas zonas se han caracterizado por la Aceleración pico efectiva (A_a) con una probabilidad de excedencia del 10% de 50 años, lo que equivale a un periodo de retorno de 475 años. Los valores de A_a no incluyen los efectos locales de la amplificación originada por el suelo; están dados en roca. La aceleración pico efectiva A_a , puede definirse como un escalar para la elaboración de los espectros suavizados de las normativas de diseño y es proporcional a las ordenadas espectrales para periodos entre 0.1 y 0.5 segundos.

Mapa de amenaza sísmica de Colombia

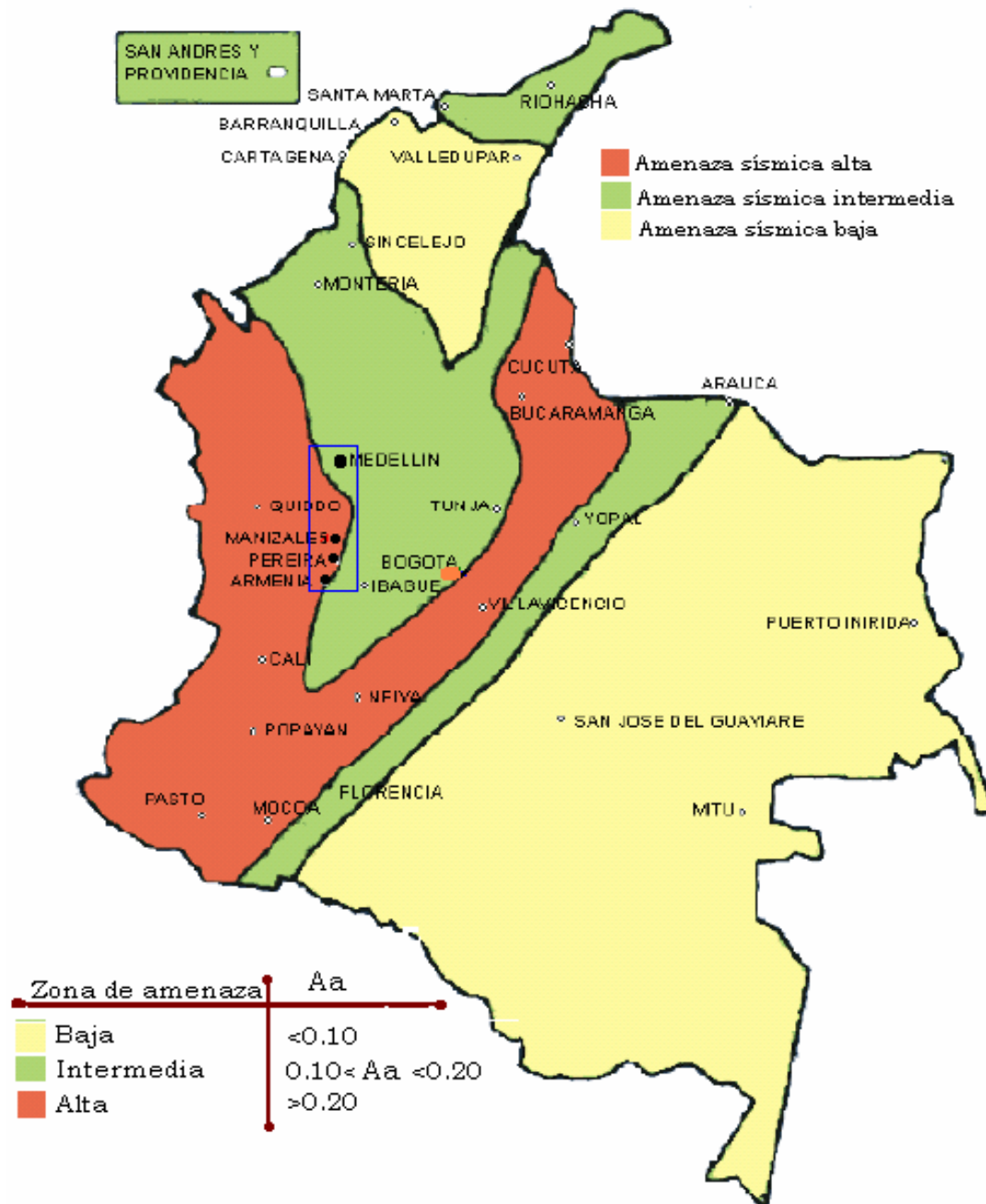


Figura 10.6. Mapa de zonificación sísmica de Colombia. [AIS, 1998]

Con relación a la ubicación de la población colombiana en las tres zonas de amenaza sísmica, aproximadamente 12 millones de colombianos de 475 municipios están ubicados en zonas de amenaza sísmica alta, es decir el 35 % de la población. Cerca de 17 millones de habitantes de 435 municipios están localizados en zonas de amenaza sísmica intermedia, o lo que es igual el 51 % de la población nacional; y casi 5 millones de habitantes en 151 municipios emplazados en zonas de amenaza sísmica baja, esto es sólo el 14 % del total de la población. Es decir, la gran mayoría de la población colombiana, un 86%, está expuesta a un nivel de riesgo sísmico entre mediado y alto, que no solo depende del grado de amenaza sísmica, sino también del grado de vulnerabilidad de las viviendas en cada región [AIS, 1998].

En cuanto al caso particular, objeto de este estudio tres de los cuatro departamentos, incluidas sus capitales y municipios, están bajo una amenaza sísmica alta con una aceleración asignada por las normativas de 0.25g. Antioquia, con su capital Medellín, está dentro de una zona de amenaza intermedia con una aceleración igual a 0.20g (figura 10.6).

10.4 Las viviendas de bajo costo en el eje cafetero

10.4.1 Introducción

Para indentificar los diferentes tipos de viviendas prefabricadas de pared delgada a base de cemento existentes en el eje cafetero, se visitaron los departamentos de Antioquia, Caldas, Quindio y Risaralda. Del departamento de Antioquia, sólo se consideró la parte centro y sur por estar más cerca a las zonas de mayor actividad sísmica. En la figura 10.7, se presenta la sismicidad de la región en función de la magnitud y la profundidad, las cuales como indican sus colores son variables.

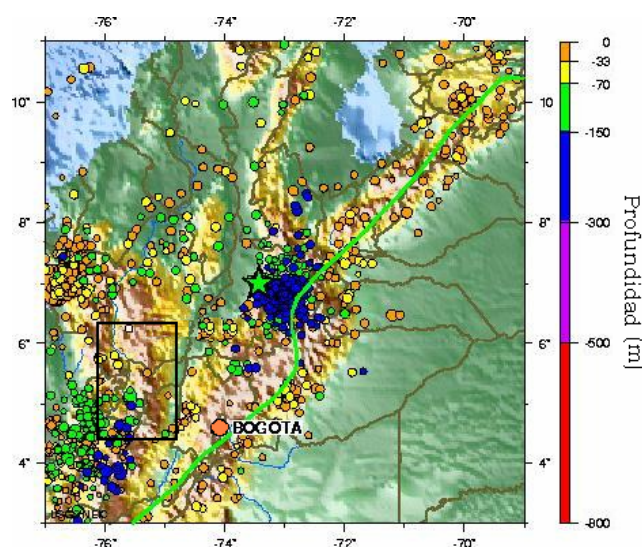


Figura 10.7. Sismicidad de la región

En la tabla 10.3, aparecen las capitales y los municipios visitados. En Antioquia se visitaron 21 municipios, tres en Caldas, dos en Risaralda y cuatro en Quindío.

Departamento	Capital	Municipios
Antioquia	Medellín	Yarumal, San Pedro, Santa Rosa de Osos, Belmira, Entre Ríos, Concepción, San Vicente, Rionegro, La Ceja, Guarne, Marinilla, Santa fe de Antioquia, San Jerónimo, Sopetran, Jardín, Andes, Bolívar, Hispania, La Pintada, Santa Bárbara y Riosucio.
Caldas	Manizales	Villa Maria, Chinchiná, Supía.
Risaralda	Pereira	Santa Rosa de Cabal, San Marcos
Quindío	Armenia	Circacia, Montenegro, Quimbaya, Alcalá

Tabla 10.3. Capitales y municipios visitados

Los objetivos principales del trabajo de campo son de identificar los tipos sistemas prefabricados de pared delgada a base de cemento utilizados como solución de vivienda de bajo costo en la zona seleccionada para este estudio y obtener información acerca de la integridad estructural, la configuración, el área, la geometría de los muros, el tipo de cubierta y el material constitutivo empleado para la construcción de las viviendas de este tipo.

10.4.2 La encuesta

Para obtener la información acerca de las viviendas se elaboró una encuesta (Ver anexo B). Adicionalmente, se utilizó equipo de filmación y fotografía como material de apoyo y recurso memorístico para la recolección de los datos. Con la información registrada en las encuestas se construyó una base de datos. Se identificaron un total de 146 viviendas de pared delgada a base de cemento. La gran mayoría de las edificaciones visitadas fueron construidas entre 1970 y 1998.

Las viviendas registradas en el trabajo de campo fueron clasificadas en tres grupos. En cada grupo aparecen los diferentes parámetros que serán utilizados posteriormente para la aproximación a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas de ferrocemento. En la tabla 10.4, se muestran las características generales que permitieron la clasificación de los datos obtenidos así como sus principales variables estructurales.

Grupo	Características generales del grupo
I (Datos relacionados con el material y el sistema constructivo de la vivienda)	En este grupo se identificaron y se clasificaron los sistemas constructivos que conforman los muros o paredes de las viviendas. Igualmente, se identificó el tipo de material utilizado y la geometría de los elementos prefabricados.
II (Datos relacionados con la integridad estructural de la vivienda)	En este grupo se identificaron y se clasificaron las zonas de conexión o mecanismos de transmisión de fuerza cortante, el tipo de conexión y el material utilizado en las conexiones.
III (Datos relacionados con los parámetros estructurales de la vivienda)	En este grupo se identificaron las variables relacionadas con el sistema estructural y la vivienda en sí, es decir la tipología, el área construida, la longitud y el espesor de los muros, la altura, el área y el tipo de cubierta de las viviendas.

Tabla 10.4. Clasificación de los datos de acuerdo con las viviendas de ferrocemento obtenidas en el trabajo de campo.

10.4.3 Análisis de los datos

A continuación se presentan los resultados y algunos comentarios más relevantes extraídos del análisis de la información de campo.

a) Grupo I

El este grupo se incluye el material y los sistemas constructivos. Se identificaron tres sistemas principales de pared delgada a base de cemento para los muros estructurales de la edificación. En tabla 10.5, se muestran los departamentos, las capitales, los municipios y el número de viviendas identificadas con cada uno los diferentes tipos de sistemas prefabricados, para un total de 146 casas.

Departamento	Capital	N. de Municipios	Tipo de sistema identificado		
			SP-1	SP-2	SP-3
Antioquia	Medellin	21	36	13	24
Caldas	Manizales	3	27	7	16
Risaralda	Pereira	2	5	0	0
Quindio	Armania	4	12	2	4
Total		30	80	22	44

Tabla 10.5. Sistemas constructivos identificados

- *Sistema de muros con plaquetas modulares ensambladas (SP-1):* consiste en plaquetas modulares prefabricadas en hormigón simple y ocasionalmente algún acabado. Las plaquetas tienen 32 mm de espesor y 0.97x0.97 m de lado. Estos elementos se articulan con perfiles de lámina galvanizada o párales (listones) de madera para conformar los muros exteriores e interiores de la vivienda, en la parte superior también llevan una lámina. Un 55% de las viviendas utiliza este sistema. En la figura 10.8, se muestra un barrio construido empleando este tipo de sistema.



Figura 10.8. Viviendas en hilera en terreno de gran pendiente en la ciudad de Medellín - Colombia.

- *Sistema de muros con plaquetas ensambladas por medio de conectores metálicos (SP-2):* las plaquetas son prefabricadas en hormigón con tres varillas de acero de diámetros $\phi = 3.5$ mm, tienen 34 mm de espesor y una forma rectangular básica de 0.97m de lado por 0.485 m de altura. Cada placa dependiendo de sus dimensiones geométricas lleva de dos a seis orificios para los conectores metálicos, los cuales tienen un diámetro de $\phi = 6$ mm y 80 mm de longitud. Las plaquetas se van ensamblando de forma mampuesta (en aparejo trabado) unidos con los conectores y un material para sellar las juntas. En la figura 10.9, se muestra un conjunto de viviendas construidas con este tipo de sistemas, las cuales pertenecen a un 15% de las viviendas registradas.



Figura 10.9. Viviendas en hilera en terreno de baja pendiente en Colombia.

- *Sistema con paneles de ferrocemento (SP-3)*: los muros exteriores e interiores de las viviendas están conformados por paneles prefabricados de 20 a 30 mm de espesor, hechos con mortero y reforzados con malla hexagonal tejida. Los paneles tienen 1.0 m de ancho por 2.0 o 2.2 m de altura, conectados en la parte superior con una viga en U o H en madera. El 30% de las viviendas están construidas con este sistema y material. En la figura 10.10, se muestra una casa típica con este sistema.



Figura 10.10. Vivienda típica en ferrocemento

b) Grupo II

En la tabla 10.6, se presentan y se clasifican las variables relacionadas con la integridad estructural (zonas de conexión de la vivienda, el tipo y el material utilizado para el anclaje de los diferentes elementos prefabricados entre si y dar integridad a la estructura).

Zona de conexión	Tipo de conexión	Porcentaje	Comentario
estructura-cimentación	Barra o lámina	24,66%	Por peso propio
	Pletina	8,90%	
	Sin	66,44%	
entre elementos de estructura	Lámina galvanizada	60,96%	
	Madera	2,74%	
	Mortero	21,23%	
	Conector metálico	15,07%	
cubierta-estructura	Clavo a madera	11,64%	No es conexión
	Pletina	19,86%	
	Panel perforado	41,78%	
	Sin	26,71%	

Tabla 10.6. Zonas y tipos de conexión característicos en las viviendas

Zona de conexión estructura-cimentación: Se encontró que el 66% de las viviendas están simplemente apoyadas sobre una losa de cimentación en hormigón armado, un 25% conectada a la cimentación por medio de una barra o lámina galvanizada y un 9% fija sus elementos prefabricados de pared delgada con pletinas metálicas. Cabe notar, que en varias edificaciones el nivel de piso acabado está por encima de la unión elemento prefabricado-losa de cimentación, generando una posible restricción ante un deslizamiento. En la figura 10.11, se muestran algunos tipos de esta conexión.

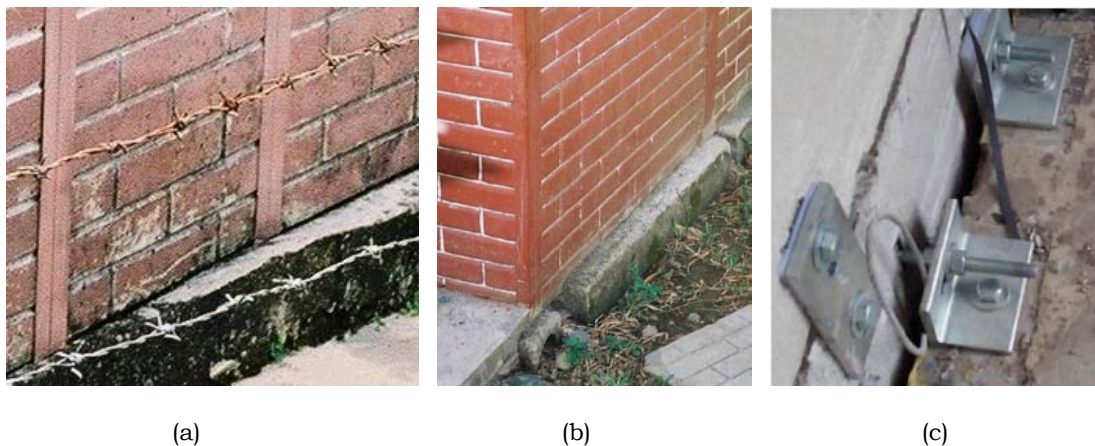


Figura 10.11. Algunos tipos de conexión muros-cimentación: a) Sin, b) Lámina y acabado y c) Pletina metálicas.

Zona de conexión entre elementos o paneles: La conexión más generalizada entre paneles fue la lámina galvanizada (61%). La lámina, también permite la construcción de las paredes exteriores e interiores de la casa. Los párales en madera, anclados a la cimentación, en ocasiones conectan los paneles y a la vez sostienen la cubierta. Su aparición fue escasa, sólo un 3%. El mortero o masilla a base de estuco se observó en un 21% entre paneles. El sistema de conectores metálicos más el mortero es un sistema relativamente

nuevo (15%). En la figura 10.12, se muestran algunos tipos de conexión entre los elementos de pared delgada.

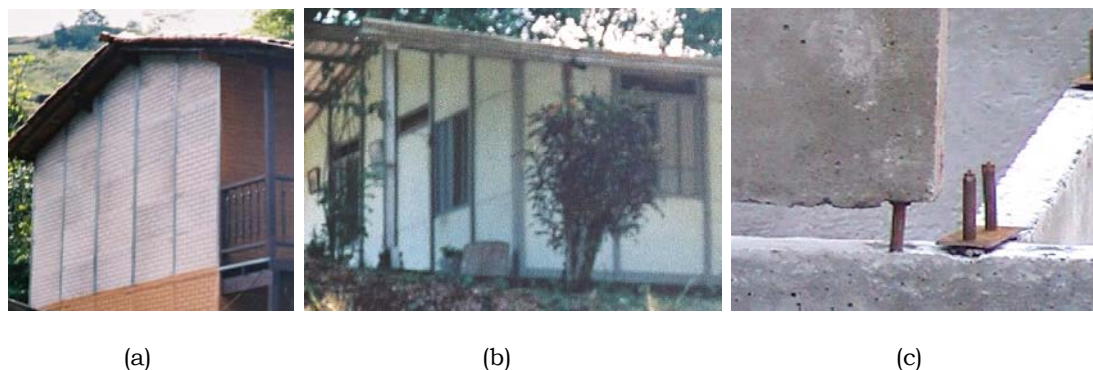


Figura 10.12. Algunos tipos de conexión entre elementos de pared delgada: a) Lámina, b) Madera y c) conector metálico.

Zona de conexión cubierta-estructura: En la mayoría de las viviendas (70%) no aparecen vigas de amarre entre cubierta o que integran el techo con los paneles. En general las vigas en madera únicamente se apoyan en los muros prefabricados y en la mayoría de ocasiones no aparecen, como se muestra en la figura 10.13a y 10.13b. Sólo entre un 12% y un 19% garantiza una cierta conexión entre la cubierta y los paneles del sistema estructural (ver figura 10.13c).

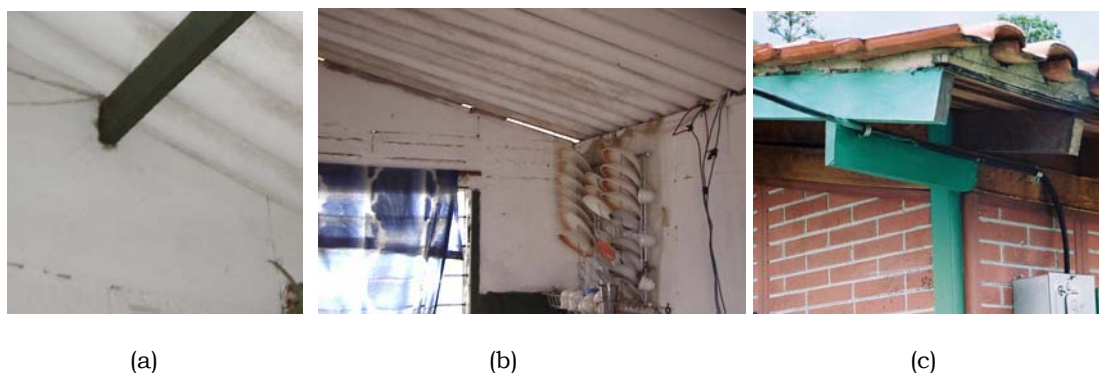


Figura 10.13. Tipos de conexión cubierta-estructura: a) Viga simplemente apoyada sobre un panel perforado, b) Cubierta simplemente apoyada en muros y (c) Cubierta adosada a vigas perimetrales en madera.

c) Grupo III

Este grupo contiene los parámetros relacionados con el sistema estructural, el cual es el encargado de transmitir a las cimentaciones las cargas verticales generadas por la cubierta y el peso propio y resistir las cargas horizontales generadas por fenómenos naturales, viento o sismo, durante su vida útil. Los parámetros estructurales que se identificaron son: área construida, longitud

y espesor de muros en las dos direcciones principales, altura de entre piso, área de la cubierta y tipo de cubierta de las viviendas.

Para ello, las edificaciones fueron clasificadas en 11 tipos altamente representativos de ésta tipología en la zona y de las viviendas de ferrocemento. Estas tipologías serán utilizadas para evaluar la vulnerabilidad. En la tabla 10.7, se presentan algunas de las principales características de estos modelos.

Vivienda (típica)	Área de la vivienda (m ²)	Longitud de muros		Área de cubierta (m ²)
		En dirección X (m)	En dirección Y (m)	
1	20	7,40	11,60	23,76
2	25	9,20	14,10	29,16
3	30	10,00	14,75	34,56
4	35	12,00	12,60	39,96
5	36	11,45	11,90	40,96
6	40	15,00	12,60	45,36
7	42	9,80	16,70	47,36
8	48	17,40	18,80	53,76
9	49	24,00	17,40	54,76
10	56	17,70	23,10	62,16
11	64	19,50	23,60	70,56

Tabla 10.7. Parámetros del sistema estructural de las viviendas

El espesor de los muros, el cual varía entre 20 y 34 mm, la altura de la cubierta está entre 2.0 y 2.2 metros del nivel de piso acabado. Un 65% de las viviendas tiene una cubierta en teja de fibrocemento y el resto (35%) en teja de barro y tablilla. En la figura 10.14, se muestra la planta de una vivienda típica de 30 metros cuadrados en la zona de estudio.

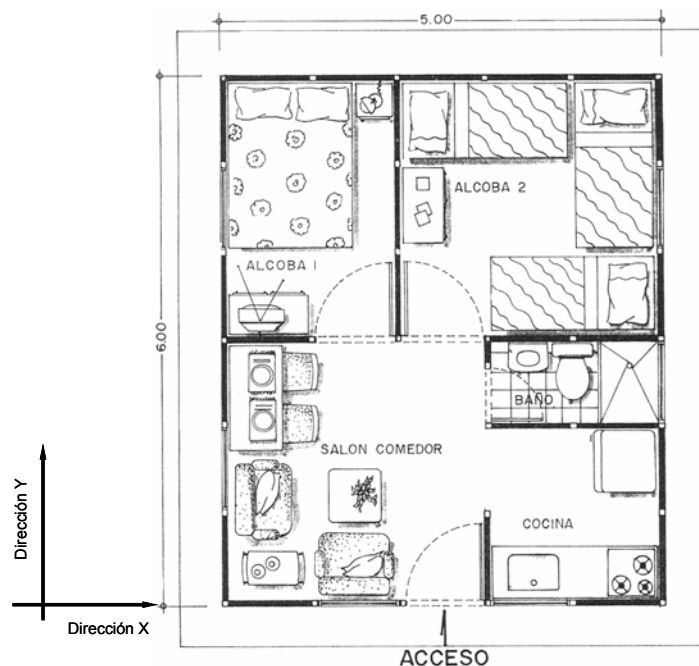


Figura 10.14. Vivienda típica prefabricada de 30 m². [Adoquin-Ar, 2004]

La figura 10.15, muestra algunas tipologías de viviendas registradas durante el trabajo de campo.



(a)



(b)



(c)

Figura 10.15. Algunas viviendas según la tipología: a) 11, b) 4 y c) 3

10.5 La vivienda tipo

La construcción con elementos prefabricados de pared delgada a base de cemento aparece en Colombia a partir de 1970 [Salas, 1991]. Sin embargo, la mayoría de este tipos de sistemas está por fuera de las Normas de Diseño y Construcción Sismo Resistente del país [AIS, 1998; Metrovivienda, 2000]. No obstante y para efectos de diseño se tendrán en cuenta algunas de las recomendaciones contempladas en estas normativas. Así, para una edificación con techo en teja de fibrocemento y alfardas en madera se propone una carga muerta de 25 kg/m^2 para el conjunto. Para una vivienda que utilice teja de barro, manto impermeabilizante, alfardas y tablilla de madera, se estipula una carga muerta de 100 kg/m^2 . En el caso de la carga viva, esta es de 35 kg/m^2 y 50 kg/m^2 , si la pendiente de la cubierta es superior al 30%. La deriva permitida para sistemas prefabricados es del 0.5% de la altura de la edificación.

La vivienda tipo se ha definido teniendo en cuenta la información del trabajo de campo. Así, para la arquitectura típica de la casa de ferrocemento se han tenido en cuenta los datos de las 11 tipologías del grupo III, que también son habituales en las viviendas de ferrocemento. En la tabla 10.8, se muestran los parámetros característicos de la vivienda tipo de ferrocemento para realizar el análisis de vulnerabilidad a través de un modelo probabilista.

Arquitectura de la vivienda	Valor o/y especificación	Característica
N. de niveles	1	Constante
Área promedio en planta	35 m ²	Constante
Espesor de muros	0,02 m	Constante
Longitud promedio de muros en ambas direcciones	15,03 m	Variable aleatoria (Normal)
Tipo de cubierta	100 m ²	Teja de barro más madera
Área promedio de la cubierta	43,67 m ²	Variable aleatoria (Normal)
Tipo de conexión estructura-cimentación	Pletinas de acero	Constante
Tipo de conexión entre elementos o paneles	Sin	Constante
Tipo de conexión cubierta-estructura	Barra y clavos	Constante
Material del sistema constructivo	Ferrocemento	Variable aleatoria (Normal y Lognormal)
Tipo de sistema constructivo	SP-3	Constante

Tabla 10.8. Arquitectura de la vivienda tipo de ferrocemento

10.6 Modelo probabilista

Para realizar una aproximación a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas estructuradas con ferrocemento, se utiliza el método analítico, propuesto por Dolce et al., (1995). A continuación se describen los tres elementos principales para este estudio:

- **Los Datos de entrada:** la vivienda tipo es un modelo altamente representativo de esta tipología en la zona y de las viviendas de ferrocemento. Las edificaciones están representadas por un modelo teórico con propiedades mecánicas y geométricas obtenidas a partir de la campaña de ensayos y el trabajo de campo. Para considerar las incertidumbres en los parámetros estructurales y en la acción sísmica, éstos se tomaron como variables aleatorias definidas por sus funciones de distribución. Para la acción sísmica se generaron acelerogramas sintéticos de acuerdo con el modelo estocástico de Hurtado (1999). Se originan 1000 señales por cada uno de los 18 niveles de aceleración máxima del terreno $0.05g \leq PGA \leq 0.90g$ con incrementos de $0.05g$. Recíprocamente, se generan 18000 viviendas de manera aleatoria a partir de la vivienda tipo.
- **El método:** el análisis dinámico no lineal se realiza utilizando el modelo propuesto y calibrado de *BWBN*, el cual ha sido programado en Matlab[®]. El modelo estructural que representa la vivienda tipo de ferrocemento es sometido a 18000 acelerogramas sintéticos. El

parámetro indicador del daño (*PIS*) seleccionado es la deriva máxima entre piso δ_{\max} de las viviendas. En la campaña de ensayos se identificaron cuatro estados de daño (leve, moderado, severo y colapso), los cuales fueron correlacionados con el *PID*.

- **Los resultados:** la valoración de la vulnerabilidad para la viviendas de ferrocemento representadas en el modelo estructural y este a su vez en la vivienda tipo, se obtuvo por medio de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño. Las curvas se obtienen a partir de la respuesta del modelo estructural sometido a los acelerogramas sintéticos y utilizando los cuatro estados de daño y el parámetro indicador del daño. Para cada respuesta máxima de la estructura a una determinada *PGA*, existe una probabilidad de falla asociada a cada estado discreto de daño (*EDD*).

Se ha propuesto esta metodología como la más apropiada para evaluar la vulnerabilidad sísmica de un grupo de estructuras sin que sea necesario la ocurrencia de movimientos sísmicos. Además, se emplean métodos probabilísticos para considerar las incertidumbres en los parámetros estructurales y de la intensidad sísmica de las viviendas en la zona en estudio.

10.6.1 La acción sísmica

Los principales parámetros tanto de la intensidad sísmica como de la estructura contienen incertidumbres, por ello han sido definidos como variables aleatorias y generadas a partir del método de simulación de Monte Carlo (*MMC*), el cual fue programado en *casitas* por el autor.

a) Incertidumbre en los parámetros de la acción sísmica

Para realizar un acercamiento a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la zona, se utilizó el modelo estocástico de la acción sísmica propuesto por Hurtado (1999) y descrito en el apéndice A. El modelo fue desarrollado a partir de la información sísmica registrada en la zona y considera la naturaleza evolutiva de los sismos tanto en amplitud como en contenido frecuencial, por medio de funciones de modulación de amplitudes y de frecuencias respectivamente. El modelo estocástico facilita la generación de acelerogramas sintéticos que incorporan las características de los sismos anteriores registrados en la región y adicionalmente, cubren diferentes rangos de aceleración máxima y contenido frecuencial.

Generalmente, en el caso de análisis de vibraciones aleatorias de sistemas lineales se considera como parámetros más importantes: la frecuencia angular del estrato del suelo predominante ω_g , el coeficiente de amortiguamiento efectivo del suelo ν_g y la duración de la fase fuerte del movimiento del suelo s_0 . Por lo tanto, para generar los acelerogramas

sintéticos por medio del modelo estocástico se ha seleccionado y concentrado la aleatoriedad de la acción sísmica en estas tres variables espectrales (ω_g , ν_g y s_0). En la tabla 10.9, se muestran los estadísticos y las funciones de distribución, para las variables aleatorias de la acción sísmica elegidas en este trabajo. El parámetro s_0 , contiene la aleatoriedad en la variable ε obtenida en la ecuación A.7 y que controla la duración de la fase fuerte.

Variable	Distribución	Media	Desviación	Unidad
ω_g	Weibull	12.096	3.022	rad/s
ν_g	Lognormal	0.154	0.062	%
ε	Normal	0.0	0.2867	-

Tabla 10.9. Variables aleatorias de la acción sísmica

10.6.2 El material ferrocemento

a) Incertidumbre en los parámetros del material ferrocemento

El desempeño total de una estructura de una u otra manera está controlado por su rigidez. En viviendas de ferrocemento este parámetro también es determinante cuando es sometido a fuerzas de procedencia sísmica [Hajj, 1981; Bedoya et al., 2002]. La rigidez de un sistema estructural de ferrocemento es función de varias propiedades mecánicas de sus materiales constituyentes y del mismo compuesto; la resistencia a compresión del mortero, la resistencia a tracción del sistema de refuerzo, módulos de elasticidad del compuesto, el número de capas de malla y el comportamiento histerético, entre otros.

Las edificaciones de ferrocemento son, en su mayoría estructuras prefabricadas y por lo tanto debe existir un mayor control en las incertidumbres de las propiedades del mortero, el refuerzo, el número de mallas y la geometría de sus elementos. Uno de los parámetros más importantes es la fracción de volumen de refuerzo en la matriz cementante; la distribución del refuerzo determina la homogeneidad del ferrocemento. En la construcción final de los elementos estructurales de las viviendas se ha encontrado que lo menos uniforme es la distribución del refuerzo. Por lo tanto, lo más heterogéneo causará una alta probabilidad de fallo en las áreas débiles. La geometría y la orientación del refuerzo afectan la anisotropía del ferrocemento. La rigidez a flexión y a corte del ferrocemento está directamente relacionada con el módulo de elasticidad del compuesto. El módulo de elasticidad, a su vez, depende directamente de la orientación de cada uno de los alambres de la malla y la separación de las capas dentro del mortero. Aunque existiera un sistema de construcción muy sofisticado la orientación final y la separación de las capas de malla no son conocidas con

certeza después de endurecida la matriz cementante, lo que conlleva a incertidumbres en la rigidez inicial y la final y, consecuentemente, afectan la respuesta característica de las estructuras ante acciones sísmicas. Para considerar estas incertidumbres se han seleccionado como variables aleatorias la rigidez tangente inicial y la rigidez tangente final. En la figura 10.16, se muestran los histogramas para la rigidez tangente inicial y final de las viviendas en ferrocemento obtenidos a partir de la campaña de ensayos.

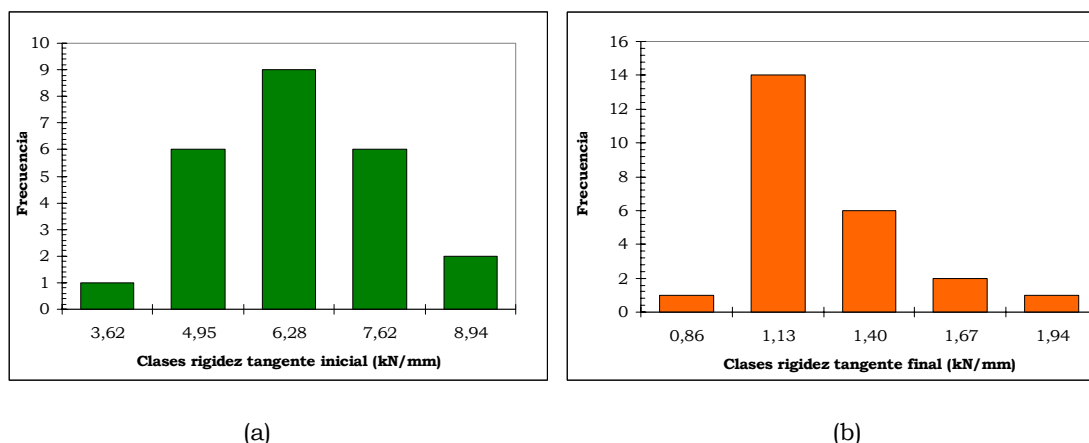


Figura 10.16. Histograma de rigidez: a) Tangente inicial, b) Tangente final

En la tabla 10.10, se muestran las variables aleatorias, las funciones de distribución y los estadísticos para las variables aleatorias del material ferrocemento elegidas en este estudio.

Variable	Distribución	Media	Desviación	Unidad
Rigidez tangente inicial	<i>Normal</i>	5.73	1.46	kN/mm
Rigidez tangente final	<i>Lognormal</i>	1.13	0.26	kN/mm

Tabla 10.10. Parámetros del material ferrocemento

10.6.3 Geometría y dimensiones

a) Incertidumbre en los parámetros de la estructura de la vivienda

Otros parámetros que también afectan la respuesta característica de las estructuras en ferrocemento son la longitud y área de los muros, el área de la planta y el tipo de cubierta, la distribución de los muros, las conexiones, el tipo de acabados, los elementos no estructurales, etc. En este estudio sólo se ha considerado las incertidumbres asociadas con la longitud de los muros y el área de la cubierta de las viviendas. En la figura 10.17, se muestran los histogramas para las variables aleatorias: longitud de los muros y área de cubierta, las cuales fueron obtenidas a partir de la información del trabajo de campo.

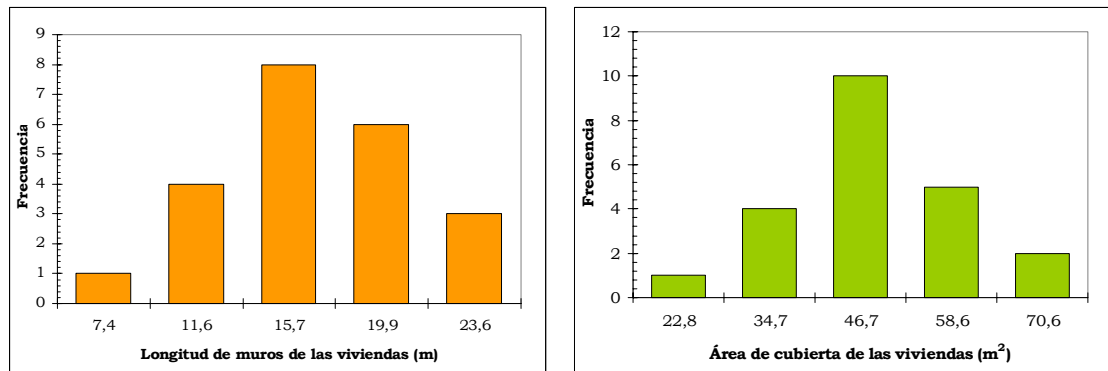


Figura 10.17. Histograma para muros y área cubierta de la estructura

Adicionalmente, en la tabla 10.11, se muestran las variables aleatorias, las funciones de distribución y los estadísticos para las variables aleatorias de la estructura de ferrocemento (vivienda tipo) elegida en este estudio

Variable	Distribución	Media	Desviación	Unidad
Longitud de muros	<i>Normal</i>	15.03	4.76	m
Área cubierta	<i>Normal</i>	43.67	10.69	m ²

Tabla 10.11. Parámetros de la estructura de las viviendas

Cabe notar que existen otros factores más que influyen en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estas estructuras, tales como: mano de obra, resistencias de los materiales de conexión e integridad, instalaciones eléctricas y sanitarias, entre otras.

10.7 Análisis dinámico no lineal

Para obtener la respuesta del modelo estructural de la vivienda tipo sometida a la acción sísmica definida anteriormente, se utiliza un sistema dinámico de un grado de libertad, al cual se le ha incorporado un elemento histerético que representa el comportamiento no lineal del sistema estructural de ferrocemento. Las viviendas son idealizadas en una masa concentrada en la parte superior adherida a un elemento que contiene la rigidez y la longitud de los muros. En este caso se ha elegido el modelo de *BWBN*. El modelo considera la degradación de rigidez, el endurecimiento, el ablandamiento y la disipación de energía del material. Este modelo fue calibrado en el capítulo 8 para representar el comportamiento histerético del sistema estructural de ferrocemento obtenido a partir de la campaña de ensayos hecha a las viviendas.

10.7.1 El modelo simplificado

Como se ha dicho antes los sistemas dinámicos de un grado de libertad (*SDUGL*), pueden ser suficientes para el entendimiento del comportamiento dinámico de algunos sistemas estructurales. En la figura 10.18 se presenta un esquema de *SDUGL* para la vivienda tipo de ferrocemento. Cada uno de los parámetros estructurales y de la acción sísmica ha sido explicado anteriormente para la vivienda tipo. El modelo histerético (H) fue obtenido y calibrado en el capítulo 8.

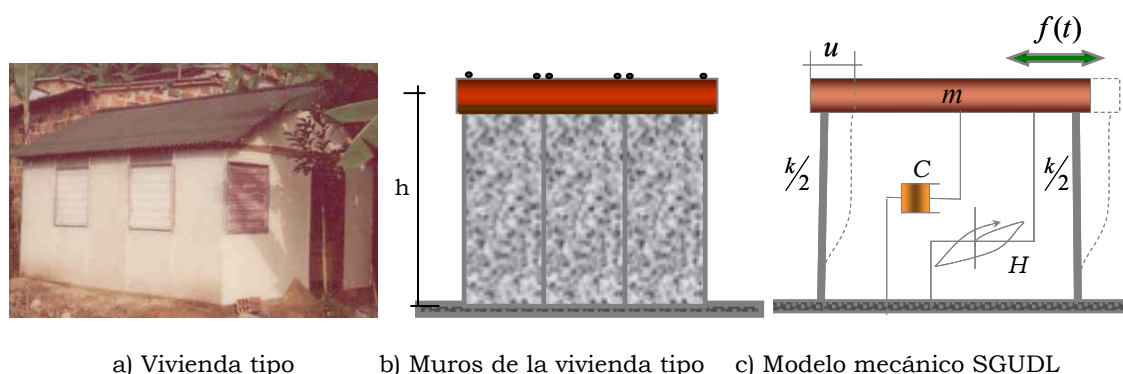


Figura 10.18. Idealización un SDUGL para un sistema estructural de ferrocemento.

10.7.2 Índices y estados daño para el ferrocemento

En la sección 7.5, se identificó la propagación del daño y los mecanismos de falla de las viviendas en ferrocemento. La caracterización de los estados discretos de daño (*EDD*), se definieron teniendo en cuenta cuatro aspectos: degradación de rigidez, energía histerética disipada, daño observado durante los ensayos experimentales (registro de grietas) y costo de reparación o reposición versus el costo de la vivienda. Los estados de daño se correlacionaron con la deriva de piso.

10.7.3 Costo económico

Para tener una estimación en términos económicos con relación a los estados de daños observados y definidos en la campaña de ensayos, se hizo una valoración del monto de reparación o reposición de cada uno de los paneles agrietados o fallados durante los ensayos de carga cíclica y de las zonas de conexión. Dicha valoración se hizo respecto al costo total de la vivienda. Debido a que el ferrocemento para su construcción o reparación no necesita mano de obra calificada (con un oficial entendido es suficiente para ambas labores), el costo de la mano de obra es una constante y no se incluye. En la tabla 10.12, se muestra el costo de reparación por metro cuadrado de panel.

Deriva entre piso (mm/mm)	Estado de daño	# de paneles		Costo intervención /Costo vivienda
		A reparar	A reponer	
0,0012	Estado I	10	0	3,33%
0,0085	Estado II	9	2	40,63%
0,0137	Estado III	6	5	72,00%
0,0200	Estado IV	0	10	100,00%

Tabla 10.12. Costos de reparación y/o reposición

Para cada estado de daño se registró el valor correspondiente a la deriva máxima entre piso δ_{\max} ($\delta_1, \delta_2, \delta_3, \delta_4$). La deriva máxima entre piso δ_{\max} es el parámetro indicador del daño (*PID*). En la figura 10.19 se muestra la correlación existente entre la degradación de rigidez, la energía disipada y el costo de reparación y/o reposición con el *PID* y los *EDD*.

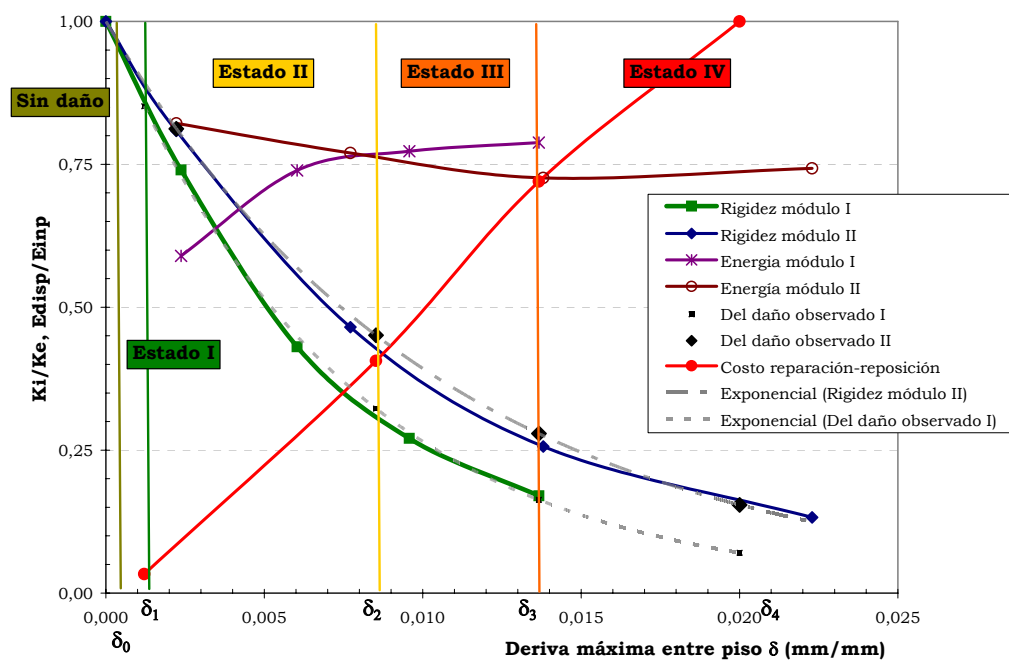


Figura 10.19. Correlación entre los estados y el índice del daño

En la tabla 10.13, se muestran los criterios adoptados en este estudio para identificar los límites de los cuatro estados de daño no-nulo. Estos son: leve, moderado, severo y colapso.

Estado discreto de daño	Característica	$d_{\text{máx.}}$ (mm)	h_{piso} (mm)	$\delta_{\text{máx}}$ (mm/mm)
<i>Sin daño</i>	No aparecen grietas a simple vista	0,90	2000	0,0005
<i>Leve</i>	Grietas de hasta 0.90 mm de ancho	2,42	2000	0,0012
<i>Moderado</i>	Falla de los primeros alambres de malla y el mortero	17,05	2000	0,0086
<i>Severo</i>	Incursión en rango inelástico pandeo de muro	27,33	2000	0,0137
<i>Colapso</i>	Fallas de cubierta	40.00	2000	0,0200

Tabla 10.13. Estados discretos e índices de daño.

10.7.4 Simulación numérica

En la figura 10.20, se muestra un esquema general del programa en Matlab® *casitas*, para la generación de las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño.

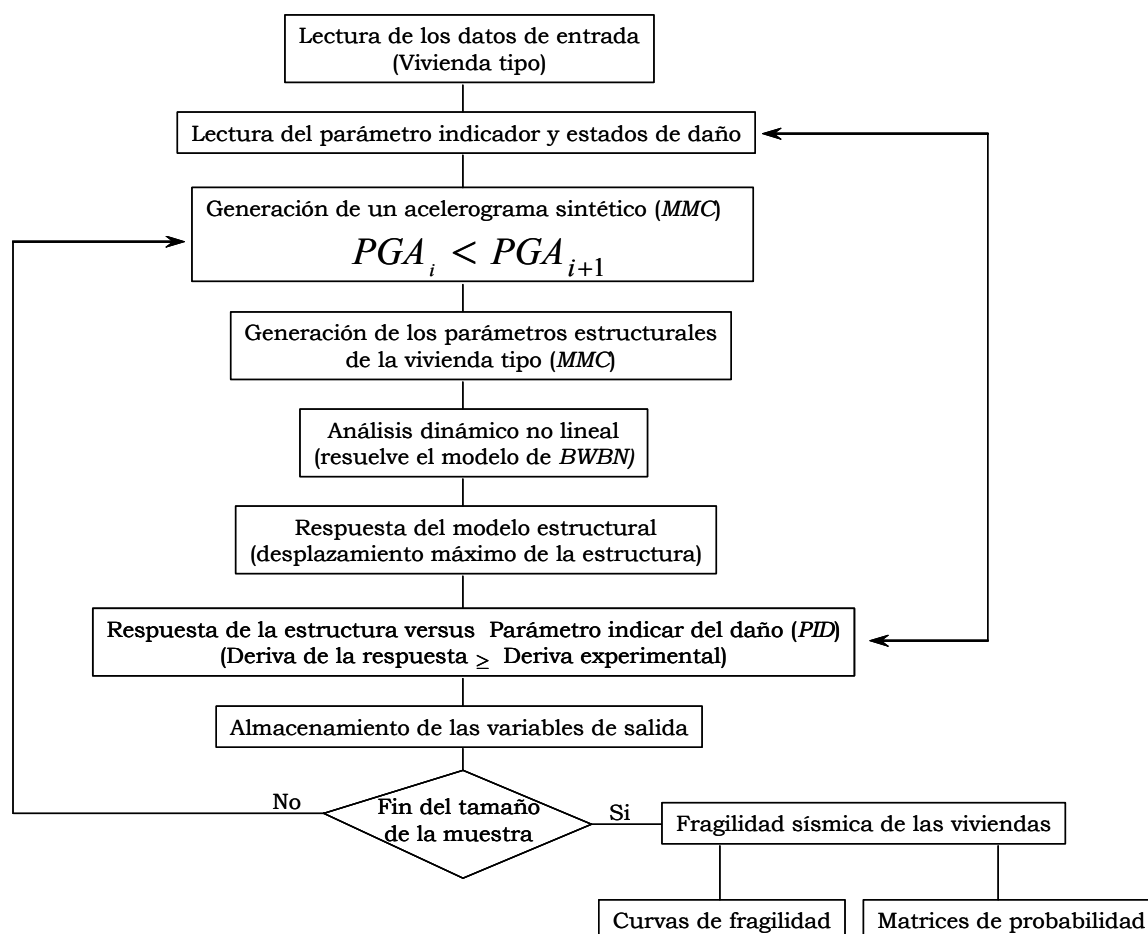


Figura 10.20. Esquema general del programa *casitas* para evaluar la fragilidad sísmica de las viviendas de ferrocemento.

10.8 Curvas de fragilidad

En esta sección se presentan los resultados del estudio de vulnerabilidad hecho a un grupo de estructuras que contienen las principales características de las viviendas en ferrocemento ubicadas en la zona Andina de Colombia. El acercamiento a la valoración de la vulnerabilidad de estas edificaciones se hizo mediante la generación de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño obtenidas utilizando el método de simulación de Monte Carlo. Para la aplicación de la metodología descrita a partir de la sección 10.4, se han definido como variables aleatorias tanto los parámetros de la acción sísmica como los del sistema estructural de ferrocemento. Los movimientos sísmicos están representados por el modelo estocástico descrito en el apéndice A, donde se ha tomado la aceleración máxima del terreno (PGA) como el parámetro indicador de la intensidad de sísmica (PIS). Para la construcción de las curvas se generan 1000 acelerogramas sintéticos (compatibles con el modelo estocástico), para una determinada PGA que varía desde $0.05g$ a $0.90g$ con incrementos de $0.05g$. Posteriormente, para cada registro generado se obtiene la respuesta del sistema estructural a través de un análisis dinámico no lineal utilizando el modelo de $BWBN$. Como parámetro indicador del daño (PID) se ha elegido la deriva de piso y correlacionado con cuatro estados discretos de daño, ambos se obtuvieron de los resultados de la campaña experimental. En la figura 10.21, se muestran las curvas de fragilidad medias para el modelo estructural característico de las viviendas de ferrocemento (la vivienda tipo).

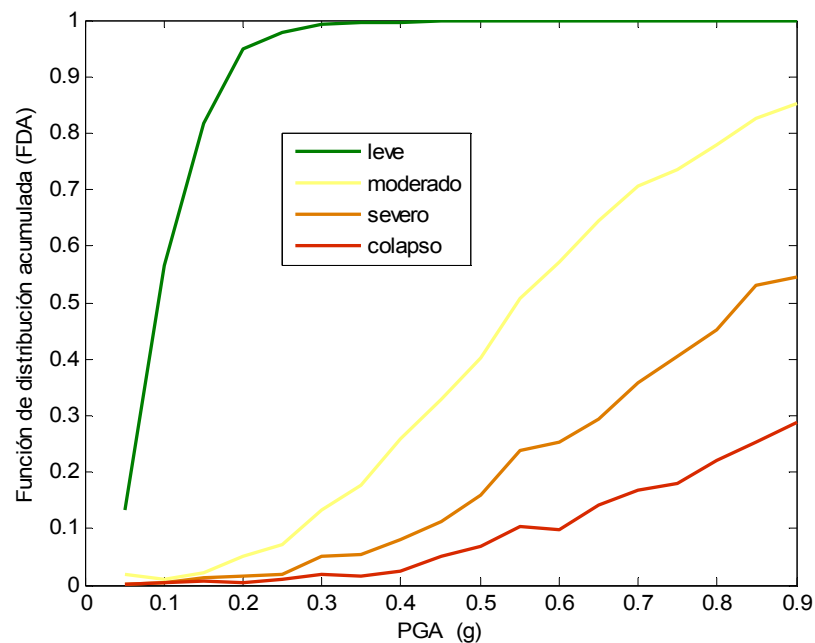


Figura 10.21. Curvas de fragilidad experimentales para viviendas de ferrocemento.

10.9 Matrices de probabilidad de daño

En la tabla 10.14, se presentan las matrices de probabilidad de daño para cada una de las *PGA* seleccionadas. Hay que entender estos resultados como valores medios resultantes de nuestra simulación. Con todo, el programa desarrollado permite también un análisis más detallado de las características aleatorias de las curvas de fragilidad y de las matrices de probabilidad de daño. Este análisis no se ha efectuado aquí, por no ser un objetivo específico del trabajo, pero se propone como una interesante línea de trabajo futuro.

PGA (%g)	Valores de probabilidad de daño				
	Estados de daño				
	Sin daño	Leve	Moderado	Severo	Colapso
0,05	0,87	0,11	0,02	0,00	0,00
0,10	0,44	0,55	0,01	0,00	0,00
0,15	0,18	0,79	0,01	0,01	0,01
0,20	0,05	0,90	0,03	0,01	0,00
0,25	0,02	0,91	0,05	0,01	0,01
0,30	0,01	0,86	0,08	0,03	0,02
0,35	0,00	0,82	0,12	0,04	0,02
0,40	0,00	0,74	0,18	0,06	0,03
0,45	0,00	0,67	0,22	0,06	0,05
0,50	0,00	0,60	0,25	0,09	0,07
0,55	0,00	0,49	0,27	0,13	0,10
0,60	0,00	0,43	0,32	0,15	0,10
0,65	0,00	0,36	0,35	0,15	0,14
0,70	0,00	0,29	0,35	0,19	0,17
0,75	0,00	0,26	0,33	0,23	0,18
0,80	0,00	0,22	0,33	0,23	0,22
0,85	0,00	0,18	0,29	0,28	0,25
0,90	0,00	0,15	0,31	0,26	0,29

Tabla 10.14. Matrices de probabilidad de daño

10.9.1 Contribución a escenarios de daño

De acuerdo con las Normas Colombinas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes, la zona del eje cafetero seleccionada para este estudio tiene una amenaza sísmica entre alta e intermedia. Para una amenaza alta le corresponde una $PGA = 0.25g$ y para una zona de amenaza sísmica intermedia una $PGA = 0.20g$. La construcción de escenarios de daño sísmico requiere las probabilidades de daño correspondientes a las aceleraciones máximas del terreno presentadas en la zona para el modelo estructural definido, el cual representa las viviendas prefabricadas de ferrocemento de la región. Para esta labor se emplean las curvas de fragilidad obtenidas anteriormente. En la figura 10.22, se muestran los histogramas que representan la probabilidad de ocurrencia de los estados de daño considerados, para una $PGA = 0.25g$ y una $PGA = 0.20g$, respectivamente. En este caso, los escenarios pertenecen a la demanda sísmica representada a través del modelo estocástico de Hurtado (1999).

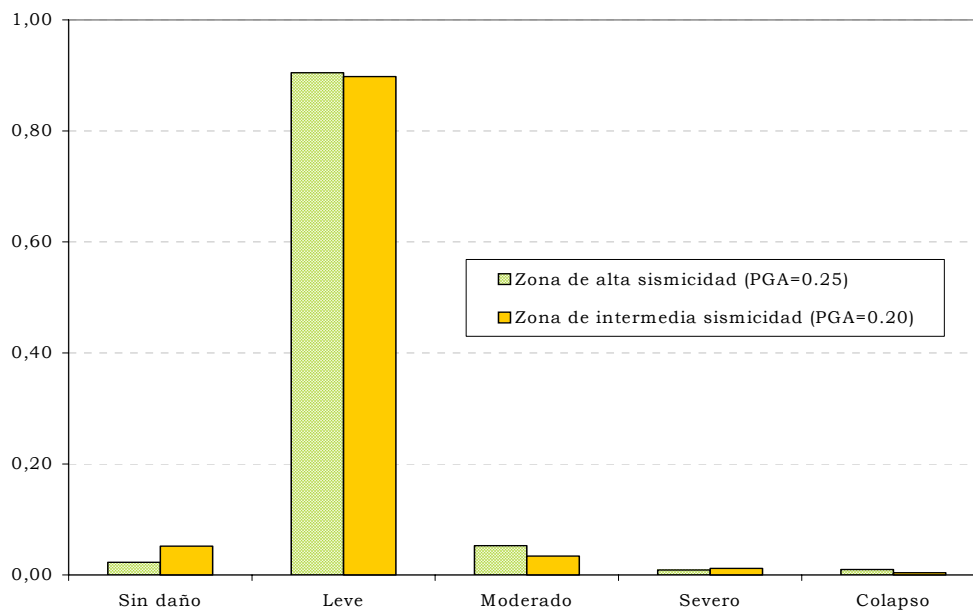


Figura 10.22. Valores de probabilidad de ocurrencia de los estados de daño. (ver explicación en el texto).

La figura 10.22 muestra los valores de probabilidad de ocurrencia de los estados de daño para las viviendas de bajo costo aquí propuestas, cuando se hallan expuestas a escenarios sísmicos correspondientes a zonas de amenaza intermedia y alta de Colombia. Se observa cómo éstas viviendas presentan una probabilidad de colapso de 1% en una zona de alta sismicidad y de 0% en una zona de intermedia sismicidad. En ambas zonas la probabilidad de daño severo es del 1%. Los daños moderados no pasan del 5% en la regiones de alta sismicidad y de 3% para las intermedias. En ambos casos, el estado de daño más probable es el estado leve con una probabilidad del 90%

Para los niveles de aceleración utilizados en la generación de acelerogramas sintéticos, la repuesta general de las estructuras se corresponde bien con los daños observados en los sismos de la ciudad de Pereira y Quindío. En la figura 10.23, se muestra una vivienda después del sismo de Armenia-Quindio, los daños observados corresponden a un nivel de daño leve y se generan a nivel de las conexiones de la zona cubierta-estructura.



Figura 10.23. Daños leves producidos en viviendas prefabricadas después del sismo de Armenia-Quindio (enero de 1999)

10.10 Resumen y discusión

Colombia está localizada en un ambiente tectónico complejo. La actividad sísmica del país es consecuencia de la acción y convergencia de cuatro placas tectónicas; la placa Caribe, la placa de Cocos, la placa de Nazca y la placa Suramericana. La zona elegida para este estudio es una de las más expuestas a diferentes amenazas naturales dentro de la geografía colombiana. Los departamentos seleccionados (Quindio, Risaralda, Caldas y centro y sur de Antioquia), se encuentran localizados en zonas de sismicidad alta e intermedia. La pobreza, la densa población, la cercanía a los sistemas de fallas, las precarias construcciones, las altas pendientes y, en particular, la aparición de barrios de tugurios, evidencian la necesidad de estudiar nuevos sistemas de viviendas (dignas, seguras, sostenibles y económicas) y la evaluación del riesgo sísmico al que están expuestos sus habitantes.

En Colombia, y en especial en la zona de aplicación de la presente investigación, existe una variedad de tipologías y formas constructivas de los elementos prefabricados de pared delgada a base de cemento, como consecuencia de las diferentes técnicas y materiales que ofrece el medio y la industria para su construcción. Los datos de las viviendas inspeccionadas en el trabajo de campo, fueron clasificados en tres grupos; el grupo I contiene el material y los sistemas constructivos más habituales, el grupo II reúne las variables de integridad estructural (zona, tipo y material de la conexión) y el grupo III contiene las variables o parámetros geométricos en planta y altura

de las viviendas. En este estudio se han identificado las edificaciones de pared delgada a base de cemento y específicamente las construidas en ferrocemento. Las viviendas fueron clasificadas en 11 tipologías altamente representativas para este tipo de vivienda prefabricada. De las tipologías encontradas se ha configurado una vivienda tipo para efectuar una aproximación a la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de ferrocemento.

Para la valoración de la vulnerabilidad se ha implementado la metodología propuesta por Dolce et al., (1995), la cual se puede describir en función de los datos, el método y el tipo de resultado. Así, para representar los datos de entrada se han generado acelerogramas sintéticos a partir del modelo estocástico de Hurtado (1999) y un modelo estructural representativo de las viviendas. La respuesta característica del modelo estructural a los acelerogramas artificiales fue obtenida mediante un análisis dinámico no lineal utilizando el modelo de BWBN. De la campaña experimental y la investigación de campo se han identificado y definido como variables aleatorias algunos parámetros estructurales considerados determinantes en la respuesta estructural de los sistemas prefabricados en ferrocemento. Las variables aleatorias estructurales seleccionadas son: la rigidez tangente inicial, la rigidez tangente final, la longitud de muros y el área de cubierta. Para la acción sísmica, se han elegido: la frecuencia angular del estrato del suelo predominante ω_g , el coeficiente de amortiguamiento efectivo del suelo ν_g y la duración de la fase fuerte del movimiento del suelo s_0 . Para generar las muestras correspondientes de estas variables se utiliza el método de simulación de Monte Carlo. Igualmente, se definió la deriva máxima entre piso δ_{\max} como el parámetro indicador del daño y se propusieron cuatro estados de daño no nulo. Finalmente, se obtienen curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño. Las matrices obtenidas han de permitir la obtención del daño esperado para escenarios sísmicos concretos. Los resultados de la evaluación de la vulnerabilidad mostraron que la mayoría de las viviendas tienen una probabilidad de daño leve superior al 90% y una probabilidad menor del 5% de presentar estados de daño más graves, en cualquiera de las zonas de sismicidad estudiadas. Cabe notar, en términos probabilísticos, la baja vulnerabilidad presentada por las viviendas estructuradas con ferrocemento aquí propuestas que muestran un excelente comportamiento sísmico y cumplen los requisitos de viviendas de bajo costo.

Resumen, conclusiones y futuras líneas de investigación

La presente memoria se ha estructurado en tres partes. Después de una breve introducción, en la primera parte se describe el origen y la evolución del ferrocemento. Posteriormente, se abordan las características y las propiedades mecánicas del material. Adicionalmente, se hace una descripción de los desarrollos y usos en las diferentes aplicaciones que ha tenido el ferrocemento y, de manera específica, en el campo de la vivienda.

La segunda parte contiene una descripción de los materiales de ferrocemento utilizados así como la campaña de ensayos realizada para su caracterización mecánica. Se describen también los ensayos realizados sobre los elementos que conforman las viviendas de ferrocemento: paneles, paredes y módulos. Paneles y módulos fueron sometidos a ensayos de carga cíclica y estática. La tesis describe, propone y calibra el modelo matemático de *BWBN*. Este modelo permite simular, de forma excelente, el comportamiento histerético exhibido por las viviendas de ferrocemento durante los ensayos de carga cíclica.

En la tercera y última parte se efectúa un acercamiento a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas de ferrocemento, de bajo costo, típicas de Colombia. Para ello se efectuó un trabajo de campo específico que permitió caracterizar una vivienda tipo, representativa. La información recogida mediante encuestas, unidas a la caracterización en laboratorio de las propiedades del material, paneles, paredes y módulos, han permitido ajustar el modelo *BWBN* y realizar análisis numérico no lineal masivo para obtener curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño. La metodología empleada es probabilista y utiliza técnicas de Monte Carlo para tomar en consideración las incertidumbres en la acción sísmica y en los modelos estructurales. Por lo tanto, hay que entender las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño aquí obtenida como valores medios.

En este capítulo se exponen las conclusiones más relevantes del trabajo y se apuntan, como líneas de investigación futura, aquellos aspectos que a nuestro juicio, presentan un mayor potencial o interés de desarrollos futuros.

11.1 Conclusiones

A continuación se presentan las principales conclusiones que hacen referencia a cada una de las tres partes de esta memoria

11.1.1 El material ferrocemento y la vivienda

Esta parte comprende los capítulos dedicados al material ferrocemento, en ellos se ha hecho una investigación bibliográfica acerca de su definición, su historia, las aplicaciones (principalmente a la construcción de viviendas), los materiales constitutivos, los procesos de prefabricación y la caracterización mecánica del ferrocemento como material estructural.

De la investigación bibliográfica podemos concluir que:

- El ferrocemento es un tipo de hormigón armado de pared delgada, que difiere del mismo por su sistema de refuerzo, resistencia, capacidad de deformación (ductilidad) y potencial de aplicación. El refuerzo para ferrocemento, consiste en un conjunto de mallas, colocadas una encima de otra y orientadas de tal forma que proporcionan propiedades isotrópicas al compuesto. Posteriormente, son embebidas en una matriz aglutinante de cemento u otros compuestos inorgánicos. El ferrocemento, en este estudio, es de cemento Pórtland con malla hexagonal.
- Los orígenes del ferrocemento son considerados, por muchos autores, como el nacimiento del hormigón armado. Con todo, la tecnología de mediados del siglo XVIII, no pudo adecuarse a la producción de mallas de alambre. En cambio, produjo grandes barras de acero que fueron utilizadas para construir el hoy hormigón armado, cuya tecnología, evolución y progreso avanzó al del ferrocemento.
- El ferrocemento estuvo olvidado por más de 100 años, hasta que en 1943 el arquitecto e ingeniero Pier L. Nervi, retoma las ideas de Joseph L. Lambot y construye grandes cubiertas, difundiéndose este material a nivel mundial.
- La necesidad y la escasez de encontrar nuevos materiales que apoyen la tecnología para generar vivienda, ha llevado a investigar el ferrocemento como material estructural y a reconocer sus bondades, en el campo de la ingeniería estructural y de terremotos. El ferrocemento ha sido utilizado en soluciones de vivienda de bajo costo en muchas partes del mundo. Si bien, en Colombia en particular, se ha publicado relativamente poco al respecto.
- El ferrocemento ha sido ampliamente utilizado en diferentes países del mundo para la construcción de viviendas prefabricadas. En el

archipiélago de Malasia, en las islas de Sumatra, Sri Lanka y Nueva Guinea, se han construido casas de ferrocemento. Países como México, India, Tailandia, Cuba, Estados Unidos, Brasil y Colombia, son pioneros en el uso del ferrocemento para construir viviendas de bajo costo.

- En los países en vías de desarrollo los procesos de fabricación y construcción con ferrocemento, aún obedecen a procesos artesanales, en cambio, los países desarrollados han construido colosales obras con ferrocemento.
- Los refuerzos con fibras poliméricas y mallas plásticas representan un paso adelante en la tecnología del ferrocemento. Sin embargo, las mallas metálicas tradicionales siguen siendo las más utilizadas.
- La disponibilidad y los nuevos avances en materiales, como fibras, mallas y matrices aglutinantes de alto desempeño, proporcionarán, en un futuro cercano, una nueva oportunidad para expandir las fronteras del ferrocemento con nuevas aplicaciones, especialmente en la generación de viviendas de bajo costo.

De los trabajos de caracterización de los materiales involucrados en el ferrocemento concluimos que:

- La composición química del cemento, la naturaleza de los agregados, la relación finos-cemento y la relación agua-cemento, son los parámetros que determinan las propiedades del mortero, para ferrocemento. El uso de aditivos, fibras y matrices densificadas con pequeñas partículas, inciden en las propiedades mecánicas de este componente frágil.
- Hasta el momento la caracterización mecánica del ferrocemento a tracción y flexión cuenta con un buen número de estudios, pero faltan otros aspectos tales como el comportamiento bajo carga de sismo y viento que es preciso investigar.
- De acuerdo con el Comité ACI 549-R97, es necesario promover investigaciones encaminadas a determinar la resistencia a cortante en el plano y la resistencia fuera del plano. La resistencia dentro y fuera del plano es importante cuando el ferrocemento se usa en paneles y muros en viviendas ubicadas en zonas de actividad sísmica.
- Acerca del comportamiento histerético del ferrocemento, tampoco se conoce mucho, por lo tanto conviene investigar su caracterización bajo acciones cíclicas, como por ejemplo, la de los sismos. Adicionalmente, se carece de ensayos experimentales que

combinen varias condiciones de carga, tales como, por ejemplo, cortante en el plano y flexión o compresión.

- Dentro de las propiedades mecánicas del ferrocemento se ha observado que cuando, en un elemento, la tensión uniforme de tracción excede la resistencia del mortero, se producen las primeras grietas, así como un deslizamiento entre el mortero y el refuerzo. La matriz agrietada no soporta esfuerzos, lo que implica que la carga externa es atendida por el refuerzo. Por otra parte, la resistencia a tracción del ferrocemento es directamente proporcional a la fracción de volumen de refuerzo en la dirección de la carga. En flexión el contenido de refuerzo no tiene estos efectos.
- El ferrocemento no posee refuerzo a cortante. Por lo tanto, la resistencia a cortante en una sección de ferrocemento se debe a la contribución combinada de la matriz de mortero y de la malla de refuerzo.
- Los estudios aquí realizados y expuestos han mostrado la necesidad de involucrar más variables en las metodologías propuestas para el análisis y el diseño con ferrocemento. La disposición final de las capas del refuerzo, la orientación de los alambres, la rigidez del ferrocemento resultante, entre otros, son algunos ejemplos. Estas variables son específicas del ferrocemento, aunque están asociadas a todos los materiales constitutivos pero, generalmente, quedan fuera de otras metodologías tradicionales utilizadas en el análisis estructural del hormigón armado. Esta situación genera grandes incertidumbres en el conocimiento del desempeño final de las estructuras de ferrocemento cuando éstas deben soportar fuerzas dinámicas aleatorias.
- El ferrocemento ha sido utilizado en la construcción de viviendas ubicadas en zonas de actividad sísmica y en estructuras sometidas a vibración. Sin embargo, carece de investigaciones encaminadas a caracterizar la resistencia a cortante, dentro y fuera del plano y el comportamiento histerético de paneles o muros de ferrocemento bajo cargas cíclicas.
- Este estudio es una contribución a la caracterización de las propiedades físicas, mecánicas y dinámicas del ferrocemento y de los materiales que lo componen.

11.1.2 Comportamiento sísmico del ferrocemento

La segunda parte consta de cuatro capítulos. En el capítulo 5, se describen los materiales y elementos prefabricados que conforman una vivienda típica de ferrocemento. También se describen módulos representativos de estructuras completas o viviendas. En los capítulos 6 y 7, se describe la campaña de ensayos para caracterizar el comportamiento sísmico de paneles, paredes

y viviendas prefabricadas de ferrocemento. También se analizan y se presentan los resultados obtenidos. Además, se identifican los parámetros predominantes de la respuesta estructural, se evalúa la propagación del daño, los mecanismos de fallo y se proponen cuatro estados de daño no nulo. Finalmente, en el capítulo 8, se describe, analiza y calibra un modelo matemático con el que se simulará el comportamiento histerético exhibido por las viviendas de ferrocemento, cuando se ven sometidas a cargas cíclicas.

Se resumen a continuación las principales conclusiones que se derivan de los ensayos realizados sobre los paneles prefabricados, paredes y módulos.

- Se seleccionaron cuidadosamente, materiales, elementos y formas geométricas representativas de la práctica común en la construcción con elementos prefabricados de ferrocemento.
- Los especímenes, paneles, elementos de conexión, paredes y módulos fueron concebidos, diseñados y contruidos específicamente para este estudio. Ello permitió un control exhaustivo de la calidad de los materiales y de los procedimientos de ensamblaje y construcción.
- Se programó una campaña de ensayos, teniendo en cuenta las instalaciones, personal y equipos disponibles. El conjunto de experimentos realizados permitió caracterizar la respuesta a carga estática y cíclica, aplicada en su plano y fuera de él, tanto de los paneles y paredes como de módulos enteros.
- En general, todos los elementos prefabricados de ferrocemento, mostraron una rigidez inicial muy superior a la rigidez final.

En referencia a los resultados obtenidos en los ensayos sobre paneles se concluye que:

- Todos los paneles presentaron una adecuada capacidad estructural. La resistencia a carga lateral, en su plano, se mantuvo por encima de 12 kN/m y disminuyó a 7.0 kN/m cuando se añadió carga vertical.
- Los ensayos para caracterizar la respuesta a carga cíclica, pusieron de manifiesto la sensibilidad que tienen los paneles de ferrocemento a este tipo de carga.
- Se han ensayado dos tipos de unión suelo-pared: pletinas de acero y viga de hormigón. El panel con la conexión en viga de hormigón resultó ser más eficiente.
- En los paneles ensayados a carga cíclica y cimentados en una viga de hormigón armado, la distribución de grietas sugiere una falla en la que predomina el deslizamiento por cortante (*“phenomenon of sliding shear”*), habitual en muros con una relación altura-longitud de entre 2 y 3. Los desplazamientos por deslizamiento de cortante (*“sliding*

shear”), generan una notable degradación de la rigidez y múltiples grietas en la base del panel.

- Finalmente, independientemente del tipo de conexión y del procedimiento de carga, los paneles exhibieron una degradación de rigidez y energía histerética generalizada.

En referencia al comportamiento sísmico de las paredes,

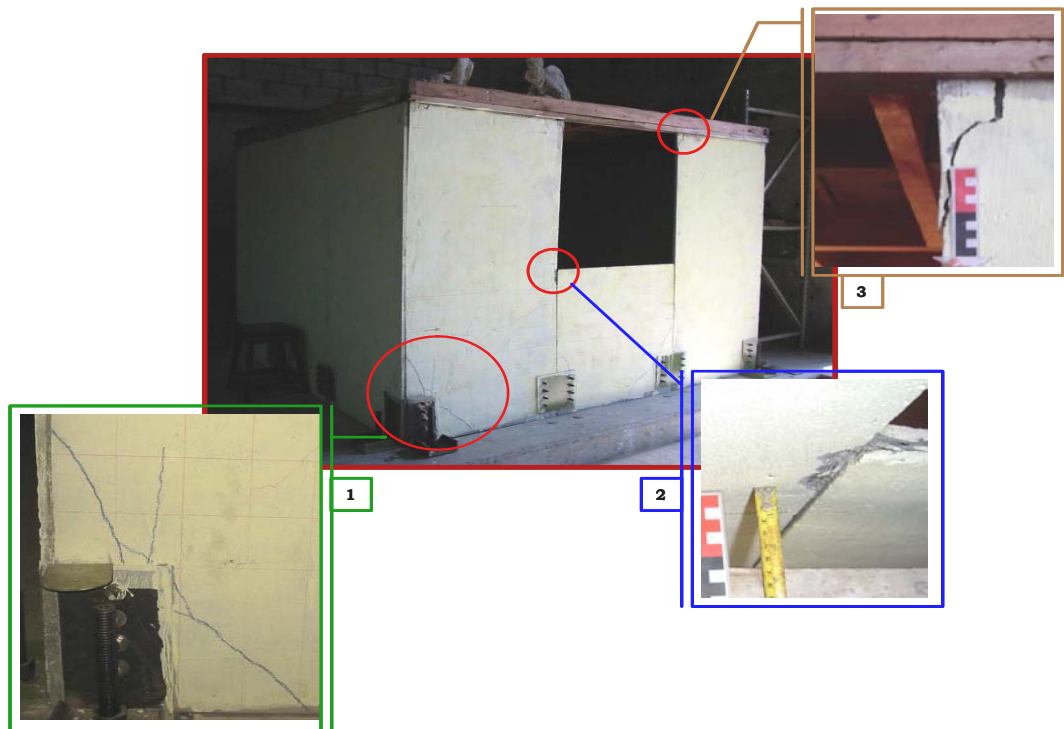
- Éstas mostraron una capacidad excelente para resistir cargas laterales, pero la presencia de aberturas en las mismas degradaron su resistencia. Se pudo observar claramente el efecto de columna corta.
- En las paredes con aberturas los paneles de mayor altura presentan flexión por fuera de su propio plano. El mortero falla por compresión.
- Los dispositivos utilizados para la unión de paneles en la construcción de las paredes, transfieren adecuadamente las cargas a flexión y corte entre ellos (“*dowel action*”).

La figura 11.1, muestra ejemplos de los módulos ensayados. Las principales conclusiones de los resultados obtenidos son:

- Con la acción cíclica se simula la acción sísmica. Los módulos presentan una buena capacidad para resistir cargas cíclicas. El comportamiento característico de las viviendas prefabricadas de ferrocemento fue a flexión.
- Los módulos exhibieron un notable deterioro de su rigidez y de su capacidad de disipación de energía antes y después del ensayo.
- El daño en el módulo, que se concreta en sus elementos, aumenta con la carga. Los mayores daños se observan en las zonas de conexión, probablemente por causa de la escasa capacidad de deformación de los conectores empleados.
- A pesar de la poca capacidad de deformación en las zonas de conexión, y a pesar de que éstas son responsables de la integridad estructural, su comportamiento no fue crítico en la respuesta global de los módulos. Probablemente la mayor contribución de los paneles en la respuesta global del módulo, aminoró la sollicitación de estos elementos.
- El modo de fallo observado consistió en la formación de un mecanismo de colapso con articulaciones plásticas alrededor de las zonas de conexión estructura-cimentación y cubierta-estructura, principalmente en las conexiones de cubierta, generando la inestabilidad de la vivienda. En la figura 11.1a y 11.1b se muestra este tipo de daños.



(a)



(b)

Figura 11.1. Zonas de conexión más sensibles a carga cíclica: a) Módulo I y b) Módulo II

- Las primeras fluencias de la malla de refuerzo se observan en la unión con la cubierta y, posteriormente, en las cercanías de las pletinas de conexión con el Sistema Espacial de Reacción (SER). Se observaron también múltiples grietas en diferentes paneles, probablemente causados por carga fuera de su propio plano y pandeo.

Otras conclusiones relevantes de los ensayos realizados son:

- Paneles y módulos presentaron una capacidad adecuada para disipar energía y únicamente exhibieron pérdida de resistencia al final del respectivo ensayo.
- Las primeras grietas en las viviendas, aparecen para una deriva aproximada del 0.12 %, mientras que el daño moderado, definido por fallos en la malla y el mortero, aparece para una deriva del 0.8%. Aproximadamente, estas derivas corresponden a cargas de 15 y de 37 kN, respectivamente. Para este tipo de edificaciones, la actual normativa sísmica colombiana, NSR-98, establece una deriva límite del 0.5 %. Teniendo en cuenta que el coste de reparación de una casa que ha sufrido un daño moderado es relativamente alto (40%) parece importante apuntar hacia dos posibles soluciones. La primera consistiría en disminuir la rigidez, la segunda establecería una deriva menor. En ambos casos, el daño esperado y, en consecuencia, el coste de reparación disminuirían drásticamente. A nuestro parecer, la clave para incrementar la capacidad de deformación, sin daño, de este tipo de viviendas, está en flexibilizar las conexiones. Esta conclusión es particularmente interesante pues abre una futura línea de estudio.
- Los daños observados en los ensayos presentan un buen acuerdo con los daños producidos por terremotos en la región.

Todo este trabajo experimental se ha utilizado para proponer y calibrar un modelo matemático representativo de este tipo de viviendas de bajo costo. Se exponen a continuación las principales conclusiones referentes a la modelización y análisis numérico.

- Afortunadamente, las viviendas de bajo costo aquí analizadas, como la mayoría de las estructuras de edificación, están bien representadas con modelos sencillos de un grado de libertad. De esta manera, su comportamiento dinámico básico puede plantearse y analizarse a partir de leyes sencillas que involucran la masa, la rigidez y el amortiguamiento, propios de la estructura. En el caso de las estructuras de ferrocemento la respuesta del sistema es desconocida y requiere de esta modelización.
- La exactitud de la respuesta calculada depende de la habilidad del modelo matemático para describir la estructura. El modelo debe

proporcionar una descripción real del comportamiento del sistema estructural.

- Algunas investigaciones han mostrado que para cargas estáticas, una relación carga-desplazamiento es suficiente para predecir la respuesta del sistema. De igual manera, para estimar la respuesta bajo cargas cíclicas, es suficiente conocer la relación carga-deformación que definen los lazos de histéresis. Estos lazos representan los desplazamientos elásticos e inelásticos de la estructura.
- Para entender el comportamiento de los materiales a base de cemento, bajo cargas estáticas y cíclicas, se han realizado diversas campañas experimentales sobre diferentes elementos y estructuras y se han propuesto un número considerable de modelos constitutivos, que representan el comportamiento histerético del hormigón armado. Sin embargo, y aunque el ferrocemento pertenece a la familia del hormigón armado, son muy pocas las investigaciones relacionadas con el comportamiento, cíclico y estático, de este tipo de material. Esta tesis es una contribución a la caracterización del comportamiento del ferrocemento bajo carga.
- Hasta el momento se han propuesto varios modelos constitutivos para el hormigón armado, el acero y la mampostería, que definen la no linealidad del material y representan el comportamiento histerético de los elementos. Los sistemas en ferrocemento carecen de este tipo de modelos.
- Hemos constatado que los modelos desarrollados para el hormigón armado, cercano al ferrocemento, son inapropiados para sistemas estructurales de ferrocemento cuyos materiales constitutivos (mortero, mallas, fibras o barras de refuerzo), elementos prefabricados y configuraciones estructurales (paneles, conexiones, diafragmas, aberturas, etc.) requieren de modelos específicos.
- Cualquier modelo histerético que se plantee, debe ser capaz de capturar la evolución de la rigidez, la resistencia y el efecto de estrangulamiento, bajo cualquier registro de desplazamientos
- Se ha adaptado el modelo de Bouc, Wen, Baber y Noori (BWBN). Este modelo versátil, pensado para una amplia gama de materiales y sistemas estructurales, ha resultado adecuado para el modelado y el análisis dinámico de materiales, elementos y viviendas de ferrocemento.
- La comparación de los ciclos de histéresis experimentales y modelados ponen de manifiesto la bondad del modelo de BWBN.

11.1.3 Una aproximación a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica

En la tercera y última parte se realiza una aproximación a la vulnerabilidad sísmica de las viviendas de bajo costo existentes en 5 departamentos de Colombia: Quindío, Risaralda, Caldas y centro y sur de Antioquia. Estos departamentos se encuentran en zonas de alta e intermedia amenaza sísmica. Además, la pobreza, la densidad de población cercana a sistemas de fallas, sus precarias viviendas en barrios de tugurios, situados, frecuentemente en suelos inadecuados y con elevadas pendientes, hacen esperar consecuencias catastróficas dramáticas en futuros pero probables terremotos. Todo ello ha constituido parte de la motivación de este estudio, y, a nuestro entender, incrementa la urgencia y relevancia del análisis de vulnerabilidad y daño.

Las conclusiones más relevantes de este análisis de vulnerabilidad y fragilidad son:

- En Iberoamerica, Colombia y en especial en la zona de aplicación de la presente investigación, existe una variedad de viviendas de bajo costo, normalmente de autoconstrucción, hechas con elementos de pared delgada prefabricados a base de cemento. Las características peculiares de estas viviendas varían en función de las diferentes técnicas y materiales que ofrece el medio y la industria del lugar para su construcción.
- Se han inspeccionado 146 viviendas de los departamentos más arriba mencionados, que responden al concepto de vivienda de bajo coste hecho con elementos prefabricados.
- En general, la mayoría de las viviendas tienen deficiencias en las zonas de conexión de la cubierta y la cimentación. En general estos sistemas de conexión estaban deteriorados por causa de un mantenimiento deficiente o nulo.
- De esta forma se detectaron las principales características geométricas arquitectónicas y constructivas de este tipo de viviendas. Toda esta información constituyó la base para la construcción de un modelo representativo de este tipo de viviendas.
- En base a los ensayos experimentales sobre los elementos y módulos representativos del modelo adoptado, se han definido 4 estados de daño no-nulo. Los umbrales de los estados de daño se basan en la deriva.
- La calibración de un modelo matemático representativo de la vivienda típica, permitió efectuar cálculo masivo. Se tuvieron en cuenta las incertidumbres en la acción sísmica así como en los parámetros estructurales. Se usaron 1.000 acelerogramas artificiales compatibles con acciones sísmicas típicas de la zona, y 18.000 realizaciones del

modelo estructural. El modelo BWBN permitió en análisis dinámico no lineal. De esta forma se obtuvieron las probabilidades medias de excedencia de cada uno de los estados de daño, es decir las curvas de fragilidad. A partir de ellas se obtuvieron matrices de probabilidad de daño.

- La normativa sísmica colombiana prevé que la amenaza sísmica para la zona de estudio se halla entre intermedia y alta, con valores típicos de una aceleración pico efectiva respectivamente de 0.20 y 0.25 g.
- Los resultados obtenidos muestran que, para estos valores de aceleración, la probabilidad del estado de daño leve es superior al 90% mientras que la suma de las probabilidades de los estados de daño moderado y severo es inferior al 5%.
- En consecuencia, se concluye que: el comportamiento sísmico de este tipo de viviendas es bueno. Con todo y al mismo tiempo, es necesario precisar que estos resultados se refieren al modelo tal como ha sido definido y modelado. A pesar de la idoneidad del ferrocemento, los defectos constructivos y el nulo mantenimiento observado en el trabajo de campo pueden generar una mayor vulnerabilidad de la prevista.
- El modelo de vivienda de bajo costo aquí propuesto constituye una alternativa válida, viable, resistente y segura, que debe contribuir a paliar la problemática de facilitar el acceso a una vivienda digna, asequible y sostenible en países en vías de desarrollo en general y en Colombia en particular.
- Este trabajo ha permitido detectar también puntos críticos del diseño y construcción de este tipo de viviendas que es necesario estudiar y, creemos, son fácilmente mejorables. Nos referimos a los dispositivos y técnicas de conexión.

11.2 Futuras líneas de investigación

Como un aporte a la solución de vivienda de bajo costo en países en vías de desarrollo, en este estudio se realizó una investigación bibliográfica acerca de la bondades del material ferrocemento como material estructural en zonas de actividad sísmica, una implementación y programación de un modelo matemático para simular el comportamiento histerético exhibido por los sistemas estructurales de ferrocemento bajo carga cíclica. Igualmente, se desarrolló una campaña de ensayos sobre paneles, paredes y viviendas prefabricadas de ferrocemento. Por último, se hizo un trabajo de campo en viviendas prefabricadas de pared delgada a base de cemento y la utilización y programación de una metodología probabilística para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las viviendas de bajo costo estructuradas con ferrocemento.

Y es a partir de este estudio que se proponen algunos trabajos o líneas futuras de investigación. Estas propuestas de desarrollo del trabajo realizado se enumeran a continuación.

- La acción sísmica empleada en el análisis dinámico corresponde a terremotos intermedios y lejanos. Las características de rigidez y escasa altura de la vivienda considerada hacen esperar una respuesta acoplada a periodos cortos. Se propone evaluar su comportamiento sísmico ante sismos cercanos, con un alto contenido de altas frecuencias.
- Las conexiones entre paneles, paredes y uniones estructura-suelo, estructura-techo, se han revelado excesivamente rígidas. Se propone diseñar y evaluar diferentes tipos de conexión con una mayor capacidad de deformación que doten al conjunto estructural de una mayor ductilidad.
- Para mejorar la capacidad de absorción de energía se propone incorporar mecanismos de fricción. Esta propuesta conlleva una mejora del modelo matemático mediante el desarrollo de un modelo mixto de histéresis y fricción.
- La evaluación del comportamiento de las viviendas a escala real sometidas a acciones sísmicas reales es el ideal de este tipo de estudios. Este tipo de estudio suele ser costoso y requiere de instalaciones específicas. Se proponen ensayos en mesa vibradora con registros temporales correspondientes a sismos reales.
- Las propiedades físicas, mecánicas y dinámicas del ferrocemento deben ser investigadas con ensayos de laboratorio. Es necesario involucrar más variables en los modelos del ferrocemento. Sin duda, la disposición de las capas de refuerzo, la orientación de los alambres, la rigidez, entre otros, pueden definir una amplia gama de realizaciones prácticas del ferrocemento.

Finalmente, cabe notar que algunas de las líneas de investigación aquí apuntadas, entre las que destaca la mejora de los mecanismos de conexión y ensayos en mesa vibradora, son objeto de proyectos actuales de investigación que, bajo la dirección del autor, ya están en ejecución en la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad de Medellín, Colombia.

Referencias

- Abdullah, A. (1995). *Applications of ferrocement as a low cost construction material in Malaysia*. Journal of ferrocement, Vol. 25, No. 2, pp. 123- 127.
- Abdullah, Katsuki Takiguchi, Koshiro Nishimura, Shingo Hori. (2003). *Behavior of Ferrocement Subjected to Missile Impact*. Transactions of the 17th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 17), Prague, Czech Republic, August 17 –22, Paper # J04-7.
- Abrams, D, P. (1992). *Strength and Behaviour of Unreinforced Masonry Elements*. 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, 475 – 485.
- Abrams, D, P., Paulson, T. J. (1991). *Modeling Earthquake Response of Concrete Masonry Building Structures*. ACI Structural Journal, V. 88, 3475 – 3480.
- Abrams, D. P. (2000). *Seismic rehabilitation technologies for masonry walls*. Third multilateral workshop on development of earthquake and tsunami disaster mitigation technologies and their integration for the Asia-Pacific Region Held in Manila during November 28-30 and sponsored by the Earthquake Disaster Mitigation Center in Miki, Japan.
- ACI Committee 318. (1989). *Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-89) and commentary*. American Concrete Institute, Detroit.
- ACI Committee 5491R-88. (1988). *Guide for the Design, Construction, and Repair of Ferrocement*. In Manual of Concrete Practice Institute, Farmington Hills, Michigan, 27 pages.
- ACI Committee 5491R-93. (1993). *Guide for the Design, Construction, and Repair of Ferrocement*. In Manual of Concrete Practice Institute, Farmington Hills, Michigan, 27 pages.
- ACI Committee 549-1R-97. (1997). *State of the Art Report on Ferrocement*. In Manual of Concrete Practice Institute, Farmington Hills, Michigan, 26 pages.
- Adoquina-Ar. (2004), *Empresa de viviendas prefabricadas y arquitectura*. Caldas-Colombia.
- Aguiar, R. (1996). *Índices de daño sísmico en edificios de hormigón armado*. Barcelona-España. Monografías de ingeniería sísmica, Centro Internacional de Métodos Numéricos (CIMNE), IS-17, 99 pp.
- Aguirre, M. y Gutierrez, J.C. (1992). *Modelo tridimensional de las formaciones superficiales de Manizales*. Tesis de grado. Universidad de Caldas.

- AIS. (1998). *Normas colombianas de diseño y construcción sismo resistente, NSR-98*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Ley 400 de 1997. Decreto 33 de 1998.
- AIS. (2001). *Comportamiento sísmico de bahareque encementado de guadua y madera*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Medellín, Boletín Técnico N. 56.
- AIS. (2001a). *Manual de construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente de viviendas de mampostería*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá, Editorial Carrera 7ª Ltda.
- AIS. (2001b). *Manual de construcción sismo resistente de viviendas en bahareque encementado*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá.
- AIS. (2002). *Manual de evaluación, rehabilitación y refuerzo de viviendas de bahareques tradicionales construidas con anterioridad a la vigencia del decreto 052 de 2002*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Red de Solidaridad Social de la presidencia de la república, Bogotá-Colombia
- Al-Sulaimani, G. J., Basunbul, I. A. (1991). *Behavior of ferrocement material under direct shear*. Journal of ferrocement, Vol. 21, No.2, pp. 109-117.
- Álvarez, J. J., Alcocer, S. M. (2001). *Estudio analítico sobre el comportamiento sísmico de muros de mampostería confinada con aberturas*. Monografías de Ingeniería Sísmica, Centro Internacional de Métodos Numéricos (CIMNE), IS-46. 119 pp. Barcelona-España.
- Aming, M. y Aming, A. H. S. (1966). *A nonstationary stochastic model for strong motion earthquakes*. Structural Research Series, 306.
- Anagnos, T., Rojahn, C., y Kiremidjian, A. S. (1995). *NCEER-ATC joint study on fragility of buildings*. Technical report, NCEER-95-0003. National Center for Earthquake Engineering Research. State University of New York at Buffalo.
- Arif, M., Akhtar, S., Masood, A., Basit, F., Garg, M. 2001. *Flexural behavior of fly ash mortar ferrocement panels for low-cost housing*, Journal of ferrocement, Vol. 31, #2, pp. 125-135.
- Arif, M; Pankaj, A; Kaushik, S K. 1999. *Mechanical behaviour of ferrocement composites: an experimental investigation*. Cement & Concrete Composites (UK), Vol. 21, #4, pp. 301-312.
- ATC (1982). *An investigation of the correlation between earthquake ground motion and building performance*. Technical report.
- ATC (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Technical report, ATC-40. Applied Technology Council, Redwood City, California.

- ATC-13. (1985). *Earthquake damage evaluation data for California*. Technical report, ATC-10. Applied Technology Council, Redwood City, California.
- Baber, T. and M.N. Noori. (1985). *Random vibration of degrading pinching systems*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 111 (8), pp. 1010 – 1026.
- Baber, T. and M.N. Noori. (1986). *Modelling general hysteresis behavior and random vibration application*. Journal of Vibration, Acoustic, stress and Reliability in Des, ASCE, Vol. 108, pp. 411 – 420.
- Baber, T. and Y.K. Wen. (1981). *Random vibration of hysteretic degrading systems*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE. Vol. 107 (EM6), pp. 1069 – 1089.
- Balaguru, P. N., Hammel, J., Lion, R. (1998). *Applications of ferrocement principles for analysis of advaced fiber composites*. In ferrocement 6: Lambot Symposium, Proceedings of Sixth International on Ferrocement, A. E. Naaman, Editor, Universidad de Michigan, Ann Arbor, pp. 347-360.
- Balaguru, P. N., Naaman, A. E., Shah, S. P. (1979). *Fatigue behavior of ferrocement and desing of ferrocemento beams*. Proceedings, ASCE, Vol. 105, ST7, pp. 1333-1346.
- Balaguru, P. N., Naaman, A. E., Shah, S. P. (1979). *Serviceability of ferrocement subjected to flexural fatigue*. The International Journal of Cement Composites. Vol. 1, N. 1, pp. 3-9.
- Balan, T. A., Filippou, F. C., Popov, E. P. (1998). *Hysteretic model of ordinary and high strength reinforcing steel*. Journal engineering structural, ASCE, V. 124, # 3.
- Barbat, A. H., Canet, J. M. (1994). *Estructuras sometidas a acciones sísmicas. Calculo por ordenador*. Barcelona, Ed. CIMNE.
- Barbat, A. H., y Paz, M. (1994). *International handbook of earthquake engineering, codes, programs and examples*. edited by Mario Paz., pp. 431—446.
- Barbat, A. H., Yépez, F., y Canas, J. A. (1996). *Damage scenarios simulation for seismic risk assessment in urban zones*. Earthquake Spectra, 12(3), 371-394.
- Barbat, A.H. (1998). *El riesgo sísmico en el diseño de edificios*. Calidad Siderúrgica, S.R.L.
- Barberio, V., Mattone, R. (1998). *Problems and propects in ferrocement in Italy*, In ferrocement 6: Lambot symposium, proceedings of sixth international on ferrocement, A. E. Naaman, Editor, Universidad de Michigan, Ann Arbor, pp. 598-662.

- Barroso, L. R. (1999). *Performance evaluation of vibration controlled steel structures under seismic loading*. Thesis de PhD, of Stanford University.
- Bazan, E., Meli, R. (1999). *Diseño Sísmico de Edificio*. México, Ed. Limusa.
- Bedoya R, D. A. (1996). *Ferrocemento: Optimización de Mezclas y Mecanismos de Construcción y Vaciado*. Trabajo dirigido de grado, Universidad Nacional de Colombia, Medellín, 130 pp.
- Bedoya R, D. A. (1997). *Diseño sismo resistente de un sistema estructural modular con elementos prefabricados de ferrocemento*. Monografía de especialización, Universidad Nacional de Colombia, Medellín.
- Bedoya R, D. A. (2001). *Estudio de la respuesta dinámica de un sistema estructural modular con elementos prefabricados de ferrocemento*. Memorias de investigación, Universidad de Medellín, Facultad de Ingeniería Civil, Medellín.
- Bedoya R, D. A. (2004). *Estudio de resistencia en viviendas estructuradas con ferrocemento*. Memorias de investigación, Universidad de Medellín, Facultad de Ingeniería Civil, Medellín.
- Bedoya R, D. A. Farbiarz, J. Hurtado, J. E. Pujades B, Ll. (2002). *Ferrocemento: Un acercamiento al diseño sismo resistente*. Monografías de Ingeniería sísmica, Centro Internacional de Métodos Numéricos (CIMNE), IS-50. 83 pp. Barcelona.
- Bedoya R, D. A., Bonett, Ricardo., L. Restrepo-Vélez Farbiarz, Josef., Hurtado, Jorge. Pujades, Lluís and Canas, Josep. (2005). *Seismic Performance of shear walls for ferrocement low-cost housings*. Third International Conference of Construction Materials: Performance, Innovations and Structural Implications. Vancouver - Canada, august 22 – 24.
- Bedoya R, D. A., Farbiarz, J. (2002). *Ferrocemento: Un material apto para la Construcción*. Revista Ingenierías, Universidad de Medellín, V. 2, 12 – 25.
- Bedoya, D. A. Farbiarz, J. 2003. *Ferrocemento: Un Material apto para la Construcción en zonas sísmicas*. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador, V. 8, N. 2, 165 – 188.
- Bellido, J. A. (1998). *La Vivienda de Ferrocemento: Una Solución, una Alternativa*. Construcción y Tecnología, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, IMCYC, V. 41, 27 – 33.
- Berg, G. 1989. *Elements of Structural Dynamics*. University of Michigan, Ed. Prentice Hall.
- Bin-Omar, A R; Abdel-Rahman, H H; Al-Sulaimani, G. (1989). *Nonlinear Finite Element Analysis of "Flanged" Ferrocement Beams*. Journal Computational Structural, Vol. 31, #4, pp. 581-590.

- Bishop, Ch. (1995). *Neural Networks for Pattern Recognition*. Oxford, Ed. Clarendon Press.
- Bommer, J. J., et al. (2002). *The El Salvador Earthquake of January and February 2001: Context, Characteristics and Implications for Seismic Risk*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, V. 22, 389 – 418.
- Bonett, R. et al. (2002). *Generación de acelerogramas artificiales compatibles con un espectro de respuesta. Aplicación a eventos recientes en Colombia y en España*. Revista internacional de metodos numericos para el calculo y el diseño en ingenieria. Vol. 18 , 2 pag. 297-308.
- Bonett, R. L.(2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Tesis de doctorado, Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona-España.
- Bonett, R. L., Pujades, L. B., Hurtado, J. E. (2003). *Funciones de Fragilidad Sísmica de Edificios Representativos en Manizales*. Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona – España.
- Bonett, R., Penna, A., Lagomarsino, S., Barbat, A., Pujades, L., Y Moreno, R. (2003). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras de mampostería no reforzada. Aplicación a un edificio de la zona del Eixample en Barcelona (España)*. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 8(2), 91—120.
- Bonett, R., Pujades, L. y Hurtado, J. E (1999). *Funciones de fragilidad sísmica de edificios representativos en Manizales*. VII Seminario Internacional y Primer Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Bogotá.
- Bouc, R. (1967). *Forced vibration of mechanical systems with hysteresis*. Proceedings of the 4th international Conference on Nonlinear Oscillation, Prague, Czechoslovakia
- Bouc, R. (1971). *Modèl mathématique d'hysteresis*, Acustica, vol. 24, 16–25.
- Bozzo M, L. Barbat, A. H. (2000). *Diseño sismo resistente de edificios*. Barcelona, Ed. Reverté S.A..
- Bracci, J. M., Reinhorn, A. M., y Mander, J. B. (1995). *Seismic resistance of reinforced concrete frame structures designed for gravity loads: performance of structural system*. ACI Structural Journal, 92(5), pp. 597-609.
- Bracci, J.M., Reinhorn, A.M., Mander, J.B., y Kunnath, S.K. (1989). *Deterministic model for seismic damage evaluation of RC structures*. Technical report, NCEER-89-0033, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- Brencich, A., y Lagomarsino, S. (1998). *A macroelement dynamic model for masonry shear walls*. Technical report, Computer Methods in Structural Masonry - 4. Edited by G. N. Pande, J. Middleton y B. Kralj.

- Caicedo, C. (1993). *Vulnerabilidad sísmica en zonas urbanas. Aplicación a un sector del Eixample de Barcelona*. Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Caicedo, C., Barbat, A. H., Canas, J. A., Aguiar, R. (1994). *Vulnerabilidad sísmica de edificios..* Monografías de Ingeniería sísmica. Centro Internacional de Métodos Numéricos (CIMNE), IS – 6. 100 pp. Barcelona-España.
- Calvi, G. M. (1999). *A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings*. Journal of Earthquake Engineering, 3(3), 411—438.
- Calvi, G. M. (2002). *Reduction of the seismic vulnerability of infrastructural systems and physical environment*. Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, 2nd year of activity: Annual Report.
- Campbell, L. R. (1987). *Diseño y construcción económicos utilizando cúpulas geodésicas de ferrocemento en países en desarrollo*. Revista Desarrollo Nacional, Colombia, N. 11. 13 – 14.
- CañigueraL, A. (1993). *Experiencias con ferrocemento en el Choco*. Materiales no convencionales para construcciones rurales. Medellín, Ed. CINDEC.
- Cardona, F., Farbiarz, J., Londoño, C. (1982). *Vivienda Flotante Construida con Ferrocemento.*, Trabajo de grado, Universidad Nacional de Colombia, Medellín.
- Casciati, F. y Faravelli, L. (1985). *Reliability assessment for non-linear random frames*. Technical report, Probabilistic Methods in the Mechanics of Solids and Structures, edited by S. Eggwertz and N.C. Lind. Springer-Verlag, Berlin.
- Castro, J. (1979). *Application of ferrocement in low-cost Housing in Mexico*, American Concrete Institute, special publications SP 61, Detroit, 1979, pp. 143- 146.
- Chancellor W. J. (1996). *Ferrocement Floating House: Thermal Comfort*. Journal of Ferrocement, V. 26, N 4, 251 – 257.
- Chardon, A. C. (2002). *Un enfoque geográfico de la vulnerabilidad en zonas urbanas expuestas a amenazas naturales. El ejemplo andino de Manizales Colombia*. Editorial Centro de Publicaciones–Universidad Nacional de Colombia, Manizales-Colombia.
- Chong, W. H., y Soong, T. T. (2000). *Sliding fragility of unrestrained equipment in critical facilities*. Technical report, MCEER-00-0005. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- Chopra A. K. (1995). *Dynamics of Structures*, Prentice-Hall, Upper saddle River.

- Chopra, A. K., Chintanapakdee, Ch. (2004). *Inelastic Deformation Ratios for Design and Evaluation of Structures: Single-Degree-of-Freedom Bilinear Systems*. Journal of Structural Engineering, Vol. 130, No. 9, pp. 1309-1319.
- Christenson, R.E., Spencer, B.F. Johnson, E.A. (2002). *Experimental studies on the smart damping of stay cables*. ASCE Structures Congress, Denver, Colorado, April 4–6.
- CIMOC y CEDERI (2002). *Microzonificación sísmica de la ciudad de Manizales*. Technical report, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Universidad de los Andes. Bogotá-Colombia.
- Cloung, R.W. y Penzien, J (1993). *Dynamics of structures, 2nd edition*. Mc-graw Hill, New York, U.S.A
- Committee, S. V. (1995). *Performance based seismic engineering of buildings*. Technical report, Prepared by Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.
- Corsanego, A., y Petrini, V. (1990). *Seismic vulnerability of buildings*. Proceedings of the SEISMED 3, Trieste, Italy.
- CORVIDE. (1999). *Manual de Sismo Resistencia: Elementos de Diseño, Construcción y Rehabilitación de Vivienda en Uno y Dos Pisos*, Medellín.
- Crisafulli, F. (1997). *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*. Thesis of Ph.D. University of Canterbury Julio.
- Dargahi-Noubary, G. R. (2000). *The Use of Modern Statistical Theories in the Assessment of Earthquake Hazard, With Application to Quiet Regions of Eastern North America*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, V. 22, 361-369.
- Dimentberg, M. F, Lin. Y. K., and Zhang. R. (1993). *Toppling of computer-type equipment under base excitation*. Journal Engineering Mechanics, ASCE, 119(1), 145-160.
- Dolce, M., Kappos, A., Zuccaro, G., y Coburn, A.W. (1995). *Report of the EAEE working group 3: Vulnerability and risk analysis*. Technical Report 10th European Conference on Earthquake Engineering, Viena., 4, 3049—3077.
- Dumova, E. J. (2000). *Fragility curves for reinforced concrete structures in Skopje (Macedonia) region*. Soil Dinamics and Earthquake Engineering, 9, 455—466.
- Echeverry, D. et al. (2000). *Vivienda de interés social: inventario de sistemas constructivos*. Metrovivienda, Universidad de los Andes y Alcaldía de Bogota, Bogota-Colombia.

- EERI (1994). *Expected seismic performance of buildings*. Technical Report, Publication Number SP-10, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland CA.
- El-Deps, M.K., Machado, Jr., de Hanai, J.B., Takeya, T. (1998). *Ferrocement sandwich walls: research projects by the Sao Carlos Group (Brazil)*, in ferrocement 6: Lambot symposium, proceeding of the sixth international symposium on ferrocemento, A. E. Naaman, editor, Univesity de Michigan, ann arbour, june, , pp. 493- 506.
- El-Deps, M.K., Machado, Jr., de Hanai, J.B., Takeya, T. (2000). *Ferrocement sandwich walls*. Journal of Ferrocement, Vol. 30, No. 1, pp. 45-58.
- Ellingwood, B. R. (2001). *Earthquake risk assessment of building structures*. Reliability engineering system safety, 74, 251—262.
- Erlicher, S. Point N. (2004). *Thermodynamic admissibility of Bouc-Wen type hysteresis models*. C. R. Mecanique 332, pp. 51–57.
- Espinosa, A. (1996). *Sismicidad histórica, proyecto para la mitigación del riesgo sísmico de Pereira, Dosquebradas y Santa Rosa de Cabal*. Carder-Universidad del Quindio.
- Faravelli, L. (1988). *Stochastic modeling of the seismic excitation for structural dynamics purposes*. Probabilistic Engineering Mechanics, 3, 189-195.
- Farbiarz F, J. (1985). *Housing using ferrocement panels, design details*. University of Texas at Austin.
- Farbiarz, J. (1995). *Sistema de reacción piso-pared*. Boletín ICPC, No. 70, pp. 2-9.
- Farbiarz, J. (2001). *Hormigón, el Material*. Medellín, Editorial Universidad Nacional de Colombia.
- Farbiarz, J., Bedoya, D. A., (2003). *Ferrocemento: Pensado para la prefabricación*. Tercer Congreso Internacional de Prefabricados de Concreto, Medellín, Colombia.
- Federal Emergency Management Agency FEMA. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Rep. No. FEMA-356, Washington, D.C.
- Federal Emergency Management Agency FEMA.(1997). *Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Rep. No. FEMA-273 (Guidelines) and Rep. No. FEMA-274 (Commentary), Washington, D.C.
- FEMA (1999). Federal Emergency Management Agency. *HAZUS 99: Earthquake Loss Estimation Methodology*. TechnicalManual.
- FEMA 273 y 274 (1996). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D. C.

- FEMA-273. (1997). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency.
- FEMA-356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency.
- Fernandez, A. (1996). *Ferrocement research and development in Oaxaca, Mexico*. Journal of ferrocement, Vol. 26, No. 4, pp. 259-266.
- Fernández, A., Montes, P., Caballero, T., Alavez, R. (2001). *Ferrocemento: Una Alternativa para la Educación*. Construcción y Tecnología, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, IMCYC, V. 14, N. 163, 13 – 20.
- Fleta, J., Escuer, J., Goula, X., Olivera, C., Combes, PH, Grellet, B y Granier, TH. (1996). *Zonación tectónica, primer estudio de la zonación sismotectónica del NE de la península Ibérica (Cataluña)*. Geogaceta, 20(4), 853-856.
- Florian, A. (1992). *An efficient sampling scheme: Updated Latin Hypercube Sampling*. Probabilistic Engineering Mechanics, 7, 123—130.
- Foliente, G, C. 1995. *Hysteresis Modeling of Wood Joints and Structural Systems*. Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 6, pp. 1013 – 1022.
- Foliente, G. C., Singh, M. P., Noori, M. N. (1996). *Equivalent linearization of generally pinching hysteretic, degrading systems*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25 (issue) 6, pp. 611-629.
- Foliente, G.C., Paevere, P. and Ma, F. (1998). *Parameter identification and seismic response analysis of timber structures*, Procs. 5th World Conference on Timber Engineering, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, Switzerland, Vol. 2, 532-539.
- Foliente, G.C., Paevere, P., Saito, T. and Kawai, N. (1999). *Seismic reliability analysis of timber buildings*. Procs. Pacific Timber Engineering Conference (PTEC'99), Rotorua, New Zealand, 3:166-173.
- Foliente, G.C., Paevere, P., Saito, T. Kawai, N. (2002). *Seismic capacity rating and reliability assessment of wood shear walls*.
- Foliente, G.C., Singh, M.P. and Dolan, J.D. (1996a). *Response analysis of wood structures under natural hazard dynamic loads*, Wood and Fiber Science 28(1), 110-127.
- Foliente, G.C., Singh, M.P. and Noori, M.N. (1996b). *Equivalent linearization of generally pinching hysteretic systems*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 25:611-629.
- Folz, B. Filiatrault, A. (2004). *Seismic Analysis of Wood frame Structures. I: Model Formulation*, Journal of Structural Engineering, Vol. 130, No. 9, pp. 1353-1360.

- Folz, B. Filiatrault, A. (2004). *Seismic analysis of woodframe structures. II: model implementation and verification*, the Journal of Structural Engineering, Vol. 130, No. 9, pp. 1361-1370.
- Folz, B., Filiatrault, A. (2001a). *Cyclic analysis of wood shear walls*. J. Struct. Eng., Vol. 127(4), pp. 433-441.
- Gallego, L. A. (1985). *Ferrocemento*. Trabajo de grado, Universidad de Medellín, Medellín.
- Gambarotta, L., y Lagomarsino, S. (1997). *Damage model for the seismic response of brick masonry shear walls. Part II: the continuum model and its applications*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26, 441—462.
- García, L. E. (1998). *Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico.*, Editorial Universidad de los Andes, Bogotá-Colombia.
- Giovinazzi, S., Lagomarsino, S. (2002). *A Methodology for the Vulnerability Analysis of Built – up Areas*. Department of Structural and Geotechnical Engineering, University of Genova. 1-18.
- Gokhale, V. G., (1983), *System built ferrocement housing*. Journal ferrocement, Vol. 13, N. 1, pp., 37-42.
- Gómez R, J. Molina C, C. (1994). *Ferrocemento: Propiedades Mecánicas Y Aplicación En Elementos Tipo Perfil*. Trabajo de grado, Universidad Nacional de Colombia, Medellín.
- Greenius, A. W. (1975). *Behaviour of ferrocement under repeated stresses*. Journal of Structural Engineering, Vol. 2, No. 4, pp. 129-136.
- Guangjing, X., Gurdev S. (1998). *Rational Evaluation of Flexural Behavior of Weldmesh Ferrocement in Normal and Corrosive Environments*. Structural Journal, V. 95, 647 – 653.
- Guerrero, P. Naaman, A. E., (1998): *Bending behavior of hybrid ferrocement composites reinforced with PVA meshes and PVA fibers*. In ferrocement 6: Lambot symposium, proceedings of sixth international on ferrocement, A. E. Naaman, Editor, Universidad de Michigan, Ann Arbor, pp. 361-374.
- Gunturi, S. K. (1992). *Building specific earthquake damage estimation*. Tesis doctoral, Stanford University.
- Gupta, A. K., Kuo, G. P. (1987). *Modeling of a wood-framed house*. J. Struct. Eng., 113 (2), pp. 260-278.
- Hajj, N. M. (1981). *Shear Behavior of ferrocement plates subjected to in plane cyclic loads*. Thesis presented to state University of New York, at Buffalo, in partial fulfilment of requirements for the degree of Master of Science.
- Hammond, B. L., et al. (1994). *Monte Carlo Methods in Ab Initio Quantum Chemistry*. World Scientific. Singapore.

- Hammond, B. L., Lester, W. A. y Reynolds, P. J. (1994). *Monte Carlo Methods in Ab Initio Quantum Chemistry*. World Scientific.
- Haupt, G. Mobasher, B. (1998). *Tensile and Shear Response of Angle Ply Cement Based Composites*. Sixth International Symposium on Ferrocement-Lambot symposium. University of Michigan, Ann Arbor, Michigan.
- Hornig, K., Flowers, G. (2003). *Nonlinear model of hysteresis of composite materials: an optimization approach using genetic algorithms*, Tenth international congress on sound and vibration, icsv10 Auburn University, Department of Mechanical Engineering 201 Ross Hall Auburn, USA.
- Hossain, M Z; Inoue, S A. (2000). *Comparison of the mechanical properties of ferrocement elements under compression for square and chicken meshes*. Journal of ferrocement (Thailand), Vol. 30, #4, pp. 319-343.
- Hossain, M Z; Inoue, S. (2000), *Compression behavior and buckling analysis of ferrocement elements using the finite element method*, Journal of ferrocement (Thailand). Vol. 30, #2, pp. 147-166.
- Hossain, M.Z. and Hasegawa, T. (1997). *a study on pre- and post-cracking behavior of ferrocement plates*. Journal of Ferrocement, International Ferrocement Information Center, Vol.27, No.2, pp.127-143.
- Hossain, M.Z. and Hasegawa, T. (1998a) *Comparisons of the mechanical properties of ferrocement in flexure for square and hexagonal meshes*, Journal of Ferrocement, International Ferrocement Information Center, Vol.28, No.2, pp.111-134.
- Hossain, M.Z. and Inoue S. (2002). *Finite element analysis of thin panels reinforced with a square mesh*. Journal of Ferrocement, International Ferrocement Information Center, Vol.32, No.2, pp.109-125,, ISSN:0125-1759.
- Hossain, M.Z., Inoue S. (2000). *A comparasion of the mechanical properties of ferrocement elements under compression for square and chicken meshes*. Journal of Ferrocement, International Ferrocement Information Center, Vol.30. No.4, pp.319-343.
- Hossain, M.Z., Inoue S. (2000). *Compression behaviour and buckling analysis of ferrocement elements using the finite element method*. Journal of Ferrocement, International Ferrocement Information Center, Vol.30, No.2, pp.147-166.
- Housner, G. W., y Jennings, P. C. (1964). *Generation of artificial earthquakes*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 90, EM1, February.

- Hurtado, J. E. (1998). *Stochastic dynamics of hysteretic structures. Application to the seismic analysis of base isolated buildings*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona (España).
- Hurtado, J. E. (1999). *Modelación Estocástica de la acción Sísmica*. Monografías de Ingeniería sísmica, Centro Internacional de Métodos Numéricos (CIMNE), IS-33. Barcelona-España.
- Hurtado, J. E. (2000). *Dinámica de Estructuras, Aplicaciones a la Ingeniería Sísmica*. Ed. CIMNE. Barcelona
- Hurtado, J. E., Barbat, A. H. (1998). *Monte Carlo techniques in computational stochastic mechanics*. Archives of Computational Methods in Engineering, Vol. 5, No. 1, pp. 3 – 30.
- Hurtado, J. E., Barbat, A. H., (2000). *Equivalent linearization of the Bouc-wen hysteretic model*. Engineering structures, Volume (issue) 22 (9), pp. 1121 – 1132 (Elsevier).
- Hurtado, J. E., Orozco, L., Barbat, A. H., Galindo, M. (1994). *Definición de la acción sísmica*. Barcelona, Ed. CIMNE, IS – 10.
- Hwang, H. and Jaw, J.-W. (1990). *Probabilistic damage analysis of structures*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 116(7), 1992—2007.
- Hwang, H. H. M. y Huo, J-R. (1994). *Generation of Hazard-Consistent Fragility Curves for Seismic Loss Estimation Studies*. Technical Report, NCEER-94-0015.
- IDEA (2002). *Modelación probabilista en la zonificación sísmica de manizales*. Informe final de Investigación presentado a la Alcaldía de Manizales. Instituto de Estudios Ambientales, IDEA. Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales.
- Ikhounay, F. Rodellar, J. (2005). *On the Hysteretic Bouc-Wen Model. Part I: forced limit cycle characterization*. Nonlinear Dynamics, in press, pp. 1-16.
- Ikhounay, F., Mañosa, V. Rodellar, J. (2003). *Input-Output and Energy Dissipation Properties of the Hysteretic Bouc-Wen Model*. Departament de Matemàtica Aplicada III, Universitat Politècnica de Catalunya.
- Jaramillo, J. D. (2002). *Mecanismo de transmisión de cargas perpendiculares al plano del muro en muros de mampostería no reforzada*. Revista de Ingeniería Sísmica No. 67, pp. 53-78.
- Jaramillo, P. (2000). *Matrices de vulnerabilidad sísmica de las viviendas de bahareque*. Universidad Nacional de Colombia Manizales.
- Kameda, H. and Nojima, N. (1988). Simulation of risk-consistent earthquake motion. Earthquake engineering and structural dynamics, 16, 1007-1019.

- Kappos, A. J. (1992). *Seismic damage indices, criteria for local and global collapse, and their analytical implementation*. Technical report, Working Document, CEB Task Group III/2 (Revised version: Jan 1994).
- Kohara, K., Ohki, Y., Miyazawa, K. (2000). *A study on earthquake of timber housing and simulation by the three dimensional vibration analysis*. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland New Zealand, 1 – 8.
- Krishnamoorthy, T. S. et al. (1990). *Investigation of precast ferrocement planks connected by steel bolts*, ACI Publication SP124-19, pp. 389-403.
- Kunnath, S. K., Reinhorn, A. M., y Lobo, R. F. (1992). *IDARC version 3.0: A program for the inelastic damage analysis of RC structures*. Technical report, NCEER-92-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- Kunnath, S. K., Reinhorn, A. M., y Park Y. J.] (1990). *Analytical modeling of inelastic seismic response of R/C structures*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 116(4), 996—1017.
- Lagomarsino, S., Galasco, A. y Penna, A. (2002). *Pushover and dynamic analysis of URM buildings by means of a non-linear macro-element model*. International Conference on Earthquake Loss Estimation and Risk Reduction. Technical presentation. RISK-UE project. Bucharest Meeting.
- Lagomarsino, S., y Penna, A. (2003). *Guidelines for the implementation of the II level vulnerability methodology. WP4: Vulnerability assessment of current buildings*. RISK-UE project: An advanced approach to earthquake risk scenarios with application to different European towns.
- Lai, S. P. (1982). *Statistical characterization of strong ground motions using power spectral density function*. Bulletin of the Seismological Society of America, BSSA, 72, 259-274.
- Lemus, V., López, H., Olvera, H., Cabrera, P. (1988). *Elementos estructurales de ferrocemento para sistemas pasivos de climatización*. Construcción y Tecnología, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, IMCYC, V. 25, N. 201, 39 – 54.
- Lindt, J. (2003). *Development and application of wood shear wall reliability model*. Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 3, pp. 405-413.
- Ma, S. Y., Bertero, V. V., y Popov, D. P. (1976). *Experimental and analytical studies on the hysteretic behaviour of reinforced concrete rectangular and Tbeams*. Technical report, EERC 76-2, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Machado, Jr., E.F. (1998). *Building system for low-cost ferrocement housing in ferrocement 6: Lambot symposium, proceeding of the sixth international*

- symposium on ferrocemento, A. E. Naaman, editor, Univesity de Michigan, ann arbour, pp. 129-138.
- Magenes, G., y Calvi, G. M. (1997). In-plane seismic response of brick masonry walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 1091—1112.
- Mansur, M A, Paramasivam, P. (1986). *Cracking behaviour and ultimate strength of ferrocement in flexure*. *Journal of ferrocement (Thailand)*, Vol. 16, N. 4, pp. 405-415.
- Mansur, M. A. Ahmad, I. Paramasivam, P. (2001). *Punching shear strength of simply supported ferrocement slabs*. *Journal of Materials in Civil Engineering*; Vol. 13 Issue 6, pp. 418-429
- Mansur, M. A., Alwis, W. A. (1994). *Strength of bolted joints in ferrocement*. *Structural Journal*, V. 91, N. 3, pp. 315-323.
- Mansur, M. A., Ong, K. C. (1991). *Shear strength of ferrocement*. *ACI Structural Journal*, V. 88, N. 4, 458 – 464.
- Mansur, M. A., Ong. K. C. G. (1987). *Shear strength of ferrocement beam*. *ACI Structural Journal*, Vol. 84, N. 4, 10-17.
- Mansur, M. A., Tan, K. L., Naaman, A. E., and Paramasivam, P. (2001). *Bolt bearing strength of thin-walled ferrocement*. *Structural Journal*, Vol. 98, N. 4, pp. 563-571.
- Matlab®: *The language of technical computing*, Version 7.0. (2004). The Mathworks Inc., Natick, Mass.
- Mejía, L. G. (2000). *Conceptos básicos en el diseño y construcción de casas sismo resistentes de uno y dos pisos*. Medellín-Colombia.
- Metrovivienda. (2000). *Vivienda de interés social: inventario de sistemas constructivos*. Bogotá. Editorial Alcaldía Mayor de de santa fe de Bogota. Colombia.
- Mohamed A. H. Abdel-Halim. Samer A. Barakat. (2003). *Cyclic performance of concrete-backed stone masonry walls*. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, No. 5, pp. 596-605.
- Montes, L.R. (1991). *Estado del arte y estudio experimental sobre el comportamiento del ferrocemento a fatiga por flexión*. Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC.
- Montgomery, D. C, Runger, G. C. (2002). *Probabilidad y estadística aplicadas a la ingeniería*, editorial Limusa Wiley, México.
- Moreno, E. 1998. *Ensayos no destructivos en elementos planos de ferrocemento*. *Cemento y Hormigón, Revista Técnica*, año LXIX, 305 – 316.

- Moreno, R., Bonett, R., Barbat, A., y Pujades, L. (2003). *Capacity and fragility of the Barcelona's residential buildings*. Report by CIMNE workin group. Preliminar Report by RISK-UE project. WP4 Vulnerability assessment of current buildings.
- Naaman, A. E and Hammoud, H. (1992). *Ferrocement prefabricated housing: the next generation*, Journal of Ferrocement, V. 22, N. 1, 37.
- Naaman, A. E. (2000). *Ferrocement and laminated cementitious composites*, Michigan, Ed. Techno Press 3000.
- Naaman, A. E., and Hammoud, H. (1994). *Ferrocement prefabricated housing: the next generation*, Journal of ferrocement, vol. 22, No. 1, pp. 35-47.
- Nassiff, H. H., (1998). *Calibration of the new ferrocement model*, In ferrocement 6: Lambot symposium, proceedings of sixth international on ferrocement, A. E. Naaman, Editor, Universidad de Michigan, Ann Arbor, pp. 598-662
- Nawy, E. G. (1999). *Concreto reforzado*. México, Prentice Hall.
- Neven K. O., Naaman, A. E. (2000). *Self-Stressing fiber composites*. Structural Journal, Vol. 97.
- Newmark, N. M. y Rosenbluet, E. (1971). *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Englewood Cliffs: Prentice-Hall.
- Nielsen, S. R. K., Koyluoglu, H. U. y Cakmak, A. S. (1992). *One and twodimensional maximum softening damage indicators for reinforced concrete structures under seismic excitation*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 11(4), 435—443.
- Nilson, A. (1999). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Bogotá, Ed. McGraw Hill.
- Nowak, A. S., Collins, K. R. (2000). *Reliability of structures*. New York, Ed. McGraw Hill.
- Olvera Lopez, A., (1998). *Aplications of prefabricated ferrocement housing in Mexico*. In ferrocement 6: Lambot symposium, proceedings of sixth international on ferrocement, A. E. Naaman, Editor, Universidad de Michigan, Ann Arbor, pp. 95-108.
- Ospina, O. (1997), *Formaletas permanentes de ferrocemento*. Trabajo de grado, Universidad Nacional de Colombia, Medellín.
- Pama, R. P y Paul, B. K. (1992). *Ferrocemento*. México, Ed. Abeja, S. A.
- Pankaj, A., Mohammed, K., Surendra K. (2002). *Mechanical Behaviour of Ferrocement Composites: Numerical Simulation*. Journal of Materials in Civil Engineering; Vol. 14 Issue 2, p156, 8p.
- Papoulis, A. (1980). *Probabilidad, Variables Aleatorias y Procesos Estocásticos*. Barcelona – España, Ed. EUNIBAR.

- Park, R. (1986). *Ductile design approach for reinforced concrete frames*. Earthquake spectra, 2(3), 565—619.
- Park, R. T., Pauly, T. (1989). *Estructuras de concreto reforzado*. Nueva Zelanda.
- Park, R. y Pauly, T. (1994). *Estructuras de concreto reforzado*. LIMUSA. Noriega Editores. México.
- Park, Y. J. y Ang, A. H. S. (1985). *Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 111(4), 722-739.
- Park, Y. J., Ang, A. H-S. y Wen, Y. K. (1987). Damage limiting aseismic design of buildings. Earthquake Spectra, 3(1), 1-26.
- Pauly, T., Priestley, M. J. N. (1991). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York, Ed. Jhon Waley and Sons, INC.
- Penzien, J. (1993). Seismic design criteria for transportation structures, structural engineering in natural hazards mitigation. Proceedings ASCE Structures Congress, Irvine, CA., 1, 4—36.
- Petrovski, J., Ristic, D. y Nocevski, N. (1992). *Evaluation of vulnerability and potential seismic risk level of buildings*. Proceedings of 10th World Conference of Earthquake Engineering, Madrid.
- Pollock, D. (1999). *A handbook of time-series analysis, signal processing and dynamics*. San Diego: Academic Pres.
- Press, W. H., Teukolsky, S. A., Vetterling, W. T. y Flannery, B. P. (1992). *Numerical Recipes in FORTRAN*. Cambridge: Cambridge University Press, 2nd edition.
- Priestley, M.J.N. (2003). *Myths and fallacies in earthquake engineering, revisited*. The maller milne lecture, 2003. IUSS Press, Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia.
- Quek, S. T., On, S. H. (1991). *Uncertainty in flexural capacity prediction of ferrocement elements*. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 3, No. 4, pp. 263-277.
- Quek, S. T., Paramasivam, S. H., Lee, S. L. (1992). *Early-age reliability of ferrocement slabs*. Materials Journal, Vol. 88.
- Raichvarger, Z. R. *Grading Design of Sand for Ferrocement Mixes*, (1993). reinforced concrete frame structures designed for gravity loads: Performance of structural system. ACI Structural Journal, 92(5), 597-609.
- Reinhorn, A. M., Prawel, S. P. (1986). *Ferrocement in large shaking table*. Journal structural Engineering, Vol. 112, No. 2, pp. 401-416

- Reinhorn, A. M., Prawel, S.P., Jia, Zi-He, (1985). *Experimental study of ferrocement as a seismic retrofit material for masonry walls*. Journal of ferrocement, Vol. 15, No. 3, pp. 247-260.
- Reitherman, A. (1998). *Configuración y diseño sísmico de edificios*. México, Ed. Limusa.
- Rencher, A. (1995). *Methods of multivariate analysis*. John Wiley and Sons. New York.
- RILEM: *Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais des matériaux*, RILEM, Ecole Normale Supérieure-Pavillon des Jardins, 61 Avenue du Président Wilson, F-94235 Cachan Cédex, France.
- Rochel A. R. (1999). *Hormigón reforzado*, tomo I y II. Medellín, Ed. Digital Express.
- Rodríguez, M. Blandón, J. (2003). *Ensayes ante cargas laterales cíclicas reversibles de un edificio prefabricado de concreto reforzado de dos niveles. Parte I: Descripción del estudio experimental y evaluación del comportamiento global*. Revista de Ingeniería Sísmica, No. 68, pp. 55-92.
- Roesler, J. et al. (2004). *Fracture of Plain and Fiber-Reinforced Concrete Slabs under Monotonic Loading*. Journal of materials in civil engineering, Vol. 16, No. 5, pp. 452-460.
- Roufaiel, M. S. L., y Meyer, C. (1987). *Analytical modelling of hysteretic behaviour of R/C frames*. Journal of Structural Division, ASCE, 113(3), 429-444.
- Saavedra, C. (2002). *Ferrocemento: innovación tecnológica económica para construir vivienda social*, Fondo de Desarrollo e Innovación, FDI-CORFO Fondo de Desarrollo e Innovación FDI-CORFO, Revista BIT, pp. 21-24.
- Salas, J. (1991). *Contra el hambre de vivienda. Soluciones tecnológicas Latinoamericanas*. ESCALA. Tecnologías para viviendas de interés social. CYTED-D. Con el auspicio del programa ciencia y tecnología para el desarrollo y junta de Andalucía consejería y obras públicas y transportes.
- Sánchez, D. (1998). *Colección básica del concreto*, Tomo I Tecnología y Propiedades. Bogotá, Ed. ASOCRETO.
- Sanchez, M. Garcia, L. (2001). *Earthquake damage assessment base don fuzzy logia and neural networks*. Earthquake spectra Vol. 17, # 1.
- Sarria, A., et al. (2000). *Vivienda de interés social: inventario de sistemas constructivos*. Bogota, Editorial Universidad de los Andes.
- Sarria, A. 1998. *Ingeniería sísmica*. Bogotá, Editorial Ediciones Uniandes.
- Sasani, M. Popov, E. P. (2002). *Seismic energy dissipators for RC panels: analytical studies*. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 127, No. 8, pp. 835-843.

- Sasani, M., Popov, E. (2001). *Seismic energy dissipators for RC panels: analytical studies*, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 127 Issue 8, p835, 9p.
- Shinozuka, M., et al. (1999b). *Statistical analysis of bridge fragility curves*. Journal of Engineering Mechanics, 37 – 49.
- Shirley, J., Fu Yi, S., Carlson, D. (1999). *Application of magnetorheological dampers to seismically excited structures*. To appear in the Proceedings of the 17th International Modal, Analysis Conference, Kissimmee, Florida, 8–11.
- Sigit-Arifin I. E. L., Yap, C. S., Nimityongskul, P. (1990). *Ferrocement floating house for low-income families of klong toey*, Bangkok, Thailand. Journal of Ferrocement, V. 20, N. 2, 133 – 142.
- Silva, M. F., López, L. F. (2000). *Comportamiento sismo resistente de estructuras en bahareque*. Trabajo de grado, Universidad Nacional de Colombia Manizales.
- Sittipunt, Ch., Wood, S. L., Lukkunaprasit, P., Pattararattanakul, P. (2001). *Cyclic behaviour of reinforced concrete structural walls with diagonal web reinforcement*. ACI, Structural Journal, Vol. 98, No. 4, pp. 554-562.
- Soong, T.T. y Grigoriu, M. (1993). *Random vibration of structural and mechanical systems*. Englewood Cliffs: Prentice Hall.
- Spanos, P. D., Cacciola, P., Muscolino, G. 2004. *Stochastic Averaging of Preisach Hysteretic Systems*. This paper is part of the Journal of Engineering Mechanics, Vol. 130, No. 11, pp. 1257-1267.
- Stewart, W. G. (1987). *The seismic design of plywood-sheathed shear walls*. PhD thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Stone, W. C., y Taylor, A. W. (1993). *Seismic performance of circular bridge columns designed in accordance with AASHTO/CALTRANS standards*. Technical report, NIST Building Science Series 170, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg MD.
- Sues, R. H., Mau, S. T., Wen, Y. K. (1988). *System identification of degrading hysteretic restoring forces*. Journal of engineering mechanical, ASCE, vol.114 (5), pp. 833–846.
- Swamy, R N., El-Abboud, M I. (1988). *Application of ferrocement concept to low cost lightweight concrete sandwich panels*. Journal ferrocement, Vol. 18, #3, pp. 285-292.
- Tatsa, E. Z. (1988). *Construction with ferrocement panels*. Journal of ferrocement (Thailand). Vol. 18, #1, pp. 17-33.
- Tena, A. (1992). *Seismic evaluation of unreinforced masonry structures with flexible diaphragms*. Earthquake Spectra, Vol. 8, No. 2, pp. 305-318.

- Tomazevic, M., Lutman, M. 1996. *Seismic behavior of Masonry walls: Experimental simulation*. Journal of Structural Engineering, Vol. 122, No. 9, pp. 1040-1047.
- Tomazevic, M., Lutman, M. Petkovic, L. 1996. *Seismic behavior of Masonry walls: Modeling of hysteretic Rules*. Journal of Structural Engineering, Vol. 122, No. 9, pp. 1048-1054.
- Trejo, L., Martínez, N. (1997). *Sistematización del análisis y el diseño de elementos estructurales en ferrocemento*. Universidad Nacional de Colombia, Medellín.
- Triana, L. (1996). *Alternativa para construcción de vivienda de interés social utilizando el ferrocemento como material alternativo*. Revista: memos de investigación, No.246, p. 1-4.
- Vanmarcke, E. H. y Lai, S. P. (1980). *Strong-motion duration and RMS amplitude of earthquake records*. Bulletin of the Seismological Society of America, 70, 1293-1307.
- Vapnik, V. (1995). *The nature of statistical learning theory*. New York, Ed. Springer Verlag.
- Vintzeleou, E. N., Tassios, T. P. (1987). *Behavior of dowels under cyclic deformations*. ACI, Structural Journal, Vol. 84, pp. 18-30.
- Wainshtok Rivas, H. (1988). *The use of ferrocement in Cuba*. Proceedings of the third International Symposium on Ferrocement, S. K. Kaushik and V. K. Gupta, Editors, McGraww-Hill, New Delhi, India.
- Wainshtok Rivas, H. (1994). *Low-cost housing built with ferrocement precast elements*, Journal of ferrocement, vol. 24, No. 1., pp. 29-34.
- Wainshtok Rivas, H. (1996). *Ferrocement applications in Architecture in Cuba*. Journal of ferrocement, vol. 26, No. 4, pp. 267-273.
- Wang, M. L., Wang, J. (1992). *Nonlinear dynamic analysis of reinforced concrete shear-wall structures*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 11 (issue) 5, pp. 255-268.
- Wen, L. (2001). *On line identification of non linear hysteretic structural systems using a variable trace approach*. Earthquake engineering structural dynamics, Vol. 30, no. 9, p. 1279-1303.
- Wen, Y. K, (1975). *Approximate method for nonlinear random vibration*. Journal of engineering mechanical, ASCE, vol.102 (EM4), pp. 389 – 401
- Wen, Y. K. (1976). *Method for random vibration of hysteretic system*, Journal of engineering mechanical, ASCE, vol.102 (EM4), pp. 249 – 263.
- Wen, Y. K. (1980). *Equivalent linearization for hysteretic systems under random excitation*, Journal of Applied Mechanics, ASME, 47 (3), 150-154.

www.ferrocement.com

- Xu, Y. L., Chen, J. (2004). *Structural damage detection using empirical mode decomposition: experimental investigation*. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 130, No. 11, pp. 1279-1288.
- Yamaguchi, N., y Yamazaki, F. (2000). *Fragility curves for buildings in Japan based on damage surveys after the 1995 Kobe earthquake*. Proceedings of the 12th World Conference Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- Yamaguchi, N., Yamazaki, F. (2000). *Estimation of strong motion distribution in the 1995 kobe earthquake based on building damage data*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V. 30, 787– 801.
- Yao, J. T. P. (1985). *Safety and reliability of existing structures*. Pitman Publishing Inc., Boston, Mass.
- Yeh, C. H. (1989). *Modelling of nonstationary earthquake ground motion and biaxial and torsional response of inelastic structures*. PhD. Thesis University of Illinois.
- Yeh, C. H. y Wen, Y.K. (1990). *Modelling of nonstationary ground motion and analysis of inelastic structural response*. Structural Safety, 8, 281-298.
- Yépez, F. (1996). *Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras aplicando técnicas de simulación*. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona-España.
- Yépez, F., Barbat, A. H., Canas, J. A., Aguiar, R. 1994. *Evaluación probabilista de la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de estructuras de hormigón armado por medio de simulación*. Monografías de Ingeniería sísmica. Centro Internacional de Métodos Numéricos (CIMNE), Barcelona-España, IS – 20. 102 pp.
- Zárate, F., Hurtado, J.E., Oñate, E. y Rodríguez, J.A. (2002). *Un entorno para análisis estocástico en mecánica computacional*. Métodos numéricos en ingeniería y ciencias aplicadas.
- Zhang, H., Foliente, G, C., Yang, Y. Ma, F. (2002). *Parameter identification of inelastic structures under dynamic loads*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V. 31, 1113 – 1130.

Modelo estocástico de los movimientos sísmicos

A.1 Modelo evolutivo de densidad espectral

Los sismos son aleatorios en un doble sentido. De hecho, no solamente la ocurrencia es estocástica en el tiempo, sino también su mecanismo y trayectoria espacial impone a sus ondas una forma altamente errática. Esto explica porque, junto con otras acciones estructurales tales como el viento y las ondas del océano, ha habido un interés persistente en la ingeniería estructural en examinarlos desde un punto de vista estocástico a lo largo de los últimos decenios [Hurtado, 1999]. Para considerar la naturaleza evolutiva de los sismos, Hurtado (1999) propuso un modelo estocástico para la región obtenido a partir de información contenida en los registros de aceleraciones existentes en la ciudad de Manizales. Por su facilidad de acoplamiento con las ecuaciones de la dinámica del sistema estructural y su utilidad en el campo de los métodos analíticos de vibraciones aleatorias, se eligió el modelo evolutivo de densidad espectral de potencia propuesto por Yeh y Wen (1990). El modelo está representado por la ecuación 9.1.

$$F(\omega, t)^{YW} = \xi(t)^2 \frac{1}{\dot{\kappa}(t)} G\left(\frac{\omega}{\dot{\kappa}(t)}\right) \quad (\text{A.1})$$

Donde, $F(\omega, t)^{YW}$ es la densidad espectral evolutiva de Yeh-Wen (YW), la cual depende de la frecuencia ω , y del tiempo t , $\xi(t)$ es la función de modulación de amplitudes, $\kappa(t)$ es la función que describe la evolución de las frecuencias dominantes del registro y G es la función de densidad espectral de potencia de un proceso estacionario de fondo. En la ecuación A.1, la división de ω por la derivada de la función de modulación de frecuencias $\dot{\kappa}(t)$ origina una modificación temporal de la densidad espectral, por lo tanto el modelo supone un carácter no estacionario en frecuencia, mientras que la no estacionariedad en amplitudes está dada por la función $\xi(t)$. Habitualmente, estas funciones se ajustan a partir de registros reales tomando como referencia algún modelo apropiado. Para la función de densidad espectral del

proceso estacionario de fondo G , se adoptó el modelo de Clough-Penzien; ecuación 9.2

$$G(\omega)^{CP} = \frac{\omega^4}{(\omega_f^4 - \omega^2)^2 + 4\nu_f^2\omega_f^2\omega^2} \cdot \frac{\omega_g^4 + 4\nu_g^2\omega_g^2\omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\nu_g^2\omega_g^2\omega^2} \cdot G_w \quad (A.2)$$

Donde, G_w es la densidad espectral de potencia de un ruido blanco, ω_g y ν_g son la frecuencia y el amortiguamiento respectivamente, de un filtro que caracteriza, básicamente, el suelo regional; filtro conocido como de Kanai-Tajimi. ω_f y ν_f son los parámetros de un filtro paso-alta. Los valores, del modelo más considerables y relevantes son ω_g y ν_g , debido a que ω_f y ν_f únicamente determinan la caída de la densidad espectral hacia cero en la zona de muy bajas frecuencias. G_w se determina a partir de la aceleración máxima estimada de acuerdo con los estudios de sismicidad [Casciati y Faravelli, 1991].

A.2 Estimación de los parámetros del modelo estocástico

Como puede verse, el modelo evolutivo elegido por Hurtado (1999), está definido por tres parámetros fundamentales: la frecuencia angular del estrato de suelo predominante ω_g , el coeficiente de amortiguamiento efectivo ν_g y la duración de la fase fuerte del movimiento s_0 (tiempo de la señal con las máximas aceleraciones). s_0 se utiliza para calcular la función de modulación de amplitudes $\xi(t)$, que será definida y explicada mas adelante. Para obtener los valores de ω_g, ν_g y s_0 , se emplearon 25 historias de aceleración, registradas cerca de la ciudad de Manizales y que representan, de manera general, el perfil típico de los suelos de la región; limos arenosos de origen volcánico de gran espesor [Aguirre y Gutiérrez, 1992].

A continuación se presenta una breve descripción del procedimiento para obtener los parámetros ω_g, ν_g y s_0 del modelo evolutivo:

- 1) Se calculan las funciones empíricas de modulación de amplitudes $\hat{\xi}(t)$; $\hat{\xi}(t)$, se obtiene a partir de la energía del acelerograma y utilizando técnicas de identificación no lineal (Press et al., 1992), y $\hat{\kappa}(t)$ se estima a partir del valor acumulado de cruces del acelerograma por el nivel cero.
- 2) Estabilización estacionaria del registro, es decir, cálculo de un registro estacionario equivalente obtenido al remover las tendencias no estacionarias en amplitud y frecuencia caracterizadas por $\hat{\xi}(t)$ y $\hat{\kappa}(t)$.

Este proceso se realiza en dos etapas. En la primera se estabiliza cada registro en amplitudes dividiéndolo por la función empírica $\hat{\xi}(t)$, así:

$$q_1(t) = \frac{a(t)}{\hat{\xi}(t)} \quad (\text{A.3})$$

en la segunda, la señal $q_1(t)$ se mapea sobre el eje del tiempo real desde el eje de tiempo ficticio construido por la función de modulación de frecuencias $\hat{\kappa}(t)$

$$q(t) = q_1(\hat{\kappa}(t)) \quad (\text{A.4})$$

- 3) Se calculan las densidades espectrales de potencia de los registros estabilizados $q(t)$ como el promedio de las densidades de tres segmentos, de acuerdo con el método de Welch [Soong y Grigoriu, 1993]. Para el cálculo se utiliza la ventana espectral de Hanning [Pollock, 1999].
- 4) Se determinan los parámetros del modelo espectral de Clough y Penzien. A los parámetros ω_f y ν_f se les asignaron unos valores fijos juzgados como adecuados por inspección de los periodogramas de los registros estabilizados $q(t)$, mientras que los parámetros ω_g y ν_g , del filtro de Kanai-Tajimi se calcularon siguiendo el método de ajuste de los momentos espectrales [Lai, 1982; Faravelli, 1988], el cual consiste en el cálculo de los parámetros del modelo igualando los momentos espectrales de éste con los propios del periodograma. Lo anterior conduce a un sistema de ecuaciones no lineales en G_w , ω_g y ν_g . El planteamiento se facilita por las expresiones explícitas obtenidas por Faravelli (1988). La solución de este sistema debe hacerse por medio de un algoritmo de estimación no lineal, En este caso se utilizó el método propuesto por Levenverg-Marquart [Press et al., 1992]. Los parámetros obtenidos de los registros se muestran en la tabla A.1.
- 5) Se calcula la duración de la fase fuerte s_0 para cada uno de los 25 registros a partir de la definición propuesta por Vanmarcke y Lai (1980):

$$s_0 = \begin{cases} 2 \ln\left(\frac{2s_0}{T_s}\right) \frac{E_\infty}{\max(a(t))} & s_0 \geq 1.36T_s \\ 2 \frac{E_\infty}{\max(a(t))} & s_0 < 1.36T_s \end{cases} \quad (\text{A.5})$$

Donde, T_s es el período dominante de las ondas en la fase fuerte y E_∞ es la energía del registro expresada como:

$$E_\infty = \int_0^\infty a^2(t)dt \quad (A.6)$$

En la tabla A.1, se muestran éstos resultados. De acuerdo con lo anterior se calcula la regresión definida por la ecuación A.7, en términos de la duración de la fase fuerte s_0 y la aceleración máxima del terreno PGA :

$$\ln s_0 = -0.0102PGA + 3.1707 + \varepsilon \quad (A.7)$$

Donde, ε es una variable aleatoria normal con media nula y desviación estándar igual a 0.287.

Registro No	s_0 (s)	PGA ($\frac{cm}{s^2}$)	ω_g ($\frac{rad}{s}$)	ν_g
1	9.73	48.60	8.85	0.150
2	12.04	16.30	16.34	0.247
3	20.24	16.25	17.49	0.262
4	14.31	16.29	13.93	0.250
5	13.33	14.88	15.55	0.233
6	21.34	6.22	10.92	0.093
7	21.36	6.75	10.86	0.135
8	22.17	6.34	10.17	0.093
9	22.85	5.86	9.11	0.119
10	30.70	14.83	12.09	0.145
11	32.99	13.92	11.03	0.149
12	21.46	9.44	8.83	0.052
13	29.93	5.90	9.24	0.069
14	20.34	12.30	9.11	0.077
15	13.16	19.99	9.32	0.086
16	16.53	26.42	13.66	0.191
17	20.46	38.02	13.48	0.184
18	25.34	22.98	11.23	0.133
19	14.10	28.53	11.31	0.122
20	12.94	55.86	9.01	0.136
21	25.46	35.38	9.53	0.110
22	16.14	51.58	17.03	0.229
23	11.91	46.78	18.93	0.231
24	19.30	35.26	13.22	0.181
25	24.46	34.06	12.16	0.178

Tabla A.1. Estimación de los parámetros del modelo estocástico (Hurtado, 1999)

Incertidumbre en los parámetros dinámicos del modelo estocástico

De acuerdo con los valores obtenidos anteriormente para ω_g y ν_g , se estiman los respectivos histogramas de frecuencia, a partir de los cuales es posible determinar una función de distribución de probabilidad apropiada para cada parámetro. Hurtado (1999) propone una distribución tipo Weibull para la frecuencia angular ω_g (figura A.1a) y una ecuación del tipo A.8. Para una distribución Lognormal para el coeficiente de amortiguamiento efectivo ν_g (figura A.1b) y la ecuación A.9

$$f(\omega_g) = \frac{1.55}{5.10} \left(\frac{\omega_g - 7.50}{5.10} \right)^{0.55} \exp \left[- \left(\frac{\omega_g - 7.50}{5.10} \right)^{1.55} \right] \quad (\text{A.8})$$

$$f(\nu_g) = \frac{1}{0.3865 \sqrt{2\pi\nu_g}} \exp \left[- \frac{1}{2} \left(\frac{\ln \nu_g + 1.9442}{0.3865} \right)^2 \right] \quad (\text{A.9})$$

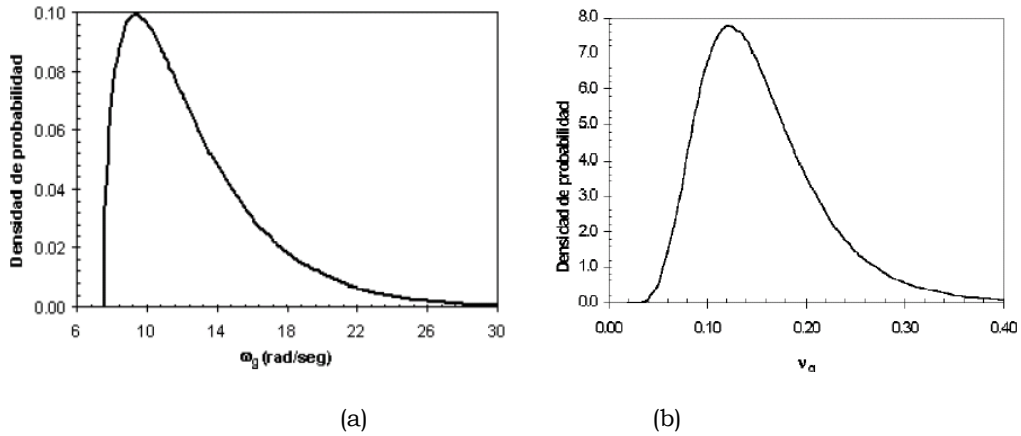


Figura A.1. Modelo probabilista de Kanai-Tajimi. a) para la frecuencia ω_g , tipo Weibull.
b) para el amortiguamiento ν_g tipo Lognormal, [Hurtado, 1999]

Función de modulación de amplitudes

Es una función determinista $\xi(t)$ que da al registro un carácter no estacionario en amplitud. En este aspecto es de gran importancia modelar adecuadamente la duración de la fase de la señal en que tiende a comportarse como estacionaria y que corresponde a las máximas aceleraciones. Para Manizales, específicamente, se tiene la ecuación A.7 con la cual se obtiene a partir de la aceleración máxima PGA , el valor de la

duración de la fase estacionaria en roca s_0 . Considerando el uso de este parámetro, es importante emplear una función de modulación de amplitudes que tenga una fase plana y deje libre el acelerograma de tomar una forma estacionaria en ella. La figura A.2, muestra la forma la función de modulación de amplitudes $\xi(t)$ de Amin y Ang (1966)

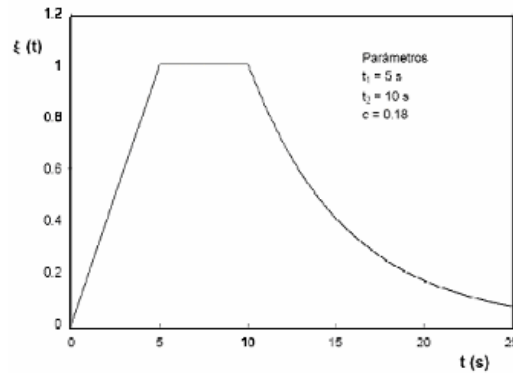


Figura A.2. Función de modulación de amplitud de Amin y Ang. [Amin y Ang, 1966]

La ecuación de esta función es la A.10, propuesta por el mismo autor

$$\xi(t) = \begin{cases} \frac{t}{t_1} & t \leq t_1 \\ 1 & t_1 \leq t \leq t_2 \\ e^{-c(t-t_2)} & t_2 \leq t \end{cases} \quad (A.10)$$

Donde, t_1 corresponde aproximadamente al tiempo de llegada de las ondas de corte $t_1 = t_s$, c es un parámetro mayor que cero y la diferencia $t_1 - t_2$ es la duración de la fase fuerte s_0 , que corresponde a la duración de la fase estacionaria del movimiento. Para la evolución de tomó un valor de $c = 0.18$, bastante utilizado en la literatura internacional y t_1 igual a 5 s para sismos con distancias epicentrales menores de 55 kilómetros y 10 para el caso contrario. El valor de t_2 depende del valor generado de la variable aleatoria s_0 .

Función de modulación de frecuencias

En este tipo de estudios es importante considerar la evolución natural de las frecuencias, así los acelerogramas simulados presentaran un aspecto más realista. Además, los fenómenos de respuesta no lineal de suelos y estructuras son muy sensibles a dicha evolución. Las bajas frecuencias tienden a presentarse al final de los sismogramas, justamente cuando se ha

dado una degradación de las propiedades iniciales del material que han alargado su período. Por tanto, si se omite la evolución frecuencial en la simulación de acelerogramas, no se detecta la susceptibilidad del sistema a la temporalidad de la llegada de las ondas sísmicas [Yeh, 1989; Hurtado, 1998]. Para representar la evolución de frecuencias de los acelerogramas sintéticos; el número de ceros de la señal desde el inicio del registro hasta el tiempo t , se empleó la función continua y estrictamente creciente $\kappa(t)$ introducida por Yeh y Wen (1990):

$$\kappa(t) = \frac{\eta(t)}{\dot{\eta}(t_s)} \quad (\text{A.11})$$

Donde, $\eta(t)$ es la función polinomial del tiempo ajustada a la función real de cruces por cero, como se muestra en la figura A.3 y está definida por la ecuación A.12

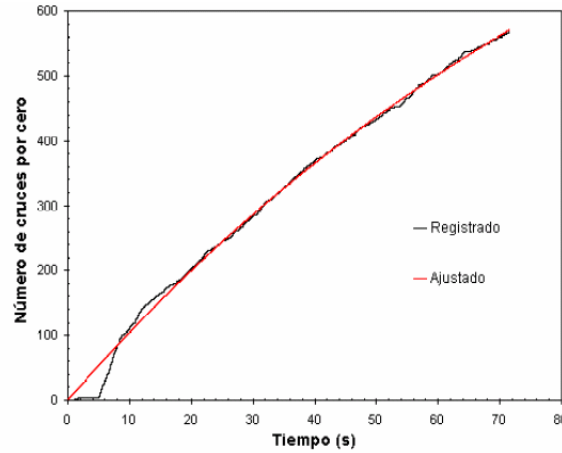


Figura A.3. Función de modulación de frecuencias $\kappa(t)$ para el sismo del Quindío-Colombia. [Bonett et al., 2002]

$$\eta(t) = \sum_{i=1}^M r_i t^i \quad (\text{A.12})$$

Donde, M es el orden del polinomio, r_i son los coeficientes del polinomio ajustado y t_s es el comienzo de la fase fuerte del movimiento. t_s se halla por simple inspección en la función de energía del registro y corresponde al primer punto de inflexión. A diferencia de la variación no estacionaria de amplitudes, la variación de frecuencias no ha sido estudiada a fondo de manera estadística, salvo en algunos países como Japón [Kameda y Nojima 1988]. Debido a la falta de información instrumental abundante en la zona, se empleó la función de modulación de frecuencias cuyos parámetros

corresponden a los valores ajustados para el sismo del Quindío (Colombia): $r_1 = 10.9787$, $r_2 = -5.1611 \cdot 10^{-2}$, $r_3 = 1.3546 \cdot 10^{-4}$ y $\dot{\eta}(t_s) = 10.0730$.

A.3 Generación de acelerogramas sintéticos

La amenaza sísmica de Colombia está definida en términos de la aceleración máxima PGA . Para implementar el modelo evolutivo en la generación de los acelerogramas sintéticos es necesario examinar la relación existente entre los valores de s_0 , ω_g y ν_g , y la aceleración máxima, PGA ; para obtener una amenaza sísmica consistente con la región. En la figuras A.4, se muestran alguna relaciones entre cada uno de estos parámetros y la PGA .

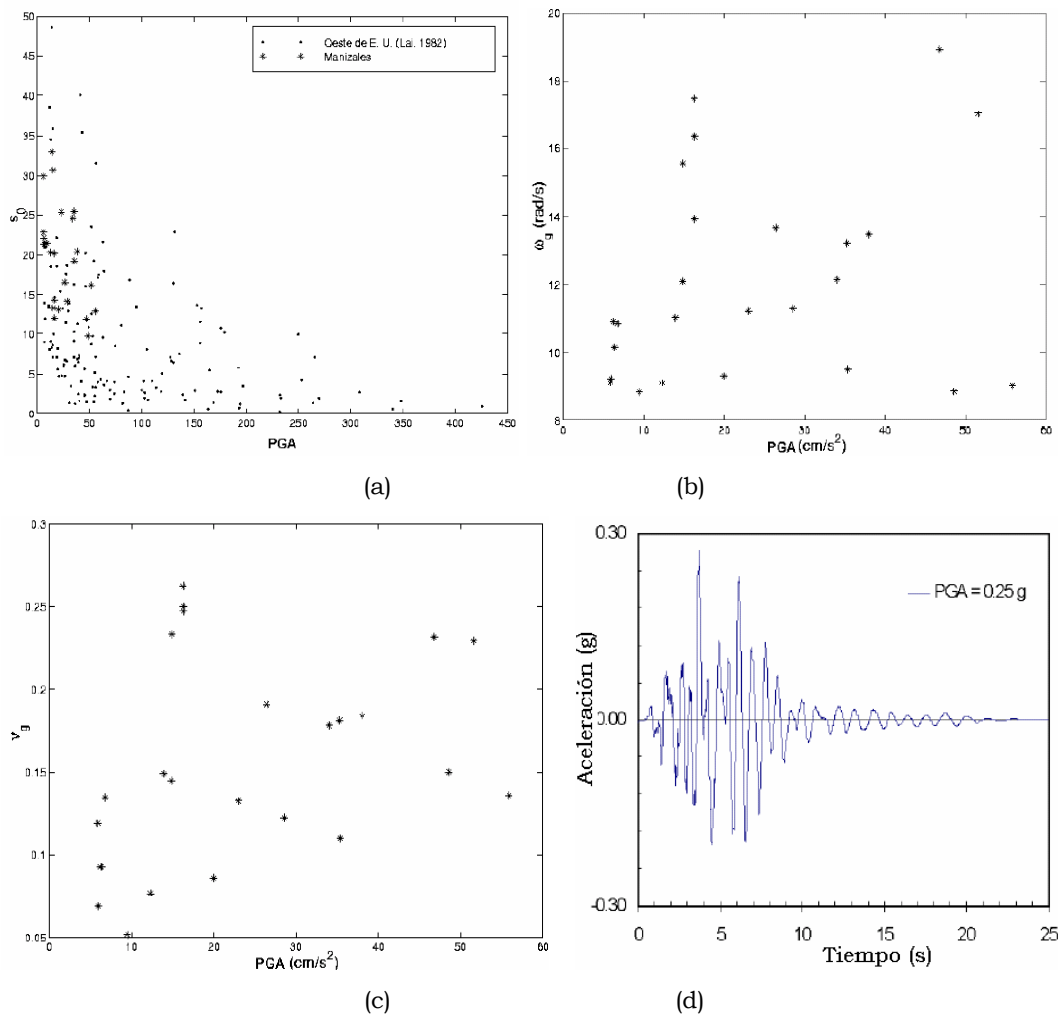


Figura A.4. Relación de PGA con: a) s_0 (cm/s², s), b) ω_g , c) ν_g . d) acelerograma sintético generado a partir del modelo estocástico propuesto.

En la figura A.4a, se muestra la relación entre la duración de la fase fuerte del movimiento s_0 y la aceleración máxima PGA de los registros de

Manizales y de algunos datos de la costa oeste norteamericana evaluados por Lai (1982). Se puede ver que los datos de Manizales muestran la misma tendencia a una correlación negativa de s_0 con respecto a a_{\max} , esto se debe principalmente al hecho que la duración crece con la distancia epicentral contrario a la aceleración máxima. Similarmente, puede verse que la dispersión de los datos de Manizales, es muy inferior a la dispersión de los datos usados por Lai (1982), quizá por la mayor homogeneidad de la muestra. Lo anterior, evidencia la necesidad de emplear información de la zona de interés para estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico. En las figuras A.4b y A.4c, se puede observar claramente que no existe una tendencia marcada o definida de ω_g y ν_g , a crecer o disminuir con la aceleración máxima PGA , lo cual hace que, a efectos prácticos, puedan ser consideradas como propiedades estocásticas de los suelos bajo estudio, modeladas por las ecuaciones A.8 y A.9. Para estudios de vulnerabilidad y riesgo, en los cuales se debe generar acelerogramas sintéticos para un amplio rango de aceleraciones máximas, esta independencia de los parámetros espectrales del nivel de aceleración sísmica, mostrado anteriormente, permite generar las señales a partir de una misma densidad espectral caracterizada por los parámetros aleatorios.

A continuación se describe el proceso de generación de acelerogramas sintéticos a partir del modelo estocástico propuesto para la ciudad, y que a la vez será aplicado a la zona en estudio:

- 1) Definición de la aceleración máxima del registro (PGA).
- 2) Generación de una duración aleatoria de la fase fuerte s_0 , teniendo en cuenta que el parámetro ε en la ecuación A.7 es aleatorio.
- 3) Generación de valores aleatorios de los parámetros ω_g y ν_g , a partir de sus funciones de distribución (ecuaciones A.8 y A.7).
- 4) Definición de los parámetros de las funciones de modulación de amplitudes $\xi(t)$ y de frecuencias dominantes del registro $\kappa(t)$.
- 5) Generación de un ruido blanco G_w con una duración igual a la del registro y aplicación de la función de modulación de Amin y Ang (ecuación A.10).
- 6) Simulación del acelerograma por medio de la dinámica del filtro variable de Clough-Penzien, esto es:

$$M^{CP} = \frac{2\nu_f\omega_f}{\dot{\kappa}}\dot{U}_f + \omega_f^2 U_f + \frac{2\nu_g\omega_g}{\dot{\kappa}}\dot{U}_g + \omega_g^2 U_g \quad (A.13)$$

Donde, U_f es la solución del filtro de Kanai-Tajimi y U_g es la solución al filtro de Clough-Penzien, las cuales incluyen el carácter evolutivo del modelo.

En la figura A.4d, se muestra un acelerograma sintético generado a partir de éste procedimiento y programado Matlab®, para una aceleración máxima del terreno igual a 0.25g.

A.4 Validación de los acelerogramas sintéticos

Para tener un estimativo de la validez de los acelerogramas sintéticos con respecto a datos instrumentales de sismos reales, se realizó un procedimiento de validación, el cual, para el caso de Manizales, está consignado en el informe final de la modelación probabilista de la zonificación sísmica [IDEA, 2002], e incluye los siguientes pasos.

- 1) Simulación de un grupo de acelerogramas en roca en perfiles cercanos a los sitios donde están localizados los acelerómetros
- 2) Obtención de características de los acelerogramas en superficie que presenten cierta independencia con respecto a la aceleración máxima (como por ejemplo los parámetros ω_g y ν_g), esto permite comparar registros con aceleraciones bajas y altas.
- 3) Comparación estadística por medio de técnicas de análisis multivariante, tal como la distancia de Mahalanobis y sus correspondientes pruebas [Rencher, 1995]

El procedimiento anterior fue aplicado a la ciudad de Manizales, así: se generó una población de 20 acelerogramas en roca correspondientes a las fuentes de Romeral y Benioff, que son dos de las fuentes de mayor frecuencia de afectación sísmica de la ciudad. Se sometieron a estos acelerogramas los perfiles más próximos a dos acelerómetros en los cuales se han registrado múltiples eventos en la ciudad y se extrajeron los parámetros ω_g y ν_g , por medio de las técnicas espectrales descritas en la sección anterior. Se compararon los valores de estos parámetros para los acelerogramas registrados y los generados y, se llegó a la conclusión de que pertenece a la misma distribución bimodal mostrada en la figura A.5, en que se puede observar que la distancia de Mahalanobis entre las dos nubes no representa diferencias significativas entre ambos conjuntos. Por tanto, se dio por validado los acelerogramas sintéticos generados a partir del modelo estocástico desarrollado para Manizales y que será utilizado en esta investigación para realizar un acercamiento a la valoración de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas de pared delgada a base de cemento en la zona descrita.

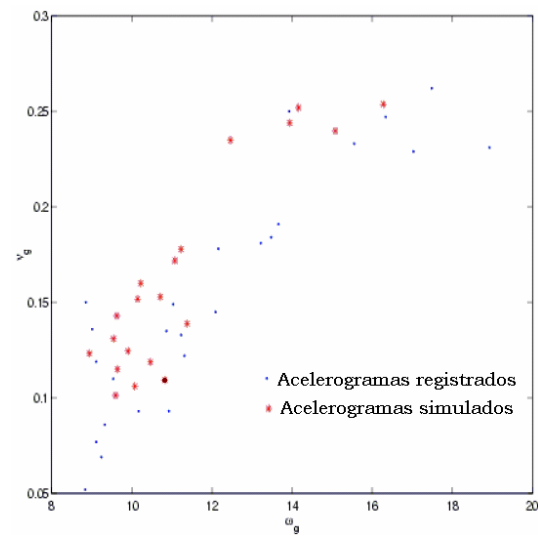


Figura A.5. Validación de los acelerogramas sintéticos generados

Modelo de encuesta

FORMULARIO PARA LA INSPECCIÓN DE VIVIENDAS DE PARED DELGADA A BASE DE CEMENTO

EJE CAFETERO COLOMBIA

CIUDAD/POBLACIÓN:

ZONA/BARRIO:

VIVIENDA:

INSPECTOR:

FECHA:

I. SISTEMA CONSTRUCTIVO Y MATERIALES

- ☐ A: Paredes con plaquetas modulares ensambladas
- ☐ B: Paredes con plaquetas modulares ensambladas con conector metálico
- ☐ C: Paredes con paneles de ferrocemento
- ☐ D: Otros especificar

II. ZONAS, SISTEMAS Y TIPOS DE CONEXIÓN

A. Estructura-cimentación:

		Observaciones
<input type="checkbox"/>	Barra o lámina	
<input type="checkbox"/>	Pletina	
<input type="checkbox"/>	Sin conexión	

B. Entre elementos o paneles:**Observaciones**

	Lámina galvanizada	
	Madera	
	Mortero	
	Conector metálico	

C. Cubierta-estructura:**Observaciones**

	Clavo o madera	
	Pletina	
	Panel perforado	
	Sin conexión	

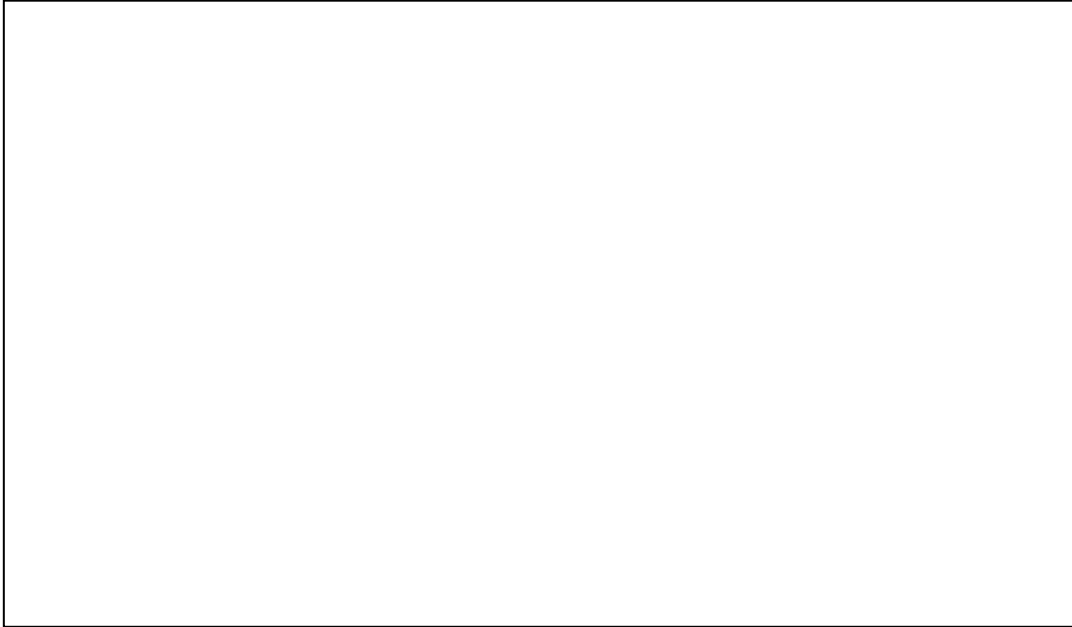
III. GEOMETRÍA Y DIMENSIONES**Observaciones**

Área en planta (m ²)			
Longitud de muros	En X (m)		
	En Y (m)		
Espesor de paneles (m)			
Altura de entre piso (m)			
Área de la cubierta (m ²)			
Tipo de cubierta			

IV. INFORMACIÓN DOCUMENTAL

Fotografía y/o filmación: Si ☐ No ☐ Ambas ☐

Croquis:



Programas de ordenador

A continuación se presenta el programa de hecho para simular el comportamiento histerético del ferrocemento a partir de la campaña de ensayos (*mdof.mat*) y el programa para la aproximación a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica (*casitas.mat*). Los programas fueron elaborados en Matlab[®], versión 7.0.

Programa mdof.mat (el modelo de BWN)

```
clear all
clear cfc
global datos;
global time;
global sismo;
global Xdd;
global opcion;
tic
%datos del para el modelo
datos=[...
    0.1825;    %1      alpha
    0.85;      %2      betha roja b=1 G=-.64
    -0.5;      %3      gamma
    5.7;       %4      K (kN/mm)
    0.05;      %5      e
    1060;      %6      M (kg)
    1;         %7      n
    1;         %8      ao
    1;         %9      nn0
    1;         %10     v0
    0.00 ;     %11     dA factor de degradación de resistencia y rigidez
    0.0000003;%12     dnn factor de degradación de rigidez
    0.00 ];    %13     dv factor de degradación de resistencia

alpha = datos(1,1); K = datos(4,1); M = datos(6,1);
% opcion = 1 sismo El Centro
% opcion = 2 f(t) sinusoidal Wo = 2*pi
opcion = 1;
```

```

t0 = 0;
tfinal = 15;
Tspan = [t0:0.02:tfinal];
condinic=zeros(4,1);
condicionesi=condinic(:);
time = Tspan';
sismos = wklread('sismos');
sismo=sismos;
[T,Y] = ode45('mdof',Tspan,condinic);
for i = 1:4; %(i)--- U Ud Z E
yy(:,i)=Y(:,4+i-4);
end;
Udd=Xdd;
T = T;
U = yy(:,1);
Ud = yy(:,2);
Z = yy(:,3);
E = yy(:,4);
Udd = Xdd;
Fz= alpha*K.*U+(1-alpha)*K.*Z;
e=E/1000; % para que sea en kN mm
toc

```

% Elaboración de las figuras

```

figure;plot(U,Fz);xlabel('Desplazamiento(mm)');ylabel('Fuerza
restauradora(kN)');title('Gráfico Fuerza - desplazamiento');grid on
figure;plot(U,Z);xlabel('Desplazamiento U(mm)'); ylabel('Desplazamiento
Z(mm)'); title('Gráfico U - Z');grid on
figure; plot(T,U); xlabel('Tiempo (s)'); ylabel('Desplazamiento(mm)');
title('Gráfico Tiempo - Desplazamiento');grid on
%figure;plot(T,Ud); xlabel('Tiempo (s)');ylabel('Velocidad (mm/s)');title('Gráfico
Tiempo - Velocidad');grid on
figure; plot(T,Udd); xlabel('Tiempo (s)');ylabel('Aceleración
(mm/s2)');title('Gráfico Tiempo - Aceleración');grid on
figure; plot(T,e);xlabel('Tiempo (s)');ylabel('Energia de disipación(KN
mm)');title('Gráfico Energia de disipación - Tiempo');grid on
figure;plot(T,sismo);xlabel('Tiempo (s)');ylabel('Aceleración (g)');title('Gráfico
Aceleración - Tiempo');grid on

```

```

function [dy]=mdof(t,y)
global datos
global sismo;
global Xdd
global opcion;

```

```

Woa = 2*pi;
if opcion == 2
ft = 2700*t*sin(Woa*t);
else
    tiemp = round(t/0.02);
    ft=sismo(tiemp+1)*1000;
end;
dy=zeros(4,1);
    n = datos(7,1);
    alpha = datos(1,1);    beta = datos(2,1);    gamma = datos(3,1);
    K = datos(4,1);    e = datos(5,1);    M = datos(6,1);
    a = datos(8,1);    nn = datos(9,1);    v = datos(10,1);
    deltaA = datos(11,1); deltann = datos(12,1); deltav = datos(13,1);
    Wo = sqrt(K*1e6/M);

y(1)=y(1);
y(2)=y(2);
y(3)=y(3);
y(4)=y(4);

dy(1,1) = y(2);
dy(2,1) = - alpha*Wo^2*y(1)-2*e*Wo*y(2)-(1-alpha)*Wo^2*y(3)+ft;
dy(3,1) = ((a-deltaA*y(4))*y(2)-(v+deltav*y(4))* (beta*abs(y(2)) *
    ((abs(y(3)))^(n-1))*y(3)+gamma*y(2)*(abs(y(3)))^n))/
    (nn+deltann*y(4));
dy(4,1) =(1-alpha)*Wo^2*y(3)*y(2);
Xdd(round(t/0.02)+1,1)=dy(2,1);

```

Programa casitas.mat

```
clear all
clear cfc
% Generación de matrices de vulnerabilidad sísmica
% Datos de entrada
A = [0.05:0.05:0.9]'; % Vector de porcentaje de aceleración (de la gravedad);
nacel = length(A);
H1=2; % Altura de entrepiso pero en (m);
h = 2000; % Altura de entrepiso (mm);
nsismos = 1000; % Número de sismos a generar por la simulación de
                Monte Carlo

%Propiedades de la vivienda tipo
media_long_muros = 15.03 ; %metros
std_long_muros = 4.76 ; %metros
media_area_muros= 43.67 ; %metros^2
std_area_muros = 10.69 ; %metros^2
media_ke = 5.73 ; %kN/mm
std_media_ke = 1.46 ; %kN/mm
media_ki = 1.13 ; %kN/mm
std_media_ki = 0.26 ; %kN/mm
Xi = 0.0500 ; %amortiguamiento crítico para el sismo

% estados de daño
hazus = [... % giros de deriva
0.00121; % leve
0.008525; % moderado
0.013665; % severo
0.0200]; % colapso
ul = hazus*h;
vul = zeros(nacel,4); %inicialización de la matriz de vulnerabilidad
for j = 1:nacel;
    for i = 1:nsismos;
        %fprintf('j = %d, i = %d \n',j,i);

% 1. Generación de los sismos
% Genera un acelerograma uniformemente modulado a partir de la PSD
    Kanai-Tajimi.
% Utiliza la función de modulación de Amin-Ang. Incluye corrección de linea
    base
% Datos del filtro:
```



```

wg = lognrnd(-1.9442,0.3865);           %amortiguamiento del estrato de
                                         suelo predominante (%)
xig = weibrnd((1/5.1)^1.55,1.55)+7.5; %frecuencia angular del estrato del
                                         suelo predominante (rad/s)
g0 = (A(j)/20)^2;                       %densidad del ruido blanco
s0 = max(exp(-0.0102*A(j)*980+3.1707+0.2867*randn), 1.5); %duracion de
                                         la fase fuerte del movimiento
tt = 2 + s0 + 10;                       %duración del registro, (segundos)
%disp('calculo sismo');
[t,dt,a] = sismo_ang(A(j),wg,xig,g0,s0,tt);

% Elaboración de las figuras
% plot(t,a);
% xlabel('Tiempo (s)');
% ylabel('Aceleración (porcentaje de g)');
% title('Sismo');
% 2. Simulación de monte carlo de los datos de la vivienda tipo
long_muros = normrnd(media_long_muros,std_long_muros);
area_muros = normrnd(media_area_muros,std_area_muros);
K_elas     = normrnd(media_ke,std_media_ke);
K_inelas  = lognrnd(media_ki,std_media_ki);
alfa       = K_inelas/K_elas;
K          = K_elas*long_muros/(H1); %rigidez elástica (KN/mm)*(m/m)
M          = 148*area_muros; %masa (kg) = (kg/m^2)*area_muros
          (m2)=(kg)

% Con cada sismo y el modelo histerético se genera un vector de
  desplazamientos
tf = t(length(a));
clear t
global datos;
global terre;
global pt;

%datos del para el modelo de BWBN
datos=[...
    alfa;   %1          alpha
    0.85;   %2          betha
    -0.5;   %3          gamma
    K;      %4          K (kN/mm)
    0.05;   %5          e
    M;      %6          M (kg)
    1;      %7          n
    1;      %8          ao
    1;      %9          nn0

```

```

1;          %10          v0
0.00 ;      %11          dA factor de degradación de resistencia y rigidez
0.0000003; %12          dnn factor de degradación de rigidez
0.00 ];      %13          dv factor de degradación de resistencia
pt=dt;
t0 = 0;
Tspan      = [t0:pt:tf];
Condinic   =zeros(4,1);
Escala     =100000; % factor que "desnormaliza" las ecuaciones de
                    movimiento
Terre      =a*escala;
[T,Y]      = ode45('mdof,Tspan,condinic);
U          = Y(:,1);

% Cálculo de los desplazamientos máximos y la matriz de vulnerabilidad de la
% vivienda tipo.

maxu = max(abs(U));
for k=1:4
    if maxu >= ul(k);
        vul(j,k) = vul(j,k)+1;
    end
end
end
end;

vul = vul/nsismos; %Matriz de vulnerabilidad
wk1write('matriz_vulnerabilidad',[A vul]);

% Elaboración de las figuras
plot (A,vul);
xlabel('Aceleración máxima (g)')
ylabel('Nivel de daño')
legend('leve','moderado','severo','colapso',0)
title ('Gráfico de vulnerabilidad')

```
