



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
DE AGUASCALIENTES**

CENTRO DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y DE LA CONSTRUCCIÓN

DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIÓN Y ESTRUCTURAS

TESIS

**INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL SOBRE EL
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE CONSTRUCCIONES A
BASE DE PERFILES DE ACERO ROLADO EN FRÍO DE PARED
DELGADA AFECTADAS POR HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES**

PRESENTA

Luis Alfredo Hernández Castillo

Para obtener el grado de DOCTOR EN CIENCIAS

Tutor

Dr. José Ángel Ortiz Lozano

Comité Tutorial

Dr. Martín Hernández Marín

Dr. Juan José Soto Bernal

Dr. Alejandro Acosta Collazo

Dr. Gerardo Araiza Garaygordobil

Aguascalientes, Ags., a 15 de Abril de 2015

AUTORIZACIONES



**UNIVERSIDAD AUTONOMA
DE AGUASCALIENTES**

CENTRO DE CIENCIAS DEL DISEÑO
Y DE LA CONSTRUCCION



**ANIVERSARIO
UAA**

CCDC-D-142-2014
ASUNTO: Autorización de
Tema de Tesis:

**MTRO. LUIS ALFREDO HERNANDEZ CASTILLO
P R E S E N T E.**

Con base en lo que establece el Reglamento de Docencia en el artículo 173, le informo que se le autoriza el tema de tesis, INVESTIGACION EXPERIMENTAL SOBRE EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE CONSTRUCCIONES A BASE DE PERFILES DE ACERO ROLADO EN FRIO DE PARED DELGADA AFECTADAS POR HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES". Así mismo se le designa como Tutor de Tesis al Dr. José Ángel Ortiz Lozano, los Cotutores autorizados son: Dr. Martín Hernández Marín y Dr. Juan José Soto Bernal. A fin de asignarle fecha para la verificación del Examen de Grado para la obtención del título de Doctorado en Ciencias de los Ámbitos Antrópicos, deberá cumplir con lo establecido en los artículos 161, 162, 174 y 175.

Con el objeto de dar cumplimiento a este reglamento el paso siguiente será autorizar la impresión de su tesis, toda vez que presente la carta de liberación y/o acuerdo señalado en la Fracc. II del artículo 175.

Sin más por el momento, aprovecho la oportunidad para enviarle un cordial saludo.

ATENTAMENTE
"SE LUMEN PROFERRE"
Aguascalientes, Ags., 5 de agosto de 2014

DR. EN ING. MARIO EDUARDO ZERMEÑO DE LEON
DECANO

- c.c.p. M. en Ing. José Luis López López
Secretario de Investigación y Posgrado.
- c.c.p. Dr. José Ángel Ortiz Lozano.- Tutor de Tesis
- c.c.p. Dr. Martín Hernández Marín.- Cotutor.
- c.c.p. Dr. Juan José Soto Bernal.- Cotutor.
- c.c.p. Dr. Alejandro Acosta Collazo. Secretario Técnico de Doctorado.
- c.c.p. Archivo

MEZL/lbm

AUTORIZACIONES



**UNIVERSIDAD AUTONOMA
DE AGUASCALIENTES**

*Asunto: Voto aprobatorio impresión
Tesis de Luis Alfredo Hernández Castillo*

**DR. MARIO EDUARDO ZERMEÑO DE LEÓN
DECANO DEL CENTRO DE CIENCIAS DEL
DISEÑO Y DE LA CONSTRUCCIÓN,
PRESENTE.**

Por medio del presente, como Tutor designado del estudiante **LUIS ALFREDO HERNANDEZ CASTILLO**, con ID 10734, quien realizó la tesis titulada: **INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL SOBRE EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE CONSTRUCCIONES A BASE DE PERFILES DE ACERO ROLADO EN FRÍO DE PARED DELGADA AFECTADAS POR HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES**, y con fundamento en el Artículo 175, Apartado II del Reglamento General de Docencia, me permito emitir el **VOTO APROBATORIO**, para que él pueda proceder a imprimirla, así como continuar con el procedimiento administrativo para la obtención del grado.

Pongo lo anterior a su digna consideración y sin otro particular por el momento, me permito enviarle un cordial saludo.

**ATENTAMENTE
"SE LUMEN PROFERRE"
AGUASCALIENTES, Ags., a 3 de marzo de 2015**


**DR. JOSÉ ÁNGEL ORTÍZ LOZANO
TUTOR DE TESIS DEL ALUMNO**

Vo.Bo. 

**DR. JUAN JOSÉ SOTO BERNAL
COTUTOR**

Vo.Bo. 

**DR. MARTÍN HERNÁNDEZ MARÍN
COTUTOR**

c.c.p. MTR. LUIS ALFREDO HERNÁNDEZ CASTILLO, ALUMNO DEL DOCTORADO EN CIENCIAS DE LOS ÁMBITOS ANTROPICOS, CON ENFASIS EN ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y URBANISMO (DCAA) PNPC.
c.c.p. MTRA. MARÍA GUADALUPE VALDÉS REYES, JEFA DEL DEPARTAMENTO DE APOYO AL POSGRADO.
c.c.p. DR. SERGIO IGNACIO MARTÍNEZ MARTÍNEZ, CONSEJERO ACADÉMICO DEL ÁREA DE INGENIERÍA CIVIL DEL CA, DCAA PNPC
c.c.p. Archivo.

AUTORIZACIONES



**UNIVERSIDAD AUTONOMA
DE AGUASCALIENTES**

Centro de Ciencias del Diseño
y de la Construcción

No.Oficio: CCDC-D-091-2015
Asunto: Conclusión de Tesis

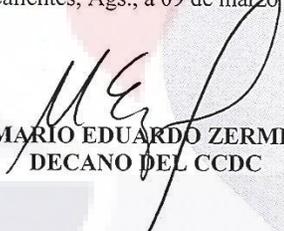
**DRA. GUADALUPE RUIZ CUELLAR
DIRECCIÓN GENERAL DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO
P R E S E N T E**

Por medio de este conducto informo que el documento final de tesis titulado: **INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL SOBRE EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE CONSTRUCCIONES A BASE DE PERFILES DE ACERO ROLADO EN FRÍO DE PARED DELGADA AFECTADAS POR HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES.** Presentado por el sustentante: **LUIS ALFREDO HERNÁNDEZ CASTILLO.** Con ID 10734, egresado del **DOCTORADO EN CIENCIAS DE LOS ÁMBITOS ANTRÓPICOS,** cumple las normas y lineamientos establecidos institucionalmente. Cabe mencionar que el autor cuenta con el voto aprobatorio correspondiente.

Para efecto de los trámites que al interesado convengan, se extiende el presente, reiterándole las consideraciones que el caso amerite.

A T E N T A M E N T E
"SE LUMEN PROFERRE"

Aguascalientes, Ags., a 09 de marzo de 2015


DR. EN ING. MARIO EDUARDO ZERMEÑO DE LEÓN
DECANO DEL CCDC

- c.c.p. M. en Ing. José Luis López López – Secretario de Investigación y Posgrado del CCDC
- c.c.p. Dr. Alejandro Acosta Collazo – Secretario Técnico del Doctorado
- c.c.p. Dr. José Ángel Ortiz Lozano – Tutor
- c.c.p. Dr. Juan José Soto Bernal - Cotutor
- c.c.p. Dr. Martín Hernández Marín – Cotutor
- c.c.p. M. Luis Alfredo Hernández Castillo – Egresado del Doctorado en Ciencias de los Ámbitos Antrópicos
- c.c.p. Expediente del alumno

MEZL/rbv.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Dr. José Ángel Ortiz Lozano, tutor principal del presente trabajo, por su disposición para integrarme a laborar en este interesante proyecto, así como por su entusiasmo y sugerencias para mejorar el desarrollo de esta tesis.

Agradezco también a los cotutores de tesis, Dr. Juan José Soto Bernal y Dr. Martín Hernández Marín, así como a los integrantes del comité tutorial, Dr. Alejandro Acosta Collazo y Gerardo Araiza Garaygordobil por sus asesorías y valiosas aportaciones para enriquecer este trabajo.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) y a la Universidad Autónoma de Aguascalientes por la beca otorgada para cursar los estudios de Doctorado.

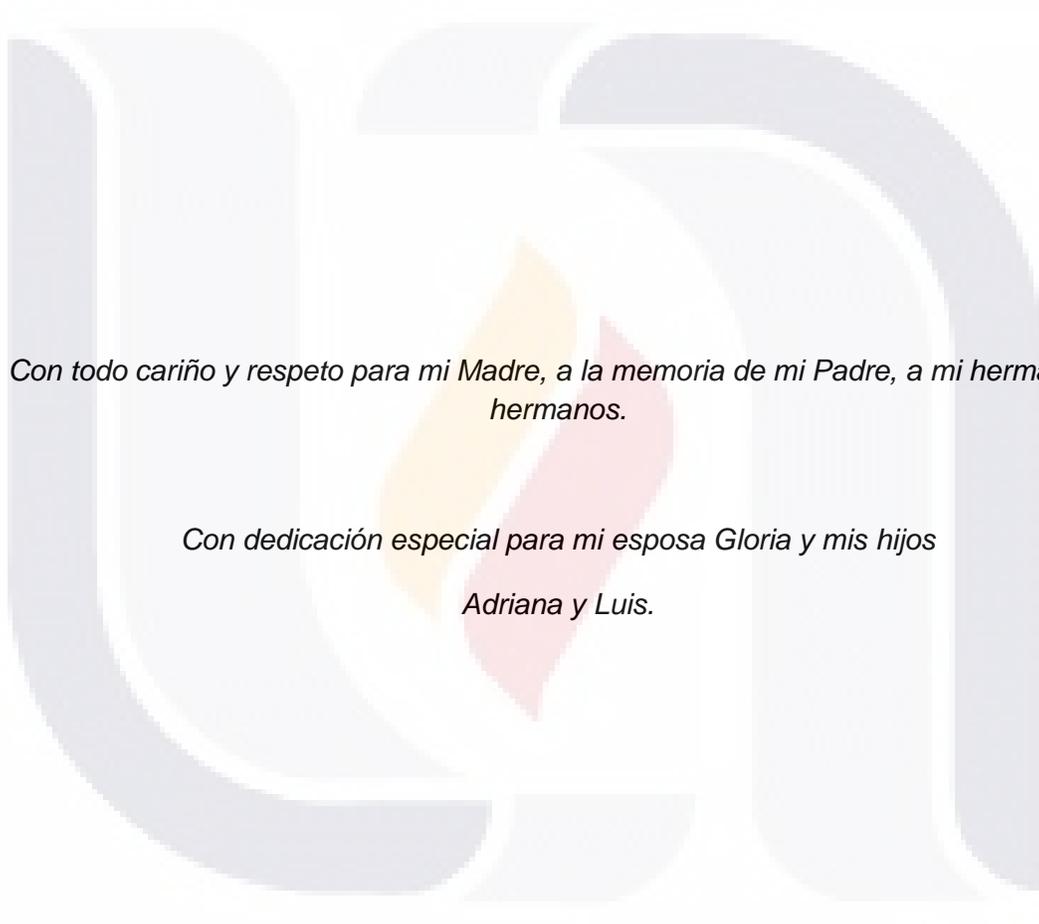
Al Dr. Mario Eduardo Zermeño de León por darme la oportunidad de trabajar para el Departamento de Construcción y Estructuras y colaborar en diferentes proyectos de investigación del Centro de Ciencias del Diseño y la Construcción.

Agradezco al Fondo de Desarrollo Científico y Tecnológico para el Fomento de la Producción y Financiamiento de Vivienda y el Crecimiento del Sector Habitacional CONAVI-CONACYT por el financiamiento del proyecto de investigación (clave 105212) titulado "ESTUDIO DE LA APLICACIÓN DE SISTEMAS CONSTRUCTIVO-ESTRUCTURALES A BASE DE ACERO ROLADO EN FRÍO (LIGHT GAUGE STEEL FRAMING) PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS EN ZONAS AFECTADAS POR AGRIETAMIENTOS ASOCIADOS AL FENÓMENO DE SUBSIDENCIA"

Quiero agradecer al Dr. Cheng Yu del Departamento de Tecnología e Ingeniería de la Universidad del Norte de Texas por darme la oportunidad de realizar una estancia de investigación en los laboratorios de esa Universidad. Así mismo al Ingeniero Mohamad Yousof por su disposición y colaboración en esta etapa del proyecto.

Agradezco también al Ingeniero Leonardo Correa Zúñiga, de la Universidad Politécnica de Aguascalientes por el apoyo prestado durante la etapa experimental del presente trabajo.

DEDICATORIAS



Con todo cariño y respeto para mi Madre, a la memoria de mi Padre, a mi hermana y hermanos.

*Con dedicación especial para mi esposa Gloria y mis hijos
Adriana y Luis.*

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE GENERAL	1
ÍNDICE DE TABLAS	5
ÍNDICE DE FIGURAS	6
ACRÓNIMOS	17
RESUMEN	18
ABSTRACT	19
CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN	
1.0 INTRODUCCIÓN	21
1.1 ANTECEDENTES	23
1.2 OBJETIVO GENERAL	24
1.3 OBJETIVOS PARTICULARES	24
1.4 METODOLOGÍA	25
1.5 ESTRUCTURA DE LA TESIS	27
CAPÍTULO 2 ESTADO DEL CONOCIMIENTO	
2.1 SUBSIDENCIA	30
2.2 TIPOS DE SUBSIDENCIA	32
2.2.1 Subsistencia por Disolución de Materiales.	32
2.2.2 Subsistencia por Movimientos Tectónicos	34
2.2.3 Subsistencia por Consolidación del Suelo	34
2.2.3.1 Carga	34
2.2.3.2 Vibración	34
2.2.3.3 Hidrocompactación	35
2.2.3.4 Extracción de Petróleo y Gas	35
2.2.3.5 Extracción de Agua Subterránea	35
2.3 EL ACERO ROLADO EN FRÍO	42
2.3.1 Antecedentes	42
2.3.2 Métodos de formado	43
2.3.3 Conformado por medio de rodillos	43

2.3.4 Conformado en frío con prensa dobladora	44
2.3.5 El acero rolado en frío en la industria de la construcción	45
2.3.6 Formas típicas más usuales	45
2.3.7 Elementos estructurales	45
2.3.8 Efectos del conformado	47
2.3.9 Marcos de acero rolado en frío	50
2.3.9.1 Sistema de muros	51
2.3.9.2 Sistema de losa	52
2.4 METODOS DE DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO ROLADO EN FRÍO	55
2.4.1 Método de anchos efectivos	55
2.4.2 Método de resistencia directa	59
2.4.3 Método prescriptivo	64
2.5 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSH -OVER	65
2.6 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PULL- DOWN	69
2.6.1 Efectos de los desplazamientos del suelo en las estructuras	70
2.7 MARCOS DE ACERO FORMADO EN FRÍO ANTE CARGA LATERAL	73
2.7.1 Estudios previos	73
2.8 CARACTERIZACIÓN DE CURVAS MOMENTO-ROTACIÓN	91
2.9 ANÁLISIS DE FRAGILIDAD	101
2.9.1 Funciones de fragilidad	101
2.9.2 Definición de los estados de daño	105
2.10 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO 2	108

CAPÍTULO 3 ETAPA EXPERIMENTAL DE CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO ROLADO EN FRÍO

3.1 INTRODUCCIÓN	110
3.2 PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL MATERIAL	110
3.2.1 Esfuerzo de fluencia, resistencia última y curva esfuerzo-deformación	111
3.2.2 Módulo de elasticidad	113
3.2.3 Ductilidad	113
3.2.4 Facilidad para soldarse	115
3.2.5 Tenacidad	115
3.2.6 Resistencia a la fatiga	115

3.2.7	Facilidad del conformado	116
3.2.8	Durabilidad	116
3.3.	ACERO PARA USO ESTRUCTURAL	116
3.4	PROCESO DE GALVANIZADO	118
3.4.1	Características del tipo de galvanizado	119
3.5	PRUEBAS A TENSIÓN EN PROBETAS ESTANDAR DEL MATERIAL	122
3.6	PRUEBAS A COMPRESIÓN EN ELEMENTOS AISLADOS	124
3.7	MARCOS ANTE CARGA LATERAL	132
3.7.1	Determinación de la rigidez del marco con poliestireno	135
3.8	PRUEBAS EN CLIPS CONECTORES	136
3.8.1	Antecedentes	136
3.8.2	Descripción de la etapa experimental	136
3.8.3	Pruebas a compresión	138
3.9.4	Pruebas a cortante	140
3.10	ESTUDIO TERMOGRÁFICO EN ELEMENTOS A TENSIÓN Y COMPRESIÓN	143
3.11	CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO 3	148
CAPÍTULO 4 PLATAFORMA DE SIMULACION DE HUNDIMIENTOS		
4.1	INTRODUCCION	150
4.2	DESARROLLO DEL MODELO DE LA PLATAFORMA DE SIMULACION DE HUNDIMIENTOS	151
4.2.1	Sistema modular	151
4.2.2	Sistema a base de marcos	153
4.3	ESTRUCTURACION	154
4.4	CONSTRUCCION DE LA PLATAFORMA	156
4.5	UTILIDAD	159
4.6	CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO 4	159
CAPÍTULO 5 ETAPA EXPERIMENTAL DEL PROTOTIPO DE VIVIENDA A ESCALA REAL		
5.1	INTRODUCCIÓN	162
5.2	CARACTERÍSTICAS GENERALES	163
5.3	ESTRUCTURACIÓN	163
5.4	ENSAYO ANTE EL EFECTO PULL-DOWN	169

5.5 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO 170
 5.6 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO 5 185

CAPÍTULO 6 SIMULACIÓN NUMÉRICA

6.1 INTRODUCCIÓN 188
 6.2 SIMULACION DE PROBETAS A TENSIÓN 189
 6.3 SIMULACION DE PERFILES A COMPRESIÓN 190
 6.4 SIMULACIÓN NUMÉRICA DE MARCOS ANTE EL EFECTO PULL-DOWN 192
 6.5 CURVAS MOMENTO-ROTACIÓN 194
 6.6 SIMULACIÓN NUMÉRICA NO LINEAL DEL PROTOTIPO DE VIVIENDA A ESCALA REAL 196
 6.7 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO 6 211

CAPÍTULO 7 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

7.1 PROBETAS A TENSIÓN AXIAL 213
 7.2 STUDS EN COMPRESIÓN AXIAL 213
 7.3 MARCOS ANTE CARGA LATERAL 214
 7.4 CURVAS DE FRAGILIDAD PARA MARCOS ANTE EL EFECTO PULL-DOWN 216
 7.4.1 Definición de los estados de daño 216
 7.4.2 Curvas de Fragilidad 217
 7.5 ETAPA EXPERIMENTAL DEL PROTOTIPO DE VIVIENDA 220
 7.5.1 Fase 1 220
 7.5.2 Fase 2 223
 7.6 SIMULACIÓN NUMÉRICA 225
 7.6.1 Simulación numérica fase 1 229
 7.6.2 Simulación numérica fase 2 234
 7.7 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO 7 242

CAPÍTULO 8 CONCLUSIONES 244

GLOSARIO 248

REFERENCIAS 251

ANEXO A Carta de aceptación y artículo de la Revista Thin-Walled Structures

ANEXO B Carta de aceptación y artículo de la Revista Labor & Engenho

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.- Criterio tentativo de daño de daño según Bjerrum, (Chamorro 2005) 72

Tabla 2.- Tabla de daños en muros ensayados (Morgan, 2002)..... 66

Tabla 3.- Expresiones de diseño para pandeo local y distorsional, (Ayhan, 2010) 100

Tabla 4.- Propiedades mecánicas de los aceros de acuerdo con la ASTM 114

Tabla 5.- Calibres, pesos y medidas de lámina galvanizada 115

Tabla 6.- Diferentes tipos de acero para uso estructural 117

Tabla 7.- Peso y espesor del tipo de recubrimiento (CFSEI 2007) 119

Tabla 8.- Requerimientos mínimos del recubrimiento de acuerdo con el uso (CFSEI 2007)
..... 120

Tabla 9.- Características y dimensiones de los clips conectores sometidos a pruebas de laboratorio 137

Tabla 10.- Resumen de resultados de pruebas a compresión..... 140

Tabla 11.- Resumen de resultados de pruebas a cortante 142

Tabla 12.- Etapas de desplazamiento durante la prueba experimental..... 172

Tabla 13.- Etapas de desplazamiento para la segunda fase de experimentación..... 179

Tabla 14.- Características y resistencias a carga lateral en marcos con diferentes tipos de recubrimiento 195

Tabla 15.- Resultados de los ensayos a tensión en probetas estándar 215

Tabla 16.- Resultados de la prueba a compresión axial de diferentes perfiles..... 216

Tabla 17.- Parámetros del comportamiento estructural en la prueba experimental..... 218

Tabla 18. Estados de daño en marcos de acero rolado en frío ante pull-down (Hernández et al 2015) 219

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.- Hundimiento de una gran porción de suelo causado por la disolución de materiales a profundidad (El Universal, 2007) 30

Figura 2.-Mapa de los Estados Unidos de América que muestra las zonas afectadas por subsidencia debido a la extracción de agua subterránea (Poland, 1984) 36

Figura 3.- Mapa de la República Mexicana mostrando las zonas con subsidencia detectadas por medio de imágenes de satélite utilizando la técnica InSAR..... 38

Figura 4.- Agrietamiento del suelo en Iztapalapa, Ciudad de México, causado por subsidencia (puntogob.com) 40

Figura 5.- Plano de la ciudad de Aguascalientes en donde se muestran los agrietamientos sobre la zona urbana (SIFAGG, 2014) 41

Figura 6.- Daños en construcciones por efecto de los asentamientos diferenciales causados por las grietas 41

Figura 7.- Bobinas de material desbastado antes del proceso de laminado en frío (Caamaño,2009) 42

Figura 8.- Bobinas de acero laminado después del proceso de galvanizado (Ussteel,2014) 43

Figura 9.- Izquierda: Proceso del rolado en frío de un perfil de acero en planta, Derecha: Esquema que muestra gráficamente las etapas paso a paso del conformado (Indiamart,2014)..... 44

Figura 10.-Proceso de conformado en frío por medio de prensa dobladora (Perry Biomass,2014) 44

Figura 11.-Diferentes tipos de secciones transversales más comunes en perfiles de acero rolado en frío 46

Figura 12.-Secciones transversales de lámina de acero rolado en frío utilizadas como cubiertas 47

Figura 13.-Proceso de rolado en frío por medio de rodillos en un perfil de sección canal con borde rígido (Bradbury group,2014)..... 48

Figura 14.-Efecto del trabajo de conformado en frío sobre las propiedades mecánicas de perfiles de acero de pared delgada. (Yu, 2000)..... 48

Figura 15.-Proceso constructivo de una estructura de acero rolado en frío de pared delgada (Constru Tek, 2014)..... 50

Figura 16.- Marco de acero rolado en frío con recubrimiento de poliestireno expandido ..51

Figura 17.- Sistema de techo a base de paneles de azotea con lámina corrugada 52

Figura 18.- Estructuración típica de una casa de dos niveles utilizando elementos de acero rolado en frío de pared delgada. (Sarmanho, 2007) 53

Figura 19.- Sistema de estructuración a base de elementos de madera, (Jacksmata,2008) 54

Figura 20.- Placa delgada en compresión axial con soporte en los extremos (Yu,2000) .. 55

Figura 21.- Etapas de distribución del esfuerzo de una placa en compresión (Yu,2000) .. 56

Figura 22.- Ancho efectivo de una placa en compresión con bordes atiesados(Yu,2000) 56

Figura 23.- Deformaciones en un canal con borde rígido que se producen por el pandeo local (CUFSM,2007)..... 60

Figura 24.- Deformaciones típicas de una columna al generarse el pandeo global (CUFSM,2007) 61

Figura 25.- Pandeo distorsional simétrico de un perfil en sección canal,(CUSFM,2007) .. 61

Figura 26.- Discretización para los dos métodos de elemento finito (Schafer, 2006) 62

Figura 27.- Curva típica para una sección transversal determinada de acuerdo con el programa CUFSM..... 63

Figura 28.-Secciones transversales optimizadas de acero rolado en frío, (Schafer, 2006). 64

Figura 29.-Esquema de una curva de capacidad típica para una estructura determinada. 65

Figura 30.- Gráfica que muestra la intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda..... 68

Figura 31.- Ejemplos de factores de participación modal y coeficientes de masa modal . 69

Figura 32.- Gráfica de niveles de daño para asentamientos en edificios propuesta por Boscardin (1989)..... 73

Figura 33.- Arreglo de especímenes de prueba en el marco de carga (Morgan, 2002) ... 75

Figura 34.- Falla de los elementos de sujeción del panel OSB (Morgan, 2002)..... 77

Figura 35.-Disposición y geometría de los marcos utilizados en prueba experimental (Baran, 2012) 78

Figura 36.- Estructuración de marcos para los ensayos realizados (Baran, 2012) 79

Figura 37.- Anclaje tipo Hold Down (Baran, 2012)..... 80

Figura 38.- Estructuración de los marcos en prueba experimental (Pan, 2011)..... 81

Figura 39.- Falla en track inferior del marco en la prueba experimental (Pan, 2011) 82

Figura 40.- Gráfica Carga-Desplazamiento para marcos con diferentes materiales (Pan, 2011)..... 84

Figura 41.- Detalles de la geometría y estructuración de los marcos (Zhou, 2006)..... 85

Figura 42.- Gráficas carga-desplazamiento de las diferentes pruebas (Zhou, 2006). 86

Figura 43.- Estructuración y espaciamiento de los tornillos en marcos a carga lateral (Nithyadharan 2012)..... 87

Figura 44.- Detalles de la instalación del marco y la aplicación de las cargas por medio de un actuador horizontal (Nithyadharan 2012)..... 88

Figura 45.- Diferentes tipos de fallas en el panel ante carga monotónica, (Nithyadharan 2012)..... 89

Figura 46.- Gráficas carga desplazamiento de los muros ante cargas monotónicas (Nithyadharan 2012)..... 89

Fig. 47.- Deformación de la lámina en forma diagonal y pandeo del stud, (Yu, 2010) 91

Figura 48.- Curvas Momento-Rotación para diferentes clases de vigas (Wilkinson, 1999) 93

Figura 49.- Curvas Momento-Rotación de acuerdo con las especificaciones ASCE41 del 2007, (Ayhan, 2010)..... 96

Figura 50.- Modelo 1, “Backbone curve” (Ayhan, 2010) 97

Figura 51.- Modelo 2 “Backbone curve”, (Ayhan, 2010) 98

Figura 52.- Modelo 1a “Backbone curve”, (Ayhan, 2010)..... 98

Figura 53.- Curva de fragilidad típica 103

Figura 54.- Niveles de daño en un sistema de curvas de fragilidad 107

Figura 55 Gráfica esfuerzo-deformación con punto de fluencia definido. (Yu, 2000) 112

Figura 56 Gráfica Esfuerzo-Deformación con punto de fluencia gradual (Yu, 2000)..... 112

Figura 57.- Curva de la evolución de la corrosión en el tiempo (CFSEI, 2007) 121

Figura 58.-Comparativo de eficiencia contra la corrosión entre el galvanizado y la pintura común (CFSEI, 2007)..... 121

Figura 59.- Nivel de electronegatividad de algunos metales (CFSEI, 2007) 122

Figura 60.- Forma y dimensiones de probetas estándar del material (ASTM A-375)..... 123

Figura 61.- Gráfica esfuerzo-deformación de probeta PS-1..... 123

Figura 62.- Gráfica Esfuerzo-Deformación de Probeta PS-2 124

Figura 63.- Gráfica Esfuerzo-Deformación de Probeta PS-3 124

Figura 64.- Gráfica Esfuerzo-Deformación de Stud S1 de 300 mm de longitud 126

Figura 65.- Gráfica Esfuerzo-Deformación de Stud S2 de 300 mm de longitud 127

Figura 66.- Gráfica Esfuerzo-Deformación de Stud S3 de 500 mm de longitud 128

Figura 67.- Gráfica Esfuerzo-Deformación de Stud S4 de 500 mm de longitud 129

Figura 68.- Gráfica Esfuerzo-Deformación de Stud S4 de 791 mm de longitud 130

Figura 69.- Gráfica Esfuerzo-Deformación de Stud S4 de 793 mm de longitud 131

Figura 70.- Marco con recubrimiento de poliestireno y marco sin recubrimiento en la prueba a carga lateral 133

Figura 71.- Anclaje tipo “Hold Down” 134

Figura 72.- Micrómetro de Control..... 134

Figura 73.- Desarrollo de la prueba experimental donde se muestra la flexión de los studs y la fractura del poliestireno..... 135

Figura 74.- Dimensiones de clips conectores en la prueba a compresión 137

Figura 75.- Arreglo de dispositivo en pruebas a compresión 138

Figura 76.- Modo de falla de clip S1 y su correspondiente curva carga-desplazamiento 139

Figura 77.- Modo de falla de clip S7 y su correspondiente curva carga-desplazamiento 139

Figura 78.- Modo de falla de clip S9 y su correspondiente curva carga-desplazamiento 139

Figura 79.- Modo de falla a cortante de clip T3 y grafica esfuerzo-deformación 141

Figura 80.- Modo de falla a cortante de clip S1 y grafica esfuerzo-deformación 141

Figura 81.- Modo de falla a cortante de clip T1b y grafica esfuerzo-deformación 141

Figura 82.-Ubicación de los rayos infrarrojos dentro del espectro electromagnético (Tecmoelec,2015) 143

Figura 83.- Diferentes usos de la termografía en la industria (Afinidad eléctrica, 2015).. 145

Figura 84.-Ensaye a tensión en probetas estándar 146

Figura 85.-Termografía en probetas a tensión..... 146

Figura 86.-Stud en la prueba a compresión axial 147

Figura 87.-Imágenes termográficas de stud a compresión axial 147

Figura 88.- Dispositivo móvil en forma de tijera para generar desplazamientos verticales (Soto, 2013) 152

Figura 89.- Vista en planta de la plataforma de simulación de hundimientos, (Soto, 2013) 152

Figura 90.- Esquema del sistema de trabajo de la plataforma metálica y dispositivo móvil en forma de tijera (Soto, 2013)..... 153

Figura 91.- Izquierda: esquema de estructuración del marco móvil, Derecha: marcos fijos en la plataforma de simulación 154

Figura 92.- Detalles del armado de la cimentación a base de zapatas y dados de concreto reforzado..... 154

Figura 93.- Columnas de acero estructural para soporte de marcos 155

Figura 94.- Izquierda: sistema de marcos fijos en la plataforma de simulación, Derecha: Sistema de marco móvil con actuador hidráulico 156

Figura 95.- Proceso de excavación para desplante de cimentación de la plataforma de simulación de hundimientos 157

Figura 96.- Estratigrafía del sitio de construcción de la plataforma..... 157

Figura 97.- Detalle del acero de refuerzo en zapatas de cimentación..... 158

Figura 98.- Construcción de columnas de concreto reforzado para soporte de estructura metálica..... 158

Figura 99.- Ensamble de la estructura metálica de la plataforma de simulación y montaje de la vivienda 159

Figura 100.- Esquema de la estructuración de studs y tracks en muros del prototipo de vivienda (Consulsteel, 2014) 164

Figura 101.- Sección transversal del muro con dimensiones incluyendo el poliestireno expandido (GBS, 2013)..... 164

Figura 102.- Detalles de corte y ensamblado del poliestireno expandido 165

Figura 103.- Estructuración típica en vanos de puertas y ventanas (Consulsteel, 2014) 166

Figura 104.- Estructuración típica de panel para losa de azotea (GBS, 2013)..... 166

Figura 105.- Contraventeo superior en el sistema de losas 167

Figura 106.- Sistema de anclaje al piso con elementos tipo hold-down (GBS, 2013) 167

Figura 107.- Estructuración del sistema de contravientos en muros (GBS, 2013) 168

Figura 108.- Conectores en ángulo para uniones muro-losa 169

Figura 109.- Estructura de acero rolado en frío montada sobre plataforma de simulación de hundimientos diferenciales 170

Figura 110.- Dispositivo móvil para la aplicación de desplazamientos verticales 170

Figura 111.- Plano de la construcción que muestra la ubicación del dispositivo móvil para la generación de hundimientos 171

Figura 112.- Izquierda: Inicio de la deformación del track inferior en la viga de carga. Derecha: Deformaciones en contravientos por carga aplicada..... 172

Figura 113.- Izquierda: Pandeo local por efectos de compresión en viga perimetral del sistema de losa. Derecha: Deformación de track inferior y falla del tornillo por esfuerzos de tensión 173

Figura 114.- Efecto de los esfuerzos de tensión y compresión en contravientos 174

Figura 115.- Izquierda: Deformación excesiva en track inferior e inicios de rotura del mismo. Derecha: Parte posterior de vivienda con esfuerzos de tensión y compresión en contravientos..... 174

Figura 116.- Izquierda: Desgarramiento de Track inferior y desprendimiento de tornillos de fijación. Derecha: Asentamiento de 80 mm produce esfuerzos de tensión en azotea 175

Figura 117.- Desplazamiento de 80 mm en parte frontal de la vivienda provoca esfuerzos de tensión en losa y muro en parte posterior de la vivienda 175

Figura 118.- Falla de sujeción por desgarramiento del track y desprendimiento de tornillos de fijación..... 176

Figura 119.- Plano de la construcción que muestra la ubicación del dispositivo móvil para la generación de hundimientos..... 177

Figura 120.- Anclajes tipo Hold-Down en studs de muro norte 178

Figura 121.- Izquierda: Vista lateral del punto de aplicación de los desplazamientos. Derecha: Vista frontal del punto de aplicación de desplazamientos 179

Figura 122.- Deformaciones en tracks inferiores cercanos al punto de desplazamiento . 180

Figura 123.- Izquierda: Inicia separación del poliestireno en la parte superior e inferior del muro. Derecha: Contravientos en diagonal soportando esfuerzos de tensión y compresión 180

Figura 124.- Izquierda: Fractura del poliestireno y deformación de track inferior en muro central. Derecha: Deformación de track inferior en muro lateral lado oriente de la construcción..... 181

Figura 125.- Izquierda: Incremento de la separación del muro de carga en la conexión muro-losa. Derecha: Deformación del track superior y desplazamiento de clips conectores 182

Figura 126.- Deformación excesiva en cerchas metálicas por esfuerzos de compresión 182

Figura 127.- Izquierda: Fractura del poliestireno e inicio de desgarre de track inferior. Derecha: Niveles de desplazamiento entre los muros central, oriente y poniente 183

Figura 128.- “Escalonamientos” en muros que conectan con el muro de carga..... 184

Figura 129.- Izquierda: Deformación del poliestireno y track en la parte superior de muro central. Derecha: Deformación en stud de muro lateral y separación de anclaje hold-down 184

Figura 130.- Izquierda: Falla general del muro en la unión con el sistema de losa. Derecha: Detalle de la falla del ángulo de conexión muro-losa por esfuerzos cortantes en tornillos 185

Figura 131.- Ensaye de probeta a tensión y su correspondiente esquema de esfuerzos y deformaciones en el modelo de simulación numérica 190

Figura 132.- Para un 12% del desarrollo de la simulación se observa el pandeo local en el alma del stud por medio de ondulaciones de la placa 191

Figura 133.- Para un 25% del desarrollo de la simulación se observa la concentración de esfuerzos en la parte central del stud y las deformaciones locales en el alma del perfil . 191

Figura 134.- Para un 100% del desarrollo de la simulación se observa el máximo nivel de esfuerzos en la parte central del stud provocado por el pandeo distorsional 192

Figura135. Resultados a carga lateral en pruebas realizadas por varios autores (Hernández et al, 2015)..... 193

Figura 136.- Curvas momento-rotación del pandeo local 196

Figura 137.- Curvas momento-rotación del pandeo distorsional..... 196

Figura 138.- Planta arquitectónica del prototipo de vivienda donde se efectúan las simulaciones de los hundimientos diferenciales 197

Figura 139.- Características de la curva momento-rotación asignada al modelo de simulación. (SAP 2000)..... 198

Figura 140.- Esquema de la estructura utilizada en el modelo de simulación numérica (SAP2000, 2008)..... 199

Figura 141.- asignación de los estados de carga para el modelo de simulación (SAP2000,2008)..... 200

Figura 142.- Configuración de los parámetros en el modelo de simulación correspondientes al análisis no lineal mediante la técnica del pull-down (SAP2000,2008) 200

Figura 143.- Estructuración del prototipo de vivienda indicándose la zona de estudio (SAP2000, 2008)..... 201

Figura 144.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 8 cm (SAP2000,2008)..... 202

Figura 145.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 11.6 cm (SAP2000, 2008)..... 202

Figura 146.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 15.60 cm (SAP2000,2008)..... 203

Figura 147.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 19.70 cm (SAP2000,2008)..... 203

Figura 148.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 20.10 cm (SAP2000,2008)..... 204

Figura 149.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 21.10 cm (SAP2000,2008)..... 204

Figura 150.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 21.15 cm (SAP2000,2008)..... 205

Figura 151.- Zona de estudio correspondiente a la segunda fase de la simulación (SAP2000,2008)..... 206

Figura 152.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 0.25 cm (SAP2000,2008)..... 207

Figura 153.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 3.51 cm (SAP2000,2008)..... 207

Figura 154.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 6.57 cm (SAP2000,2008)..... 208

Figura 155.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 11.39 cm (SAP2000,2008)..... 208

Figura 156.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 14.70 cm (SAP2000,2008)..... 209

Figura 157.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 17.80 cm (SAP2000,2008)..... 209

Figura 158.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 20.10 cm (SAP2000,2008)..... 210

Figura 159.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 22.80 cm (SAP2000,2008)..... 210

Figura 160.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 23.16 cm (SAP2000,2008)..... 211

Figura 161.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 23.72 cm (SAP2000,2008)..... 211

Figura 162.- Curva carga-desplazamiento para marcos con y sin poliestireno 216

Figura 162.- Falla de track inferior por desgarramiento del patín y esfuerzos de tensión y compresión en diagonales de contraventeo 216

Figura 163.- Curvas de fragilidad ante pull-down para marcos con poliestireno expandido 219

Figura 164.- Curvas de fragilidad ante pull-down para marcos con panel de yeso 219

Figura 165.- Curvas de fragilidad ante pull-down para marcos con silicato de calcio 220

Figura 166.- Curvas de fragilidad ante pull-down para marcos con panel OSB 220

Figura 167.- Falla de track inferior por desgarramiento del patín y esfuerzos de tensión y compresión en diagonales de contraventeo 221

Figura 168.- Esquema de deformaciones del muro lado sur de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su primera etapa. Se pueden observar los asentamientos diferenciales en el extremo del muro..... 222

Figura 169.- Esquema de deformaciones del muro lado sur de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su segunda etapa. Se pueden observar los asentamientos diferenciales en el extremo del muro..... 222

Figura 170.- Esquema de deformaciones del muro lado sur de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su tercera etapa. Se pueden observar los asentamientos diferenciales en el extremo del muro..... 222

Figura 171.- Esquema de deformaciones del muro lado sur de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su tercera etapa. Se pueden observar los asentamientos diferenciales en el extremo del muro..... 223

Figura 172.- Esquema de deformaciones del muro lado sur de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su tercera etapa. Se pueden observar los asentamientos diferenciales en el extremo del muro..... 223

Figura 173.- Esquema de deformaciones del muro lado sur de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su tercera etapa. Se pueden observar los asentamientos diferenciales en el extremo del muro..... 223

Figura 174.- Deformaciones máximas producidas en el muro norte de acuerdo con las mediciones topográficas realizadas durante la prueba experimental..... 224

Figura 175.- Daños en tracks inferiores de los muros central y oriente..... 225

Figura 176.- Esquema de deformaciones del muro lado sur de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su primera etapa. Se pueden observar los asentamientos diferenciales entre los extremos y la parte central del muro..... 226

Figura 177.- Esquema de deformaciones del muro lado sur de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su segunda etapa. Se puede observar los asentamientos diferenciales entre los extremos y la parte central del muro..... 226

Figura 178.- Esquema de deformaciones del muro lado sur de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su tercera etapa. Se puede observar los asentamientos diferenciales entre los extremos y la parte central del muro..... 226

Figura 179.- Esquema de deformaciones del muro lado poniente de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su primera etapa. Se puede observar los asentamientos diferenciales en el extremo izquierdo del muro 227

Figura 180.- Esquema de deformaciones del muro lado poniente de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su segunda etapa. Se puede observar los asentamientos diferenciales en el extremo izquierdo del muro 227

Figura 181.- Esquema de deformaciones del muro lado poniente de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su tercera etapa. Se puede observar los asentamientos diferenciales en el extremo izquierdo del muro 227

Figura 182.- Esquema de deformaciones del muro central de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su primera etapa. Se pueden observar los asentamientos diferenciales en el extremo izquierdo del muro 228

Figura 183.- Esquema de deformaciones del muro central de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su segunda etapa. Se puede observar los asentamientos diferenciales en el extremo izquierdo del muro 228

Figura 184.- Esquema de deformaciones del muro central de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su tercera etapa. Se puede observar los asentamientos diferenciales en el extremo izquierdo del muro 228

Figura 185.- Esquema de deformaciones del muro lado oriente de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su primera etapa. Se puede observar los asentamientos diferenciales en el extremo del muro..... 229

Figura 186.- Esquema de deformaciones del muro lado oriente de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su segunda etapa. Se pueden observar los asentamientos diferenciales en el extremo del muro..... 229

Figura 187.- Esquema de deformaciones del muro lado sur de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su tercera etapa. Se puede observar que el máximo nivel de asentamientos ocurre en uno de los extremos del muro 229

Figura 188.- Comportamiento de la parte inferior de los studs 576, 398, 147 y 148 de la fachada principal del modelo de simulación ante el efecto pull-down 231

Figura 189.- Comportamiento de la parte superior de los studs 576, 398, 147 y 148 de la fachada principal del modelo de simulación ante el efecto pull-down 232

Figura 190.- Comportamiento general de los studs de la fachada principal del modelo de simulación ante el efecto pull-down..... 232

Figura 191.- Comportamiento de la parte inferior de los studs 450, 447, 444 y 410 de la fachada lateral del modelo de simulación ante el efecto pull-down..... 233

Figura 192.- Comportamiento de la parte superior de los studs 450, 447, 444 y 410 de la fachada lateral del modelo de simulación ante el efecto pull-down..... 234

Figura 193.- Comportamiento general de los studs de fachada lateral del modelo de elementos finitos del prototipo de vivienda que se somete a hundimientos diferenciales, realizando un análisis estático no lineal con la técnica pull-down 235

Figura 194.- Comportamiento en conexión inferior de studs 501, 504, 507 y 510 de muro poniente 236

Figura 195.- Comportamiento en conexión inferior de studs 416,570, 383 y 413 de muro norte..... 236

Figura 196.- Comportamiento en conexión superior de studs 567, 564 y 561 de muro poniente 237

Figura 197.- Comportamiento en conexión inferior de studs 501, 504, 507 y 510 de muro poniente 237

Figura 198.- Comportamiento en conexión superior de studs 501, 504, 507 y 510 de muro poniente 238

Figura 199.- Comportamiento en conexión inferior de studs 501, 504, 507 y 510 de muro poniente 238

Figura 200.- Comportamiento en conexión superior de studs 525, 528, 531 y 534 de muro poniente 239

Figura 201.- Comportamiento en conexión inferior de studs 525, 528, 531 y 534 de muro poniente 239

Figura 202.- Comportamiento en conexión superior de studs 549, 552, 555 y 558 de muro oriente 240

Figura 203.- Comportamiento en conexión inferior de studs 549,552, 555 y 558 de muro poniente 240

Figura 204.- Para el caso del muro norte se puede observar que presenta un promedio de distorsión alrededor del 10% y que en general los elementos del muro alcanzan a desarrollar un 45% de su capacidad máxima 241

Figura 205.-Comportamiento general de los studs de muro poniente que corresponde con la simulacion numérica del modelo de prototipo de vivienda afectado por hundimientos diferenciales. Se realizó por medio de un análisis estático no lineal aplicando la técnica pull-down..... 242

Figura 206.- Comportamiento general de los studs de muro central que corresponde con la simulacion numerica del modelo de prototipo de vivienda afectado por hundimientos diferenciales. Se realizó por medio de un análisis estático no lineal aplicando la técnica pull-down..... 242

Figura 207.- Comportamiento general de los studs de muro oriente que corresponde con la simulación numérica del modelo de prototipo de vivienda afectado por hundimientos diferenciales. Se realizó por medio de un análisis estático no lineal aplicando la técnica pull-down..... 243

ACRÓNIMOS

LGSF	Light gauge Steel framing
AISC	American Institute of Steel Construction
AISI	American Iron and Steel Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTM	American Society for Testing and Material
ATC	Applied Technology Council
AWS	American Welding Society
CFESEI	Cold-Formed Steel Engineers Institute
FCAW	Flux Cored Arc Welding
FEM	Finite Element Method
FEMA	Federal Emergency Management Agency
FSM	Finite Strip Method
GMAW	Gas Metal Arc Welding
InSAR	Interferometric Synthetic Aperture Radar
LVDT	Linear Variable Differential Transformer

RESUMEN

La subsidencia es un fenómeno que se presenta por medio de un asentamiento o hundimiento vertical de una masa de suelo y que se manifiesta a nivel de la superficie de la tierra. Puede presentarse por diferentes causas, como zonas expuestas a minas subterráneas, extracción de fluidos del subsuelo, inundaciones y obras de construcción, entre otras. La subsidencia debido a la extracción de agua subterránea es un problema que actualmente se presenta en varias ciudades alrededor del mundo. Particularmente en la República Mexicana, diferentes ciudades del centro del país son afectadas por este fenómeno que provoca asentamientos diferenciales causando daños estructurales a un gran número de viviendas, cuyo sistema constructivo es a base de estructuras de concreto y mampostería. Por la rigidez de estos materiales no tienen un adecuado desempeño más allá de ciertos niveles de distorsión angular. En el presente trabajo se evalúa la viabilidad técnica de aplicar los sistemas constructivo-estructurales a base de elementos de acero rolado en frío de pared delgada (LGSF) y paneles estructurales aligerados, como una alternativa para la construcción de viviendas localizadas sobre zonas inestables, como las producidas por hundimientos y fracturamientos del suelo. Por medio de una estructura a escala real con el sistema LGSF, montada sobre una plataforma de simulación de hundimientos se evalúa el comportamiento estructural del sistema ante asentamientos diferenciales. Bajo las mismas condiciones de asentamientos en la estructura real, se realiza un modelo de simulación numérica con el fin de comparar los resultados. En ambos casos el sistema constructivo presenta características mecánicas importantes que lo hacen adecuado para soportar desplazamientos verticales significativos sin llegar a la falla.

Subsidencia, acero rolado en frío, caracterización experimental, simulación numérica.

ABSTRACT

Subsidence is a phenomenon that occurs by a settlement or vertical displacement of soil mass and which manifests at the surface of the earth. It can occur for various reasons, such as areas exposed to underground mines, subsurface fluids extraction, floods and construction work, among others. Subsidence due to groundwater withdrawal is a problem that currently occurs in several cities around the world. Particularly in the Mexican Republic, different cities of central Mexico are affected by this phenomenon that causes differential settlements causing structural damages to a great number of dwellings whose construction system is based on concrete structures and masonry. By the rigidity of these materials do not have adequate performance beyond certain levels of angular distortion. In this study the technical feasibility of applying structural constructive systems based on thin-walled cold formed steel elements (LGSF) and lightweight structural panels, is evaluated as an alternative for the construction of dwellings located on unstable areas as produced by the soil subsidence and fracturing. Through a full scale structure with LGSF system, mounted on a subsidence simulation platform, the structural behavior of the system to differential settlement is assessed. Under the same conditions of settlements in the actual structure, numerical simulation model to compare the results is performed. In both cases the construction system has important mechanical properties that make it suitable to bear significant vertical movements without reaching fails.

Subsidence, cold-formed steel, experimental characterization, numerical simulation



CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1 INTRODUCCIÓN

La subsidencia es un fenómeno que puede presentarse por medio de un asentamiento gradual o por medio de un hundimiento vertical repentino de una masa de suelo, que se manifiesta a nivel de la superficie de la tierra. La subsidencia puede presentarse por diferentes condiciones y causas, como zonas expuestas a minas subterráneas, extracción de fluidos del subsuelo, inundaciones y obras de construcción, entre otras. Una consecuencia de la subsidencia es el agrietamiento del suelo el cual aunado a otros factores como el relieve del basamento rocoso, las pendientes y las condiciones generales del subsuelo, ocasiona que se presenten asentamientos diferenciales en ambos lados de las grietas. Debido a estos desplazamientos diferenciales se generan fisuras en elementos estructurales afectando una gran cantidad viviendas, edificios, naves industriales, instalaciones subterráneas e infraestructura vial y urbana. El tema central de este estudio se basa en la problemática que surge por las afectaciones a las viviendas causadas por los hundimientos diferenciales que ocurren en ambos lados de las grietas. Los desniveles en la superficie del suelo generan grandes daños tanto a las construcciones como a la infraestructura vial y carretera. La gran mayoría de las viviendas de la región utilizan sistemas de construcción muy similares basados en una cimentación corrida de piedra sobre la cual descansan los muros de carga generalmente de mampostería ya sea de tabique de barro, block de concreto, tabicón, tabique extruido, etc. Los cuales se construyen confinados en castillos y cadenas, o bien son muros reforzados interiormente. En cualquier caso pueden soportar losas de concreto reforzado o sistemas de vigueta y bovedilla. Estos materiales tradicionalmente utilizados para la construcción de viviendas presentan un bajo desempeño ante asentamientos diferenciales, provocando la falla de los elementos ante mínimos movimientos. De acuerdo con información del gobierno del estado (SIFAGG, 2014), actualmente se tienen detectadas 66 grietas que en total alcanzan una longitud lineal de 83,545 metros afectando un total de 1438 inmuebles solamente en el área correspondiente al municipio de Aguascalientes. En todo el estado los inmuebles dañados ascienden a 1865 unidades.

Los muros de mampostería sea reforzada o no, tienen un gran desempeño ante los esfuerzos de compresión, siendo esta propiedad la principal fortaleza del material, pero ante esfuerzos de tensión prácticamente su resistencia es nula, razón por la cual ante hundimientos diferenciales del terreno, inmediatamente el material llega a la falla

generando con esto la inestabilidad de la estructura y la necesidad de practicar algún tipo de reparación. En el caso de los elementos tales como cadenas, castillos y losas, al ser reforzados pueden absorber con mejor comportamiento los hundimientos diferenciales que se generen en la estructura, pero debido a la rigidez de los materiales y considerando un hundimiento paulatino del suelo, estos elementos estructurales invariablemente llegan a la falla y por consiguiente se requiere realizar algún tipo de reparación para su reconstrucción.

Una solución a este problema es hacer uso de nuevos materiales y técnicas de construcción que ayuden a que las edificaciones tengan un mejor desempeño ante los hundimientos diferenciales que se generan en la proximidad de grietas y fallas. El sistema que se propone consiste en utilizar elementos de acero rolado en frío y paneles prefabricados de diversos materiales como el sistema Light Gauge Steel Framing (LGSF). En caso de poder aplicar estas nuevas técnicas de construcción, se estará en condiciones de aprovechar una gran cantidad de espacios que actualmente se encuentran sin uso, debido en primer lugar, a la gran cantidad de casas dañadas, y en segundo lugar a que la reglamentación local, actualmente no permite la construcción de casas-habitación en sitios afectados por agrietamientos del suelo, incluso en lugares cercanos o próximos a los mismos, lo que repercute en muchos espacios urbanos sin uso.

En el presente trabajo se determina la viabilidad técnica de aplicar los sistemas constructivo-estructurales a base de perfiles de acero rolado en frío de pared delgada (LGSF) y paneles estructurales aligerados, como una alternativa para la construcción de viviendas localizadas sobre zonas inestables, como las producidas por estos hundimientos y fracturamientos del suelo.

El sistema de construcción LGSF (Light Gauge Steel Framing) es un sistema estructural basado en el uso y la aplicación de perfiles de acero galvanizado conformados en frío trabajando en colaboración con paneles estructurales aligerados los cuales pueden fabricarse con diferentes materiales. La característica principal de estos perfiles es que son formados en frío, para lo cual, hojas de acero previamente cortadas a las dimensiones necesarias se hacen pasar por una serie de rodillos para determinar la forma final de los perfiles, los cuales son muy ligeros, ya que tienen apenas unos cuantos milímetros en su espesor. Por otra parte, el comportamiento mecánico de la estructura es excelente ya que el acero es uno de los materiales de construcción que tiene la mejor

relación resistencia/peso lo que favorece la construcción con elementos esbeltos con gran capacidad, además, este material permite grandes deformaciones sin llegar al colapso inmediato.

Con el objetivo de evaluar el comportamiento de estructuras afectadas por la subsidencia se llevó a cabo la construcción de una plataforma de simulación de hundimientos diferenciales, la cual se compone de una serie de columnas cortas y vigas en forma de módulos estándar de soporte intercambiables para lograr diferentes arreglos y geometrías de acuerdo con la distribución en planta de la estructura a ensayar. Sobre la mesa de simulación se construye un prototipo de vivienda a escala real estructurada con elementos de acero rolado en frío y panel de poliestireno expandido. Para lograr el efecto de asentamiento diferencial se utiliza un dispositivo móvil que sostiene un actuador hidráulico el cual realiza el desplazamiento vertical hacia abajo de una parte de la estructura simulando el efecto de subsidencia.

1.1 ANTECEDENTES

El fenómeno de subsidencia es un problema que ha existido desde hace mucho tiempo, y que se ha presentado en diferentes regiones alrededor del mundo, pero no se tomó en cuenta sino hasta hace algunas décadas en las que se ha percibido el considerable aumento de la población, el incremento en los niveles de vida y las afectaciones que este fenómeno ha causado. Desde un punto de vista de la ingeniería geotécnica la subsidencia puede ser clasificada basada en su origen y se puede decir que algunos tipos de subsidencia son naturales y otros causados por el hombre. Entre las causas naturales se puede mencionar las relacionadas con plegamientos, fallas geológicas, vulcanismo, deriva continental, etc. Entre las causas provocadas por el hombre está la relacionada con obras de construcción, la extracción de minerales, petróleo, gas natural, agua subterránea, etc. El caso que nos ocupa y que es común en varias ciudades de la parte central de nuestro país es la subsidencia provocada por la extracción de agua subterránea. Desde principios de la década de los años ochenta el fenómeno de agrietamiento se comenzó a estudiar en Aguascalientes, cuando se observó en esta Ciudad y en diversos lugares cercanos como Jesús María, Puertecito de la Virgen, Paso blanco, Ciudad de los Niños y El Chicalote la aparición de las primeras grietas sobre la superficie de la tierra con prácticamente ningún desfase entre ambos lados de la fisura. Durante el año de

1985 se realizaron los primeros registros cartografiados de las grietas existentes en aquella época, contándose solo unas cuantas grietas de poca longitud.

La subsidencia y el agrietamiento del suelo es un problema que también está afectando a otras ciudades de la República Mexicana como: Querétaro, Celaya, San Luis Potosí, Morelia, Abasolo, Silao e Irapuato. De acuerdo con estudios realizados por diversos investigadores se considera que el valle de Aguascalientes corresponde a una estructura tectónica de orientación N-S conocida como el graben de Aguascalientes, sobre el cual existen depósitos sedimentarios poco consolidados cuyos espesores van desde los 200 hasta los 600 metros, (Arroyo, 2003), (Arroyo, 2004), (Rojas, 2002), y (Zermeño, 2004). Estos depósitos sedimentarios pueden ser afectados al abatirse los niveles freáticos resultado de una sobreexplotación del agua subterránea. Al extraer el agua del subsuelo se genera un incremento en los esfuerzos efectivos en la masa de suelo sobre el nivel freático, provocando el reacomodo de las partículas y por consiguiente la consolidación de los estratos. Esta consolidación del suelo a diferentes profundidades y en diferentes condiciones produce irregulares hundimientos, generando esfuerzos de tensión los cuales determinan la aparición de grietas en la superficie de la tierra.

1.2 OBJETIVO GENERAL

El objetivo general del presente trabajo es el de evaluar la viabilidad técnica de aplicar los sistemas constructivo-estructurales a base de elementos de acero rolado en frío de pared delgada (light gauge steel framing) para la construcción de estructuras que se puedan realizar en zonas afectadas por agrietamientos del suelo asociadas al fenómeno de subsidencia.

1.3 OBJETIVOS PARTICULARES

- Determinar las características, propiedades físicas y mecánicas del material que se utiliza para la fabricación de los elementos que se utilizan en la construcción de estructuras más complejas como marcos, armaduras y el prototipo de vivienda a escala real.
- Revisar el comportamiento mecánico y las características de deformación de diferentes elementos de acero rolado en frío de pared delgada sometidos a esfuerzos de compresión y flexión.

- TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS
- Revisar el comportamiento mecánico ante carga lateral de marcos de acero rolado en frío de pared delgada, utilizando como recubrimiento un panel de poliestireno expandido. Comparar los resultados con aquellos obtenidos por otros investigadores que utilizaron otro tipo de materiales tales como silicato de calcio, yeso, madera OSB y lámina de acero.
 - Evaluar el desempeño estructural de un prototipo de vivienda a escala real ante distorsiones angulares causadas por asentamientos diferenciales simulando el efecto de subsidencia.
 - Analizar el comportamiento mecánico de cada uno de los elementos que integran la construcción y revisar aquellos que han llegado a la falla así como aquellos que no lo han hecho para determinar el porcentaje de resistencia alcanzado y estar en condiciones de establecer si puede seguir trabajando en la estructura.

1.4 METODOLOGÍA

La metodología aplicada en el presente trabajo está basada en gran parte en la experimentación de diferentes elementos y estructuras con el fin de determinar las características de comportamiento ante las cargas y efectos aplicados.

- Por medio de pruebas de laboratorio a probetas estándar de acuerdo con la norma ASTM A -370 determinar las características y propiedades mecánicas del acero utilizado para la fabricación de los diferentes elementos que se aplican en la construcción de las estructuras estudiadas.
- Con el fin de conocer el comportamiento y las diferentes formas de pandeo de los elementos ante compresión axial llevar a cabo pruebas de laboratorio en elementos Studs, con una sección transversal constante y en diferentes longitudes.
- A fin de determinar y conocer mejor el comportamiento a esfuerzos de flexión, llevar a cabo pruebas de laboratorio en vigas de sección compuesta formadas por dos perfiles de sección canal con borde rígido.
- Para determinar el comportamiento estructural ante cargas laterales de marcos formados con elementos de acero rolado en frío de pared delgada realizar pruebas

experimentales con este tipo de estructuras. Comparar los resultados con los obtenidos por otros investigadores.

- Evaluar el desempeño estructural de armaduras ante cargas verticales con el objetivo de revisar el grado de resistencia alcanzado de cada uno de los diferentes elementos que la forman.
- Diseñar y Supervisar, con el apoyo de estudiantes de maestría, la construcción de la cimentación para alojar la mesa de simulación de asentamientos la cual consiste de una estructura metálica modular que sirve de soporte para alojar el prototipo de vivienda a escala real construida sobre la misma. Por medio de un dispositivo móvil adaptado a la estructura metálica se aloja un actuador y a través de un sistema hidráulico se generan los desplazamientos verticales en la estructura.
- Construir un prototipo de vivienda a escala real utilizando módulos estándar de marcos de acero rolado en frío con recubrimiento de poliestireno expandido tanto en muros como en losa. Construir la estructura considerando las especificaciones para acero rolado en frío tanto para el ensamblaje de los muros entre sí, como para la fijación de la estructura al piso por medio de los anclajes tipo hold down, contravientos, dinteles, placas de unión, etc.
- Por medio del programa SAP2000 realizar una simulación numérica tanto de las estructuras aisladas como de la estructura completa a fin de comparar los resultados obtenidos con los resultados experimentales. Determinar la capacidad de cada uno de los elementos afectados y el porcentaje de resistencia alcanzado.

1.5 ESTRUCTURA DE LA TESIS

CAPÍTULO 1

En este capítulo se presenta una descripción general del trabajo de investigación, el planteamiento del problema, los antecedentes que le dan origen. Se define el tema de estudio así como los alcances del mismo y los objetivos generales y particulares de la tesis. Se detalla la metodología desarrollada en este trabajo.

CAPÍTULO 2

En este capítulo se describe el estado del conocimiento sobre los temas relacionados con el trabajo de tesis entre los que se mencionan los siguientes: la subsidencia en la República Mexicana y en diferentes partes del mundo, subsidencia y agrietamiento en la Aguascalientes y la región. De la misma forma se trata el tema del acero rolado en frío, sus características, propiedades y los principales usos que actualmente tiene este material en la construcción de estructuras aplicadas en viviendas unifamiliares. Se tratan también los temas del análisis estructural relacionado con las curvas momento rotación y de la misma forma se trata el tema de la vulnerabilidad de las estructuras de acero rolado en frío por medio del estudio de las curvas de fragilidad. Se revisa también el comportamiento de marcos de acero rolado en frío ante cargas laterales.

CAPÍTULO 3

En el capítulo 3 se hace una revisión sobre todo lo relacionado con la etapa experimental que se llevó a cabo en las probetas estándar del material a esfuerzos de tensión, las pruebas experimentales a compresión axial que se realizaron en studs, así como las pruebas a flexión para determinar las curvas momento rotación de perfiles de sección compuesta, las pruebas de laboratorio practicadas a marcos de acero rolado en frío con recubrimiento de poliestireno expandido ante carga lateral, la experimentación en armaduras de acero rolado en frío y la etapa experimental del prototipo de vivienda a escala real ante desplazamientos verticales en diferentes puntos de la estructura simulando el efecto de subsidencia.

CAPÍTULO 4

En el presente capítulo se aborda lo relacionado con la plataforma de simulación de hundimientos, el proceso constructivo, sus características principales, la estructuración y

forma de trabajo. Se detallan también las características del dispositivo móvil para la simulación de hundimientos por medio de actuadores hidráulicos, y el procedimiento para generarlos.

CAPÍTULO 5

En este capítulo se trata todo lo relacionado con la etapa experimental del prototipo de vivienda a escala real. Se da una descripción general de la estructuración de la vivienda de los diferentes elementos que la conforman tanto en muros como en techo. Los sistemas de anclaje y fijación que presenta. Las diferentes etapas de carga durante la prueba. Los puntos o zonas donde se efectuaron las pruebas así como los daños ocurridos en cada una de las etapas de prueba. Se menciona también lo relacionado con la instrumentación de la vivienda y de los equipos utilizados para la realización de las mediciones durante las etapas de prueba. Se muestran los resultados obtenidos durante la etapa experimental.

CAPÍTULO 6

Se trata en este capítulo todo lo relacionado con la etapa de simulación numérica de diferentes elementos tales como las probetas estándar en esfuerzos de tensión, los elementos aislados como studs en cargas de compresión axial, los marcos estructurales ante carga lateral y la estructura a escala real de la vivienda ante el efecto pull-down. Se estudia el tema de las curvas momento-rotación para elementos de acero rolado en frío de pared delgada con sección canal con borde rígido.

CAPÍTULO 7

En este capítulo se lleva a cabo la discusión de los resultados de todas las etapas experimentales tanto de las probetas estándar como de los studs así como de la estructura a escala real, de la misma forma se analizan los resultados encontrados en la simulación numérica de la vivienda ante el efecto pull-down y de los marcos a carga lateral

CAPÍTULO 8

Finalmente en este capítulo se establecen las conclusiones del trabajo de investigación.



2 ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1 SUBSIDENCIA

La subsidencia es un fenómeno geológico que se presenta por medio de un asentamiento gradual o hundimiento vertical repentino de una masa de suelo que se manifiesta en la superficie de la tierra. A decir de los expertos este fenómeno es un problema que ha existido desde hace mucho tiempo, pero no se tomó en cuenta sino hasta que debido al considerable aumento de la población y por consiguiente el incremento en los niveles de vida este fenómeno empezó a afectar las condiciones de habitabilidad de los seres humanos. La subsidencia puede presentarse por diferentes condiciones y causas, como zonas expuestas a minas subterráneas, extracción de fluidos del subsuelo, inundaciones, obras de construcción, flujos de agua subterránea, etc. (figura 1).



Figura 1.- Hundimiento de una gran porción de suelo causado por la disolución de materiales a profundidad (El Universal, 2007)

El término de SUBSIDENCIA fue utilizado por primera vez en geología en 1853. El Instituto Americano de Geología, describe la subsidencia como:

a).- Un movimiento de masa local que envuelve principalmente el gradual asentamiento vertical o hundimiento de la superficie sólida de la tierra con poco o ningún movimiento horizontal.

b).- El hundimiento de una gran parte de la corteza de la tierra debido a movimientos tectónicos.

Desde un punto de vista de la ingeniería geotécnica, la subsidencia puede ser clasificada basada en su origen, mecanismos de carga – deformación y/o apariencia del movimiento de la superficie. En general se puede decir que, algunos tipos de subsidencia son naturales y otras son causadas por el hombre.

Prokopovich (1978) propuso una clasificación de la subsidencia en dos grandes grupos:

Subsidencia Endogénica.- Es relacionada a procesos que esencialmente se originaron con el planeta. Tal subsidencia, podrá ser además, subdividida basada en los procesos causales de la misma, relacionada con plegamientos, fallas, vulcanismo, deriva continental, etc.

Subsidencia Exogénica.- Es relacionada a procesos que se originaron cerca de la superficie de la tierra, incluyendo la actividad humana. De acuerdo con Fang (1997), la subsidencia exogénica es básicamente una expresión superficial de la consolidación de depósitos a profundidad debido a procesos naturales o inducidos por el hombre.

Esta subsidencia exogénica puede ser subdividida en:

- 1.- Subsidencia relacionada a la remoción de sólidos tal como la subsidencia debida a la minería, etc.
- 2.- Subsidencia relacionada con un incremento de la carga y la consolidación de las capas de suelo debido a la expulsión de agua, gas, vapor, petróleo, etc.

Más recientemente Arzate (2006) ha definido la subsidencia como un fenómeno que tiene lugar debido a la extracción de sólidos o fluidos del subsuelo que se manifiesta en la compactación paulatina o súbita de la masa de suelo de la cual se extraen estos. El fenómeno de subsidencia se observa frecuentemente en zonas donde existen cuencas sedimentarias debido a la extracción de grandes volúmenes de agua subterránea.

Frecuentemente estos hundimientos generan fracturas, fisuras o grietas que dañan todo tipo de infraestructura urbana.

2.2 TIPOS DE SUBSIDENCIA

De acuerdo con Allen (1984) la subsidencia se produce en relación con las diferentes causas que la originan, las cuales pueden ser las siguientes:

2.2.1 Subsidencia por disolución de materiales

Diversos materiales solubles que componen la estructura terrestre pueden ser asociados con la subsidencia del suelo, tales como los depósitos de sal, depósitos de yeso y rocas carbonatadas. Estos materiales solubles juegan un papel importante en el desarrollo de superficies de subsidencia y depende en parte del grado de solubilidad y de otras características físicas (Allen, 1984).

Depósitos de sal

Aunque se considera que las rocas de sal son uno de los componentes más solubles en comparación con otros materiales que componen la corteza terrestre, la presencia de capas de este material bajo la superficie poco se ha asociado a eventos de subsidencia, principalmente porque estos depósitos están limitados geográficamente y además estos depósitos generalmente se encuentran a una profundidad considerable. (Allen 1984). Las rocas compuestas principalmente de cloruro de sodio son unos de los materiales, más comúnmente conocidos como materiales solubles. Algunos ejemplos relacionados con la subsidencia debido a estas causas son los siguientes:

En la cuenca de Michigan, en la cuenca de Delaware en el oeste de Texas y sureste de Nuevo México, se ha reportado el colapso de brechas por disolución a lo largo de depósitos de sal subyacentes. Por otra parte en el estado de Kansas en donde depósitos de sal aún existen a profundidades de 90 a 120 m, se tiene documentado un evento de subsidencia en donde se generó un cráter profundo de 60 metros de diámetro. (Fang, 1997). En Cheshire, Inglaterra también se tiene documentado un evento de subsidencia por disolución de sal bajo el suelo de magnitud considerable que causó daños a construcciones en la superficie.

Depósitos de yeso

El yeso es una especie de roca mineral soluble que básicamente reacciona ante el flujo de agua. Algunos casos de subsidencia por esta causa se han registrado en Nuevo México, Wyoming y Texas. Además del colapso y hundimiento de depósitos relativamente de yeso puro, la subsidencia puede ser asociada con rocas y suelos que contienen menor cantidad de yeso. Klein describió la existencia de varios tipos de yeso en una parte muy árida del valle de San Joaquín, en California. A lo largo de los márgenes de lagos superficiales se encontraron acumulaciones florecientes de yeso que se cree fueron responsables de daños a canales y terraplenes. La presencia de pequeñas cantidades de yeso (1 a 3 %) parece ser un indicador general de suelos húmedos en el valle de San Joaquín, California, que son susceptibles a la subsidencia, pero aun así el papel de este material es controvertido. Se cree que la presencia de yeso contribuye a la floculación de partículas de arcilla influenciando en el tamaño y la cantidad de espacios de poros e influye en la baja densidad de esos depósitos con la presencia de aire atrapado. Sugiere que esas partículas de yeso actúan como un agente cementante pero soluble fácilmente, creando espacios ínter granulares, (Allen, 1984).

Rocas carbonatadas

Otro tipo de material lo son las rocas con compuestos de carbón principalmente. Este tipo de rocas son responsables, de acuerdo con estudios realizados en los Estados Unidos, de la mayor incidencia del fenómeno de subsidencia relacionada con la disolución, no por su grado de solubilidad sino por su gran distribución geográfica. La incidencia del desarrollo de hundimientos puede incrementarse cuando las condiciones de equilibrio son alteradas por construcciones u operaciones de minería, particularmente aquellos que alteran los niveles de agua subterránea. El colapso de la superficie del suelo puede presentarse de repente pero es la culminación de una secuencia de procesos iniciando con el desarrollo de aberturas de disolución en la roca. De acuerdo con Allen (1984) se han reportado casos de subsidencia por esta causa en los estados de Alabama y Missouri en los Estados Unidos. La interconexión de sistemas de canales desarrollado en mucho tiempo y que aún persisten, que se debe a la combinación de la baja velocidad de disolución de rocas carbonatadas y su alto esfuerzo a la compresión, el cual mantiene la integridad del sistema de cavidades. Subsecuentemente materiales no consolidados pueden ser lentamente removidos dentro de los sistemas de cavidades de la roca, los espacios

resultantes pueden continuar creciendo hasta que la cubierta restante se torna más delgada para soportar la superficie y sobreviene el colapso del área. (Allen 1984).

2.2.2 Subsistencia por movimientos tectónicos.

Los movimientos tectónicos incluyen deslizamientos y sismos tectónicos. El deslizamiento tectónico es un desplazamiento aparente continuo a lo largo de la falla en una velocidad lenta pero variable, usualmente no acompañada de sismos observables. Los sismos tectónicos son asociados con fallas activas y otros procesos estructurales. La subsidencia puede ser iniciada por sismos y vibraciones en la corteza terrestre. Fallas geológicamente activas, deben ser constantemente monitoreadas para determinar la velocidad del movimiento en orden para compensar por algún desplazamiento futuro. Un caso relacionado con este tipo de subsidencia ocurrió en Chile en 1966 donde se reportó subsidencia de 1 a 1.5 m que afectó una área considerable de la costa, (Allen, 1984).

2.2.3 Subsistencia por consolidación del suelo.

Una causa común de subsidencia del suelo es la reducción de volumen de depósitos sedimentarios de baja densidad, que acompaña el proceso de compactación, en el cual las partículas se comprimen y la cantidad de espacios intergranulares se reduce. La consolidación de la masa de suelo puede ser por diferentes causas como carga, vibración, extracción de fluidos y puede ocurrir por causas naturales como por causas producidas por el hombre.

2.2.3.1 Carga

Esta condición es considerada cuando material sedimentario de grano fino se acumula rápidamente en una zona generando una sobrecarga en la misma. Según Allen (1984), en el delta del río Mississippi se acumulan miles de toneladas de sedimentos y de acuerdo con investigaciones que se hicieron en esa zona detectaron que el nivel de los depósitos de material descendió 6 m por esta causa.

2.2.3.2 Vibración

Materiales de origen sedimentario pueden sufrir el proceso de consolidación por efectos de la vibración bajo condiciones naturales como las producidas por los sismos. Algunos

edificios o construcciones pueden sufrir asentamientos globales o diferenciales en respuesta a vibraciones sísmicas.

2.2.3.3 Hidrocompactación

Ciertos materiales de baja densidad depositados en áreas de poca precipitación pueden presentar asentamientos significativos cuando estos materiales llegan a saturarse de agua por alguna condición de inundación o irrigación y de acuerdo con (Allen 1984), puede llegar a producirse subsidencia de 1 a 5 metros.

2.2.3.4 Extracción de petróleo y gas

Los tres tipos de extracción de fluidos efectuados por el hombre que han causado subsidencia bajo condiciones geológicas favorables son:

- La extracción de petróleo y gas.
- La extracción de agua caliente o vapor.
- La extracción de agua subterránea.

Cada uno de estos tipos de extracción ha producido máxima subsidencia del mismo orden de magnitud. Por ejemplo el caso más conocido relacionado con la subsidencia de los campos de petróleo es el campo petrolero de Wilmington en el condado de Los Ángeles, California donde se ha experimentado una subsidencia que alcanzó los 9 metros; la extracción de agua caliente por fuerza geotérmica en Wairakei, Nueva Zelanda ha producido 6-7 metros de subsidencia y la extracción de agua subterránea ha producido más de 9 metros de subsidencia en la Ciudad de México, y también la misma cantidad de metros en el valle de san Joaquín en California, EE.UU. La subsidencia debido a la extracción de agua ha sido un problema común en diferentes partes del mundo en las últimas décadas. En áreas donde la cantidad de agua natural superficial disponible es limitada, o por otro lado el incremento industrial y municipal necesita o debe hacer frente, la única solución se encuentra en la extracción de agua de los acuíferos.

2.2.3.5 Extracción de agua subterránea

A nivel mundial se tienen registrados diferentes casos de subsidencia debido a la extracción de agua subterránea. Entre los casos más conocidos están los Estados Unidos, Tailandia, Japón, Italia y México, entre otros. Entre los más representativos de estos países se encuentran los siguientes casos.

Subsidencia en los Estados Unidos

Arizona

En este estado de la unión americana se tiene documentado valores de subsidencia en diferentes áreas de varias decenas de centímetros. De 1967 a 1976 se registró una subsidencia de más de 0.90 m de desplazamiento vertical (Allen, 1984). En ese mismo periodo de tiempo se registró una subsidencia de 0.65 m en la cuenca de Sta. Cruz.

Valle de San Joaquín en California

En diferentes zonas del estado de California se ha presentado el fenómeno de subsidencia y los máximos valores se han observado en el Valle de San Joaquín en donde se han detectado valores de hundimiento cercanos a los 9 metros. (Poland, 1984)

Valle de Santa Clara en California

La subsidencia en esta área alcanzó los 1.60 m hasta 1938 y según los investigadores para el año de 1970 se tenía un registro cercano a los 4 m (Poland, 1984).

Área de Houston-Galveston en Texas

El fenómeno de subsidencia en esta región afectó directamente a la ciudad de Houston, en donde se registraron valores de desplazamiento vertical del orden de 0.61 m entre el año 1906 y 1973, mientras que en otros lugares como Pasadena, Baytown y Texas City se registraron descensos máximos de 2.75, 2.45 y 1.70 metros respectivamente. (Gabrysch, 1984), (Figura 2).



Figura 2.-Mapa de los Estados Unidos de América que muestra las zonas afectadas por subsidencia debido a la extracción de agua subterránea (Poland, 1984).

Subsidencia en Tailandia

Bangkok

Durante algunas décadas esta ciudad sufrió el problema severo de la subsidencia debido a los grandes volúmenes de extracción de agua subterránea. Entre los años 1957 y 1967 se registró un desplazamiento vertical de 0.90 m. Para el año de 1986 se registró un valor de subsidencia promedio de 0.07 m. En el Campus del Instituto Tecnológico de Asia se midió una tasa de asiento promedio de 2.39 cm/año para el año de 1984 (Yamamoto, 1984).

Subsidencia en Japón.

Los primeros estudios científicos sobre la subsidencia datan de 1900 en Tokio y de 1930 en Osaka. La causa de la subsidencia en Japón es la extracción de agua del subsuelo. El número de sitios que han experimentado la subsidencia en Japón creció sin parar desde principios de siglo hasta los años ochenta llegando a completar 60. Desde 1892 a 1968 se midió en Tokio una subsidencia máxima de más de 4 m y mínima de 1 m. Desde 1938 hasta 1975 el terreno descendió 3 m en el distrito de Koto. En Osaka se midió una subsidencia de 2.20 m entre 1930 y 1986. Actualmente el fenómeno de subsidencia se ha controlado debido a que se establecieron leyes y reglamentos para regular la extracción de agua subterránea. (Yamamoto, 1984).

Subsidencia en Italia

El fenómeno de subsidencia comenzó a interesar en Italia alrededor del año 1960. Los dos lugares de Italia donde el fenómeno de la subsidencia ha sido mejor estudiado, son Venecia y Ravena. Para el caso de Venecia el descenso de la superficie del suelo fue de 0.035 m entre 1900 y 1935 y de 0.068 m entre 1935 y 1952 y de 0.12 m entre 1952 y 1972. Par el caso de Ravena, esta sufrió una subsidencia generalizada después de la segunda guerra mundial que fue aumentando progresivamente hasta los años setenta. El asentamiento máximo en promedio para esta zona fue de 1.20 m durante el periodo entre 1953 y 1990. (Poland et al 1984).

Subsistencia y agrietamiento en la República Mexicana

La subsidencia causada por la extracción de agua subterránea es un fenómeno que en los últimos años se ha presentado en la región central de la República Mexicana. Una característica común de estas zonas es que corresponde con valles formados por depósitos aluviales, lacustres o vulcano-sedimentarios, en donde se tiene una intensa explotación del agua subterránea para fines agrícola, industrial y municipal. Algunas ciudades con estas condiciones en donde se han reportado agrietamientos son Aguascalientes, Celaya, Querétaro, Abasco, Morelia, Silao, Irapuato, Salamanca, Zapopan y San Luis Potosí, (Figuroa, 1984), (Aguirre et al., 2000). En la figura 3 se presentan las ciudades con problemas de subsidencia en diferentes magnitudes.

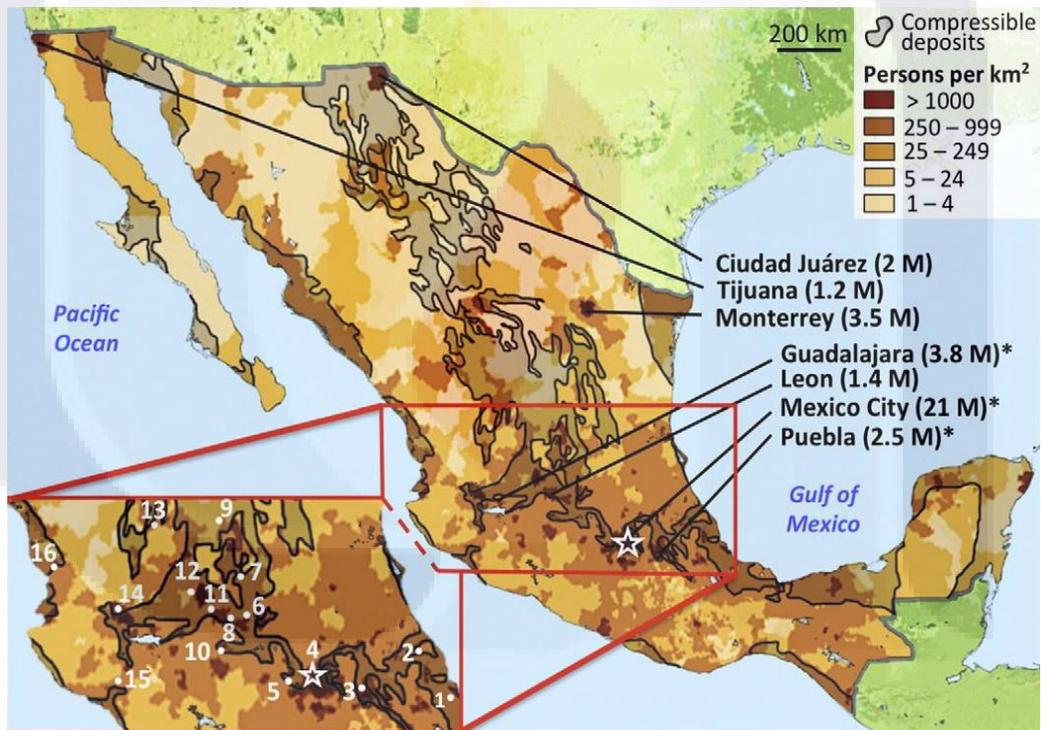


Figura 3.- Mapa de la República Mexicana mostrando zonas afectadas por subsidencia detectadas y medidas por medio de imágenes de satélite utilizando la técnica InSAR. El recuadro de la izquierda corresponde con la parte central del país. Los puntos blancos indican las ciudades que presentan problemas de subsidencia. 1=Veracruz, 2=Jalapa, 3= Puebla, 4= Cd. México, 5= Toluca, 6= Querétaro, 7= San Luis de la Paz, 8= Celaya, 9= San Luis Potosí, 10= Morelia, 11= Irapuato, 12= León, 13= Aguascalientes, 14= Guadalajara, 15= Colima, 16= Tepic. (Tomada de Chaussard et al, 2014).

El abastecimiento nacional de agua para uso urbano agrícola e industrial se produce en buena medida a partir de aguas subterráneas. Se estima que del 60-65% del total de agua consumida en el país proviene de sistemas de acuíferos muchos de ellos en estado de sobre explotación. El mayor consumidor de agua en México es la agricultura con cerca del 80% del total (Rodríguez, 2006). Una extracción mayor que la recarga origina abatimientos del nivel piezométrico y disminuyen los volúmenes disponibles.

De acuerdo con Galloway (2011), existen 2 tipos de movimiento del suelo que típicamente ocurren en sistemas de acuíferos susceptibles de sufrirlos, la subsidencia y el agrietamiento. Movimientos horizontales y verticales de la superficie del suelo, son una causa común que ocurre debido a la sobreexplotación de los mantos acuíferos.

Al descender los niveles piezométricos, se produce un incremento en los esfuerzos efectivos en los acuíferos de grano grueso y una reducción de la presión de poro en los acuitardos compresibles causando consolidación de estos materiales y provocando la subsidencia. (Poland, 1984).

Las fisuras del terreno tales como grietas y fallas con desplazamientos diferenciales se asocian con el fenómeno de subsidencia (Holzer, 1985) (Garduño, 2001), y es un tema que ha sido ampliamente estudiado en diversas partes alrededor del mundo (USGS, 1995), (UNESCO, 1984).

La subsidencia de la ciudad de México es uno de los casos más representativos de este fenómeno tanto en el país como en el mundo. El fenómeno que inició durante el siglo XIX fue descubierto casualmente durante la construcción del canal de la ciudad. A inicios del año de 1925 Roberto Gayol autor del proyecto de red de alcantarillado de la ciudad y director de su construcción, demostró que el problema de hundimiento de cierta estructura en San Lázaro era resultado de la subsidencia local. Presentó como evidencia los registros de nivelación realizados en dos fechas diferentes en 1877 y 1924 de un monumento localizado cerca de la catedral. Gayol atribuyó el fenómeno al sistema de drenaje construido recientemente (Figueroa, 1989). Posteriormente Nabor carrillo demostró que la principal causa de la subsidencia era la extracción de agua subterránea. Ya en tiempos más recientes y de acuerdo con las mediciones que se han podido hacer en los puntos más críticos de la ciudad se ha encontrado que para el año de 1989 existía un hundimiento máximo de 9 metros. En cuanto al hundimiento superficial se sabe que

para 1991 en la zona de la catedral metropolitana era de 7.2 cm/año. En 2003 se elevó a 8.7 cm/año y para el 2004 se tenía 7.8 cm /año, para el año 2005, creció a 9.2 cm/año, en 2006 se registró una velocidad de 7.5 cm/año y para 2007 resultado en 6.1 cm/año. Recientemente se ha detectado que en la delegación Iztapalapa cerca del 30% del territorio presenta fisuras y afecta alrededor de 14 mil viviendas. En general las zonas de mayor incidencia en agrietamientos en el distrito federal son la zona oriente, poniente y centro (figura 4).



Figura 4.- Agrietamiento del suelo en Iztapalapa, Ciudad de México, causado por subsidencia. (puntogob.com)

En la ciudad de Irapuato, Gto., se tienen identificados hasta 15 sistemas de fallas con una extensión lineal total de más de 25 km. En Salamanca, Gto., se han medido velocidades de subsidencia de 6 cm por año. (Rodríguez, 2006).

El agrietamiento del suelo en Aguascalientes se detectó hace más de 30 años (Aranda y Aranda, 1985). Este se dio en diferentes zonas de la ciudad y en los alrededores. En esa época se detectaron grietas en el Puertecito de la Virgen, Jesús María, Paso Blanco, Cd. de los Niños y en la ciudad de Aguascalientes. De acuerdo con los primeros levantamientos realizados en el mes de diciembre de 1984, se tenían detectados solamente un total de 10 grietas con diferentes longitudes distribuidas en toda la zona urbana de la ciudad de Aguascalientes. (Aranda y Aranda, 1985). Actualmente de acuerdo con información del gobierno del estado (SIFAGG, 2014) se tienen detectadas un total de 66 grietas que en total alcanzan una longitud lineal de 83,545 metros (figura 5).

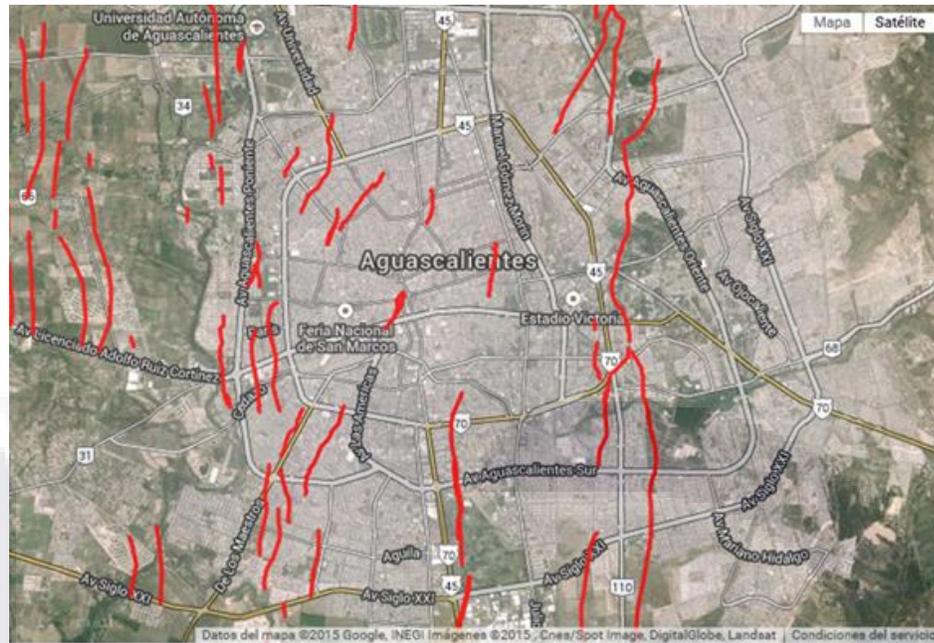


Figura 5.- Plano de la ciudad de Aguascalientes en donde se muestran los agrietamientos sobre la zona urbana (SIFAGG, 2014).

Este sistema de grietas afecta en total 1438 inmuebles, solamente en el área correspondiente al municipio de Aguascalientes (figura 6). En todo el estado los inmuebles dañados se incrementan a 1865 (SIFAGG, 2014).



Figura 6.- Vivienda en la Ciudad de Aguascalientes dañada por asentamientos diferenciales.

2.3 EL ACERO ROLADO EN FRÍO

2.3.1 Antecedentes

A diferencia de los perfiles de acero rolado en caliente los cuales se producen a partir del acero fundido para posteriormente darles la forma final, los perfiles de acero rolado en frío se fabrican a partir de láminas de acero las cuales se hacen pasar por una serie de rodillos que le dan la forma definitiva. Los perfiles de acero rolado en frío parten de placas rectangulares de acero fundido de 200 mm de espesor y a una temperatura de 1200 °C aproximadamente. Posteriormente estas placas se van desbastando para reducir su espesor hasta 40 mm. En seguida se somete a otro proceso de desbastado para reducir nuevamente su espesor hasta los 2 mm aproximadamente. Finalmente la lámina resultante se enfría y se enrolla formando bobinas del material (figura 7).



Figura 7.- Bobinas de material desbastado antes del proceso de laminado en frío. (Caamaño, 2009)

Dependiendo del calibre deseado, la lámina de acero se somete a un proceso de aplastado por medio de rodillos para reducir su espesor final. Durante el proceso de laminación en frío, se disminuye la ductilidad del acero. Finalmente la lámina de acero se recuece y se le da el terminado final por medio de un baño de zinc fundido que actúa como protector de la corrosión. Posteriormente se vuelve a enrollar en bobinas para almacenarse (figura 8) y transportarse a las plantas de fabricación de perfiles de acero rolado en frío, (Caamaño, 2009).



Figura 8.- Bobinas de acero laminado después del proceso de galvanizado. (Ussteel, 2014)

2.3.2 Métodos de Formado.

En general existen 2 métodos de manufactura para las diferentes formas de secciones de acero rolado en frío y estas son el conformado en frío por medio de una máquina de rodillos y el conformado en frío por medio de una prensa de doblado.

2.3.3 Conformado en frío por medio de rodillos

Este proceso consiste en alimentar el mecanismo de rodillos por medio de una lámina continua que regularmente proviene de rollos de material previamente colocado para tal fin (figura 9). Estos rollos generalmente se presentan en tiras o en anchos reducidos que al pasar por una serie de rodillos ensamblados según el perfil a obtener, van gradualmente dando la forma final del perfil. Dependiendo de la complejidad del perfil a formar, será el número y dimensiones de los rodillos a utilizar. La ventaja del sistema es la rapidez para producir piezas en diferentes longitudes. Por otro lado, el inconveniente es que al realizar diferentes secciones es necesario estar ajustando de forma manual, la posición y acomodo de los rodillos (Wanniarachchi, 2005).

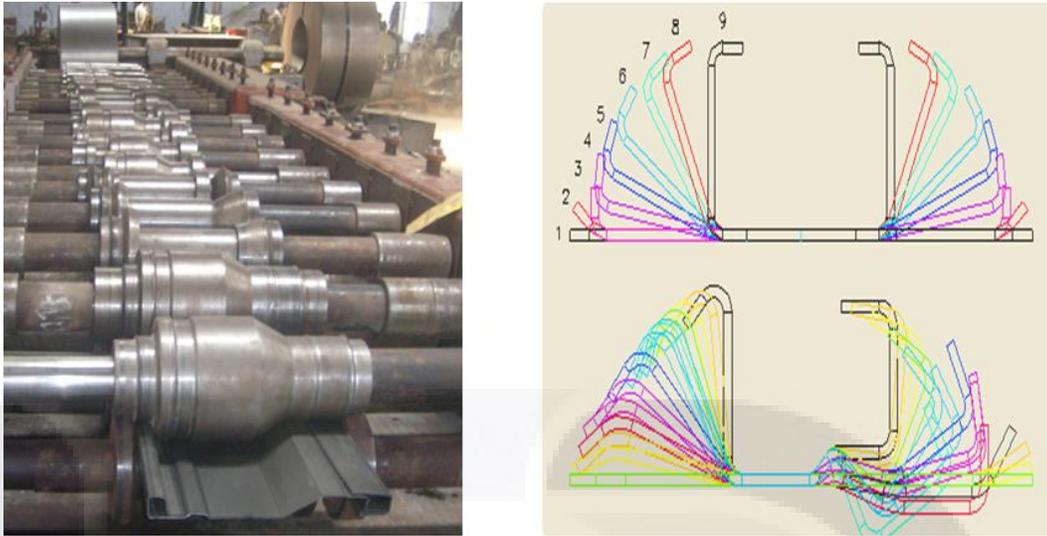


Figura 9.- Izquierda: Proceso del rolado en frío de un perfil de acero en planta. (Indiamart, 2014).
 Derecha: Esquema que muestra gráficamente las etapas paso a paso del conformado.

2.3.4 Conformado en frío con Prensa Dobladora.

Este sistema de conformado en frío, consiste básicamente en aplicar presión sobre la lámina por medio de una viga superior que desciende a velocidad controlada, y presiona la lámina sobre otra viga estacionaria que cuenta con los accesorios necesarios para generar el dobléz requerido. Por lo general el conformado de cualquier tipo de perfil se realiza de forma manual y en secuencia que requiere de varios pasos para lograr la forma deseada (figura 10).



Figura 10.- Proceso de conformado en frío por medio de prensa dobladora (Perry Biomass, 2014)

Este sistema de conformado en frío generalmente se aplica cuando se tiene bajo volumen de producción y cuando las longitudes de los perfiles no exceden la capacidad de la máquina, ya que esta tiene una longitud limitada. (Wanniarachchi, 2005).

2.3.5 El acero rolado en frío en la industria de la construcción

El uso del acero rolado en frío en la construcción se inició alrededor del año 1850 en los Estados Unidos y Gran Bretaña. Para finales de los años 1920 y principios de los 1930 el acero rolado en frío se empezó a utilizar en la construcción de edificios en Estados Unidos con productos manufacturados por algunos fabricantes pero no fueron muy aceptados principalmente porque carecían de especificaciones de diseño bien sustentadas. De la misma forma muchas de las aplicaciones de este material no se utilizaron ya que las metodologías de diseño eran muy limitadas. Debido a lo anterior, al poco conocimiento del comportamiento del material y a que no se tenían normas estandarizadas, la aplicación de este material fue limitada hasta el año 1946 cuando se publicó la primera edición de las especificaciones para el diseño de elementos de acero de pared delgada del instituto americano del hierro y el acero que se basaron en los trabajos de investigación realizados en la Universidad de Cornell liderados por el profesor George Winter. Ya para el año de 1949 se publicó el primer manual de diseño para el uso de los ingenieros. Posteriormente en el año de 1956 estas especificaciones fueron formalmente adoptadas por primera vez por los organismos encargados de formular los códigos y normas de construcción. (AISI, 2014).

2.3.6 Formas Típicas más Usuales

En los últimos años el uso de elementos de acero rolado en frío de pared delgada se ha incrementado significativamente, de tal forma que existe una gran gama de productos elaborados con este tipo de material. En la industria de la construcción se utiliza en la fabricación de elementos individuales o en forma de estructuras compuestas soportantes de carga tales como armaduras, techumbres ligeras y marcos en muros divisorios de una construcción o bien como elementos armados conformando la fachada de un edificio.

2.3.7 Elementos Estructurales

- a) Elementos estructurales individuales

Para fines estructurales como elementos soportantes de carga existen diferentes formas geométricas que pueden tomar estos perfiles de acero rolado en frío, entre las más comunes podemos mencionar las secciones en canal simple sin borde, canal simple con borde rígido, secciones en ángulo, secciones omega, secciones en "Z" y aquellas secciones compuestas como las secciones en cajón, las secciones en "I", secciones en doble "T", secciones en "T", entre otras (figura 11). En general el peralte de los elementos de acero rolado en frío oscila en un rango desde 5 a 30 cm y el espesor del material va desde 1.0 a 6.4 mm aproximadamente. En algunos casos el peralte de elementos individuales puede ser hasta 45.7 cm y el espesor de estos elementos puede ser de hasta 13 mm principalmente en la construcción de edificios (Yu 2000). Se puede clasificar este tipo de perfiles en dos grandes grupos de acuerdo con la forma de su sección transversal:

- Elementos Rigidizados: Son aquellos elementos que cuentan con alguna cejilla o borde ya sea en el extremo de los patines o en la parte central del alma con el fin de darle rigidez al elemento y por ende mayor capacidad de carga.
- Elementos No Rigidizados: son los elementos cuya sección transversal no cuenta con bordes o cejillas para rigidizar el elemento.

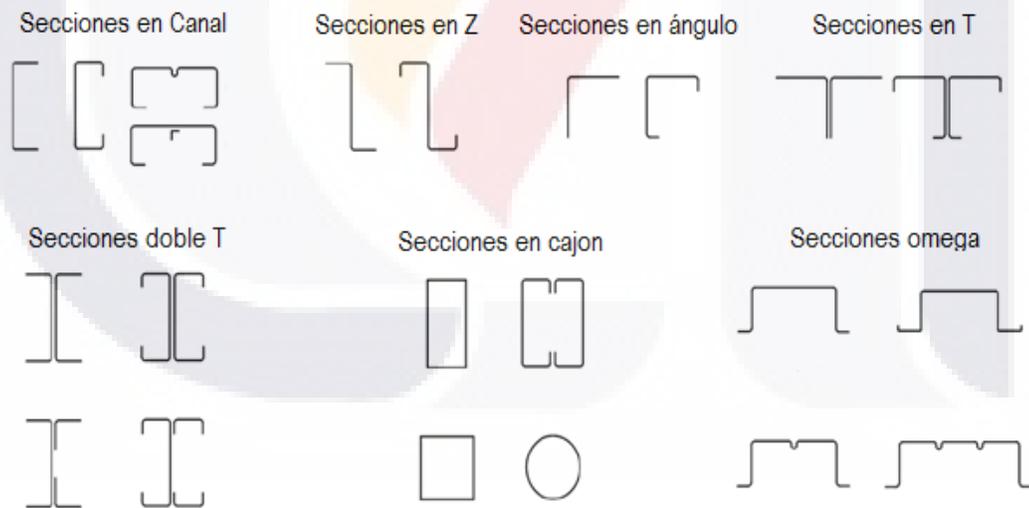


Figura 11.- Diferentes tipos de secciones transversales más comunes en perfiles de acero rolado en frío.

b) Cubiertas y Paneles aplicados en sistemas de techo, piso y muros.

Otro uso del acero rolado en frío se establece en la fabricación de láminas de diferentes calibres y dimensiones para utilizarse como cubiertas en techos de naves industriales o

como cubierta de entrepiso actuando en colaboración con estructuras de concreto (figura 12). Otra aplicación que se le está dando al material es utilizándolo como lámina lisa o corrugada en el recubrimiento de marcos de acero rolado en frío utilizados como muros de cortante en la construcción de casas habitación, o también como material de recubrimiento en muros de naves industriales.

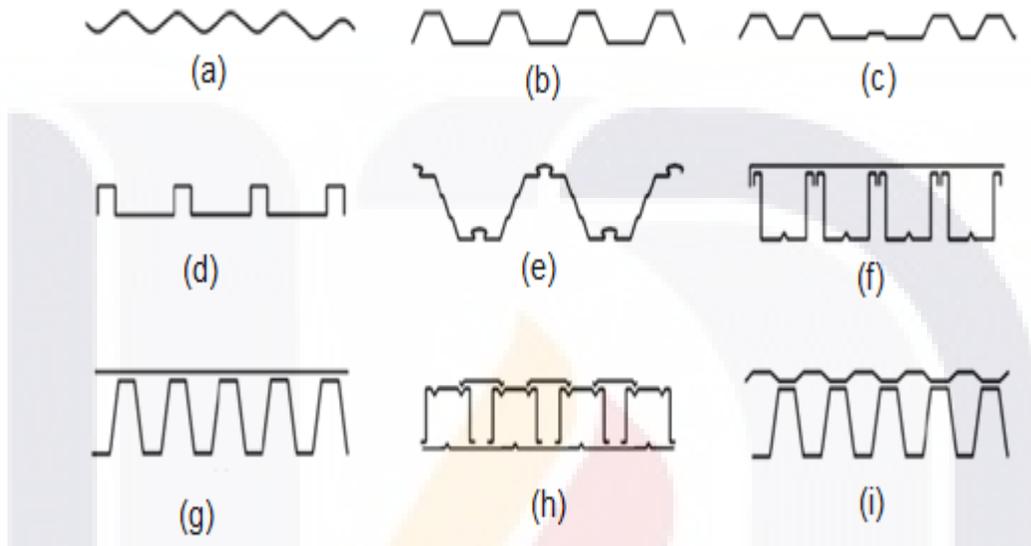


Figura 12.- Secciones transversales de lámina de acero rolado en frío utilizadas como cubiertas

El peralte o altura de los paneles y cubiertas varía desde 38mm a 191 mm y los espesores del material varían de 0.5 mm a 1.9 mm. Los paneles de acero y cubiertas no solamente proveen resistencia estructural para soportar cargas sino que ellos también proveen la superficie para usarla como cimbra en la colocación del concreto en losas. (Yu, 2000).

2.3.8 Efectos del Conformado

Las propiedades mecánicas de las secciones fabricadas de láminas de acero son afectadas por el trabajo del doblado en frío, principalmente en los puntos de doblez que se presenta durante el proceso de habilitación de los diferentes perfiles. En las secciones abiertas que se generan de bandas planas, el trabajo de conformado se genera en las 4 esquinas adyacentes a los bordes de cada patín (figura 13).



Figura 13.- Proceso de rolado en frío por medio de rodillos en un perfil de sección canal con borde rígido (Bradbury group, 2014).

En estas regiones la resistencia última a la tensión y la resistencia a la fluencia se han mejorado con una reducción proporcional en la ductilidad del material (figura 14). Esta mejora en la resistencia en esos puntos de doblez puede incluirse en el diseño de elementos (Yu, 2000).

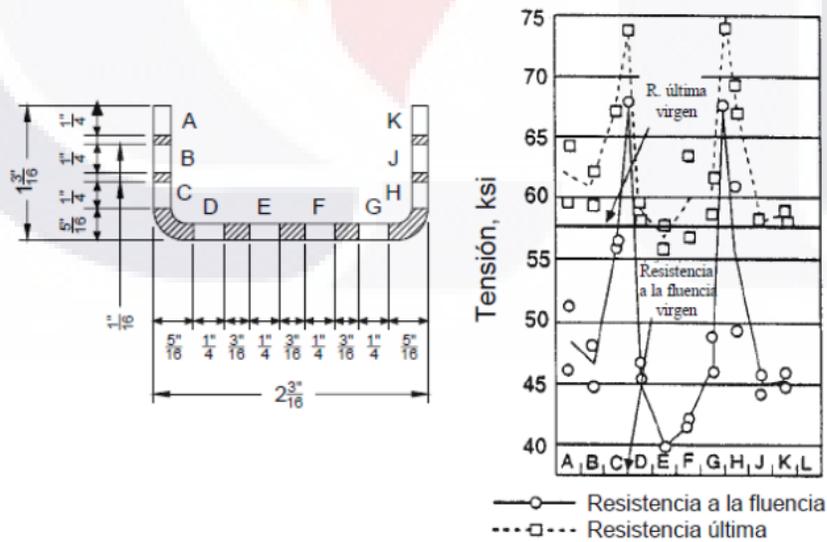


Figura 14.- Efecto del trabajo de conformado en frío sobre las propiedades mecánicas de perfiles de acero de pared delgada. (Adaptada de Yu, 2000).

La influencia sobre el incremento de resistencia por el efecto del conformado en frío en estos elementos fue estudiado por Chajes, Britvec, y Winter en el año de 1963 (Yu, 2000). De acuerdo con sus investigaciones observaron que los efectos del trabajo de conformado en frío en las propiedades mecánicas de los puntos de doblez dependen de varios factores como los siguientes:

- Del tipo de acero
- Del tipo de esfuerzo a que está sometido el elemento (tensión o compresión)
- La dirección del esfuerzo en relación con la dirección del conformado en frío (transversal o longitudinal).
- La relación F_u/F_y
- La relación entre el radio interior y el espesor (R/t)

Ventajas del uso del acero rolado en frío.

Los productos de acero rolado en frío son conformados a temperatura ambiente de hojas de acero o tiras de acero por máquinas de rolado y prensas mecánicas principalmente. Estos elementos se pueden producir industrialmente con buen control de calidad. En relación con otros materiales, el acero rolado en frío presenta ciertas ventajas:

- Peso ligero. Fácil manejo para maniobrar con ellos
- Alta resistencia y rigidez.- posee uno de los más altos valor de relación resistencia-peso de cualquier material de construcción.
- Rapidez en su instalación y montaje.- estos elementos pueden ser fabricados en planta con buen control de calidad y también pueden ser ensamblados. Por lo que se incrementa la eficiencia y asegura el control de calidad.
- No se necesita cimbra en la construcción con elementos de acero rolado en frío.
- Material durable.- por su acabado de zinc el material posee una protección anticorrosiva importante.
- Economía en transportación y manejo.- Debido a su peso ligero es fácil de transportarse y manejarse.
- Reciclable.- el acero es uno de los materiales más reciclables.

2.3.9 MARCOS DE ACERO ROLADO EN FRÍO

El sistema de marcos de acero rolado en frío es un sistema constructivo el cual está basado en el uso y la aplicación de perfiles de acero galvanizado de pared delgada trabajando en colaboración con paneles estructurales aligerados los cuales pueden fabricarse con diferentes materiales de recubrimiento, tales como madera, poliestireno, yeso, panel OSB, lamina lisa y lamina corrugada. La característica principal de los perfiles utilizados en este tipo de sistema estructural es que son formados en frío, para lo cual, hojas de acero previamente cortadas a las dimensiones necesarias se hacen pasar por una serie de rodillos para determinar la forma final de los perfiles, los cuales son muy ligeros, debido a que tienen de uno a varios milímetros en su espesor. (Sakumoto et al 2003).

El sistema se forma por medio de módulos de dimensiones estándar que generalmente se fabrican en planta y son trasladados al sitio de construcción de la obra. El principio estructural del sistema está basado en marcos cuya función es la de trabajar como muros de carga interactuando tanto con los muros adyacentes, como con el sistema de techo y piso así como con el anclaje a la cimentación con el fin de formar un entramado que sea capaz de soportar tanto las cargas gravitacionales como las cargas horizontales. (Figura 15).



Figura 15.- Proceso constructivo de una estructura de acero rolado en frío de pared delgada (Constru Tek, 2014).

2.3.9.1 Sistema de muros

El sistema de muros se conforma por medio de la estructura metálica y por el material de recubrimiento. Estos muros o marcos estructurales se construyen por medio de una serie de elementos verticales de sección canal con borde rígido (studs) y se complementan con 2 elementos horizontales colocados en el extremo superior e inferior del marco con sección canal simple (tracks). La conexión entre estos elementos se realiza por medio de tornillos autoperforantes de diferentes tipos y dimensiones (figura 16). La distancia de separación entre los elementos verticales (studs) puede variar, dependiendo del cálculo estructural, pero generalmente se establecen entre los 40 a 60 cm para una vivienda de uno o dos niveles. Como recubrimiento de los marcos se pueden utilizar diferentes materiales como yeso, silicato de calcio, poliestireno, madera OSB, lamina delgada o lamina corrugada, los cuales proporcionan cierto grado de rigidez a la estructura incrementando la capacidad de carga del muro e integrando todos los elementos a trabajar en conjunto. Estos materiales se fijan a los tracks y studs por medio de tornillos autoperforantes de diferentes dimensiones colocados tanto en el perímetro del marco como en las áreas centrales del mismo.



Figura 16.- Marco de acero rolado en frío con recubrimiento de poliestireno expandido

2.3.9.2 Sistema de Losa

El sistema de losa puede ser también construido por medio de módulos prefabricados en dimensiones estándar. A fin de que el sistema trabaje correctamente las vigas de la losa deben coincidir con los studs de los muros de soporte con el objetivo de que las cargas de la losa sean correctamente transmitidas a la cimentación o a los muros inferiores. Al igual que los muros de carga el material de recubrimiento en las losas puede ser de diferentes materiales pero principalmente se utiliza algún tipo de lámina corrugada que aparte de soportar cargas sirva de cimbra ahogada para el colado de la losa de concreto; también se puede utilizar madera OSB o poliestireno expandido (Figura 17).



Figura 17.- Sistema de techo a base de paneles de azotea con lámina corrugada.

La implementación del sistema de marcos de acero rolado en frío inició a mediados del siglo XX en los Estados Unidos cuando se empieza a utilizar en la construcción de edificios comerciales y posteriormente en la construcción de viviendas. (Taranilla 2009).

El crecimiento de la economía en los Estados Unidos y una alta producción del acero en el periodo posterior a la segunda guerra mundial, de alguna forma contribuyeron a la fabricación y uso de elementos de acero rolado en frío. Durante la misma época posterior a la segunda guerra mundial en Japón se comenzó a construir con el sistema de marcos de acero rolado en frío, principalmente para poder hacer frente a la reconstrucción masiva de viviendas que fueron dañadas por los bombardeos (Saramanho, 2007). El sistema está basado en la estructuración de marcos modulares construidos con perfiles delgados de

acero galvanizado, cuyas conexiones entre estos y los demás elementos de la estructura se hacen generalmente con tornillos, placas, pernos y pijas con el diseño adecuado para este tipo de construcción (figura 18).

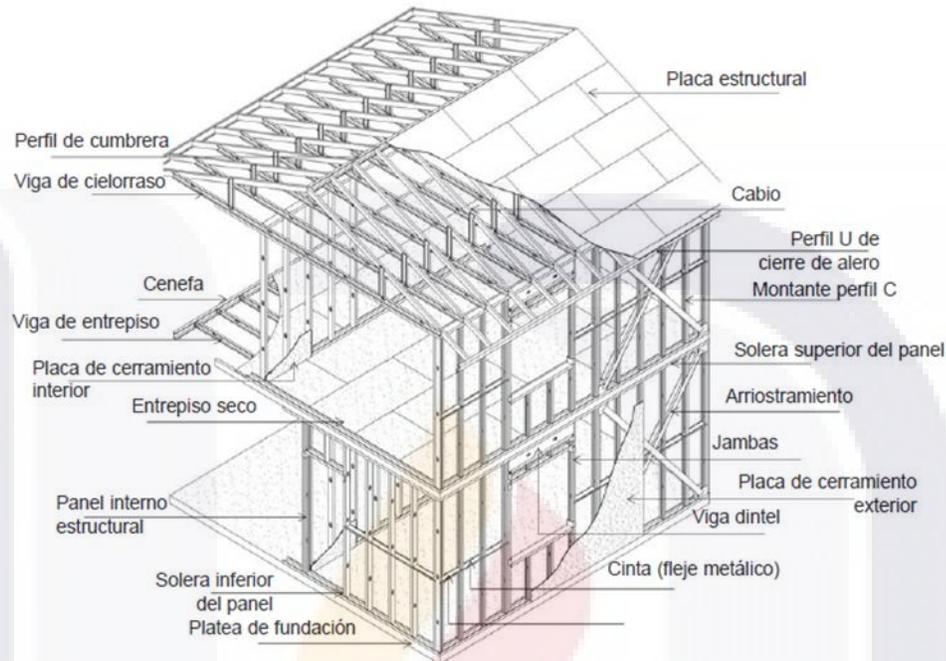


Figura 18.- Estructuración típica de una casa de dos niveles utilizando elementos de acero rolado en frío de pared delgada. (Sarmanho, 2007).

Aunque se considera una técnica de construcción relativamente nueva, el sistema de marcos con perfiles esbeltos tiene su origen en los inicios del siglo XIX, ya que es un sistema que aparece como adaptación de las viviendas de madera europeas a las condiciones del nuevo continente que requería de un sistema más sencillo y económico. Mediante la estructuración por medio de marcos se consigue aligerar las piezas utilizadas por lo que también el tipo de conexiones entre los elementos resulta mucho más sencillo en lugar de trabajar con elementos más robustos y pesados (figura 19). Este sistema de estructurar, originalmente se conoció como “Balloon Frame” y se fue desarrollando lentamente durante el curso del siglo XIX. La ciudad de Chicago fue una de las ciudades que ganó popularidad cuando algunas empresas constructoras de la localidad aplicaron este sistema en varias ciudades de la región. El “Ballon Frame” posteriormente derivó en el sistema “platform frame” (Taranilla, 2009).



Figura 19.- Sistema de estructuración a base de elementos de madera, (Jaksmata, 2008)

En cuanto a las construcciones con acero rolado en frío, el comportamiento mecánico de la estructura es excelente ya que el acero es uno de los materiales de construcción que tiene la mejor relación resistencia/peso lo que favorece la construcción con elementos esbeltos con gran resistencia, además, este material permite grandes deformaciones sin llegar al colapso inmediato. Finalmente, al ser materiales prefabricados, sus propiedades se mantienen estables y la resistencia de la estructura dependerá directamente de la calidad de las conexiones entre los elementos. (Steel Framing Alliance, 2007). Los elementos de acero rolado en frío son ampliamente utilizados en Norteamérica, Australia, y Nueva Zelanda en la construcción de viviendas residenciales de uno y dos niveles. Las principales causas que han propiciado esta situación son las ventajas que presenta el acero galvanizado entre las que se pueden mencionar las siguientes:

- Ligereza
- Alta resistencia y rigidez
- Fácil fabricación y producción en masa
- Fácil y rápido montaje e instalación
- Eliminación de retrasos por el clima
- Un detallado más apropiado
- Calidad uniforme
- No se requiere algún tipo de soporte o cimbra

2.4 MÉTODOS DE DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO ROLADO EN FRÍO.

2.4.1 Método de Anchos Efectivos.

Las especificaciones AISI-NASPEC 2007, presentan las ecuaciones que se aplican considerando el método de anchos efectivos en el diseño de los elementos de acero rolado en frío de pared delgada. El concepto del ancho efectivo fue propuesto por Von Karman en el año de 1932 y fue introducido en el entendimiento de que el pandeo local de elementos placa causa una concentración de esfuerzos longitudinales cerca de los extremos de la placa. Para ejemplificar lo anterior se presenta la figura siguiente en la que se representa una placa cuadrada cuyos extremos se encuentran arriostrados, y está sometida a una carga de compresión axial uniforme (figura 20).

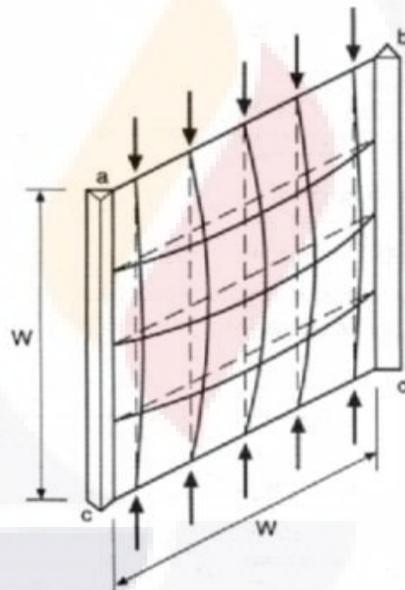


Figura 20.- Placa delgada en compresión axial con soporte en los extremos (Yu, 2000).

De acuerdo con el comportamiento mecánico de la placa se establece que antes de que se presente el pandeo la placa genera una distribución de esfuerzos uniforme tal como se indica en la figura 21a. Posterior al pandeo, se genera una distribución interna de esfuerzos cuando una porción de la carga en la parte central de la placa, es transferida a los extremos de la misma, generando una distribución desigual de esfuerzos (figura 21b). Esa redistribución de esfuerzos continúa hasta que los esfuerzos en los extremos de la placa alcanzan la fluencia (figura 21c). Solo hasta entonces se inicia la falla de la placa.

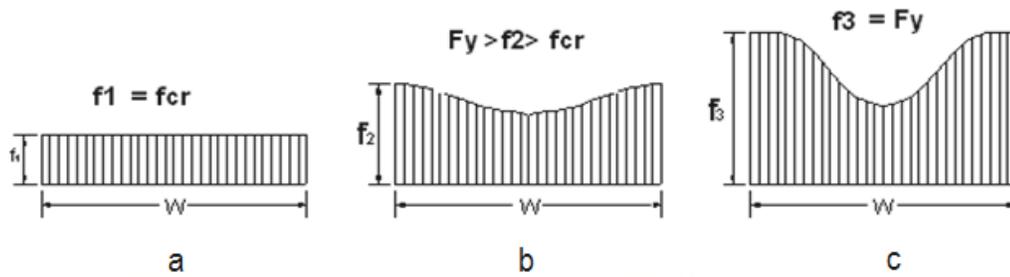


Figura 21 Etapas de distribución del esfuerzo de una placa en compresión (Adaptada de Yu, 2000).

A partir de lo anterior Von Karman en lugar de considerar esa configuración no uniforme de esfuerzos sobre el ancho de placa considerada (w), establece que el total de la carga axial es resistida por un ancho efectivo b , sujeto a una distribución uniforme de esfuerzos con una magnitud igual al esfuerzo en los extremos de la placa ($f_{max.}$) (Figura 22) (Yu, 2000).

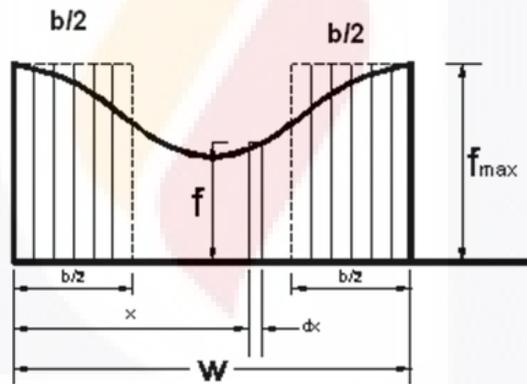


Figura 22.- Ancho efectivo de una placa en compresión con bordes atiesados (Adaptada de Yu, 2000).

También se puede considerar que el ancho efectivo b representa la magnitud del ancho de la placa que se pandea cuando el esfuerzo de compresión alcanza el punto de fluencia del acero. Por lo tanto para una placa de gran longitud el valor teórico de b puede ser determinado por:

$$b = Ct \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.9 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

Dónde:

$$C = \frac{\pi}{\sqrt{3(1-\mu^2)}} = 1.9 \quad \mu = 0.30$$

Posterior a los estudios de Karman y basado en una gran cantidad de investigaciones sobre el comportamiento de perfiles laminados en frío, Winter dedujo que la ecuación anterior es igualmente aplicable a elementos sujetos a esfuerzos menores que F_y y propuso la siguiente expresión.

$$b = Ct \sqrt{\frac{E}{f_{max}}}$$

Donde f_{max} es el esfuerzo máximo en el extremo de la placa y puede ser menor que F_y . Winter desarrolló la siguiente expresión para calcular el ancho efectivo b para placas con apoyos simples en los bordes, en donde adiciona el termino (t/w) que relaciona el ancho y espesor de la placa.

$$b = 1.9t \sqrt{\frac{E}{f_{max}}} \left[1 - 0.475 \left(\frac{t}{W} \right) \right] \sqrt{\frac{E}{f_{max}}}$$

La ecuación anterior puede ser expresada en función de f_{cr}/f_{max} obteniéndose:

$$\frac{b}{W} = \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{max}}} \left[1 - 0.25 \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{max}}} \right]$$

De la ecuación anterior se puede demostrar que una placa sujeta a compresión es 100% efectiva. Lo que indica que $b=w$, cuando la relación w/t es menor que:

$$\left(\frac{w}{t} \right)_{lim} = 0.95 \sqrt{\frac{E}{f_{max}}}$$

Durante algunos años, esta ecuación propuesta por Winter sirvió de base a las especificaciones de diseño del AISI para la determinación del ancho efectivo. Posteriormente después de una serie de investigaciones y de la experiencia acumulada se llegó a la siguiente expresión para determinar el ancho efectivo b (Yu, 2006):

$$b = 1.9t \sqrt{\frac{E}{f_{max}}} \left[1 - 0.415 \left(\frac{t}{W} \right) \right] \sqrt{\frac{E}{f_{max}}}$$

Dónde:

- E = Modulo de elasticidad del material
- f_{max} = Esfuerzo máximo en el extremo de la placa
- t = Espesor de la placa
- w = Ancho de la placa

Esta ecuación anterior se puede expresar en función de la relación f_{cr}/f_{max} , de la cual se obtiene la siguiente expresión.

$$\frac{b}{W} = \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{max}}} \left[1 - 0.22 \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{max}}} \right]$$

De esta manera el ancho efectivo b se puede determinar de la siguiente manera:

$$b = \rho w$$

En donde el término ρ es un factor de reducción, el cual está determinado por el factor de esbeltez.

$$\rho = \frac{(1 - 0.22/\lambda)}{\lambda} \leq 1.0$$

El factor de esbeltez está determinado por la expresión siguiente:

$$\lambda = \sqrt{\frac{f_{max}}{f_{cr}}} = \sqrt{f_{max} \left[\frac{12(1 - \mu^2)(w/t)^2}{k\pi^2 E} \right]}$$

Sustituyendo el valor de $\mu=0.30$ en la ecuación anterior se obtiene:

$$\lambda = \left(\frac{1.052}{\sqrt{K}}\right) \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{f_{max}}{E}}$$

Dónde:

λ = Factor de esbeltez

t = Espesor del elemento en compresión

E= Módulo de Elasticidad

f_{max} = Máximo esfuerzo de compresión en el borde

k = Coeficiente de pandeo de placa

Basado en las ecuaciones anteriores las especificaciones AISI-NASPEC 2007, consideran el método de anchos efectivos como método de análisis y aplican estas expresiones y conceptos para determinar el ancho efectivo de cada uno de los elementos placa que forman la sección transversal de un elemento estructural (Yu, 2000).

2.4.2 Método de resistencia directa.

El método de resistencia directa es un método alternativo para aplicarse en el diseño de elementos de acero rolado en frío de pared delgada. Principalmente se aplica a algunas secciones en particular como lo son las secciones en “C”, secciones en “Z” y secciones tipo “omega” o “sombbrero”. La ventaja principal de este método estriba en la facilidad y rapidez de los cálculos ya se apoya en un software como ayuda de diseño.

Cuando los elementos delgados de acero formado en frío son sujetos a esfuerzos de compresión, los cuales pueden ser causados por el momento flexionante o por una carga axial., el elemento tenderá a deformarse en el plano paralelo a las cargas aplicadas, pero también tenderá a deformarse fuera del plano, debido a la baja rigidez flexionante del elemento. El desplazamiento fuera del plano, es directamente asociado con el esfuerzo de pandeo elástico del elemento. Al considerar el conjunto de todos los elementos placa que forman la sección transversal de un miembro estructural, diferentes tipos de pandeo son asociados a este. Este método se adoptó como una nueva forma de diseño desde el año 2004 en las especificaciones norteamericanas de diseño de elementos de acero rolado en frío y su principal característica es que no requiere calcular las propiedades del ancho

efectivo de los elementos que forman la sección ni requiere el uso de iteraciones para la determinación de la resistencia de diseño del elemento, en lugar de eso, se requiere el análisis de pandeo elástico de la sección transversal. De esta manera el método predice la resistencia de los elementos rolados en frío de pared delgada, considerando las cargas de pandeo del elemento, arriostramiento y condiciones de soporte. En general, ante las cargas aplicadas, se pueden considerar tres tipos básicos de pandeo de los elementos delgados como son: el pandeo local, el pandeo distorsional y el pandeo global. (Schafer 2006)

Pandeo Local. Involucra básicamente la flexión de los elementos placa que forman la sección transversal. Respecto a las deformaciones de la sección transversal, las líneas de doblez de los elementos no se trasladan sino simplemente giran ya que cada elemento de compresión se flexiona fuera del plano. La semi longitud de onda del pandeo local, es decir, la longitud a la cual la forma del pandeo se repite a lo largo de la longitud del elemento, es usualmente más corta o igual a la dimensión más grande de la sección transversal del elemento bajo compresión (figura 23).

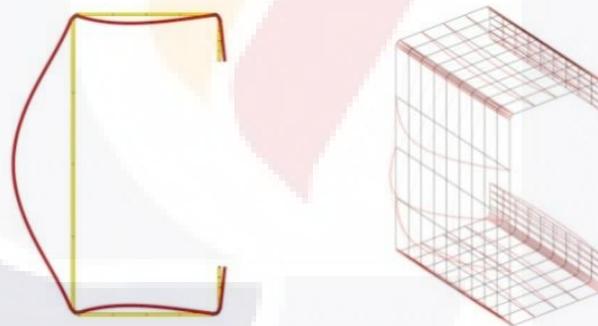


Figura 23.- Deformaciones en un canal con borde rígido que se producen por el pandeo local (CUFSM, 2007).

Pandeo Global.- Se refiere al tipo de pandeo en donde la totalidad de la sección transversal sin distorsión, empieza a flexionar lateralmente, gira (pandeo torsional) o flexiona y gira simultáneamente (pandeo flexo torsionante). El pandeo global es también llamado pandeo de Euler. La semilongitud de onda del pandeo global es determinada por la longitud no soportada del elemento (figura 24).

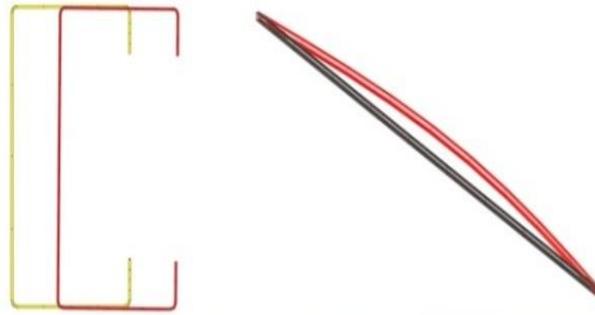


Figura 24.-Deformaciones típicas de una columna al generarse el pandeo global (CUFSM, 2007)

Pandeo Distorsional.- Involucra deformaciones las cuales usualmente aparecen como una combinación de pandeo local y global, donde parte de la sección transversal (por ejemplo el patín) responde rígidamente por torsión o desplazamiento alrededor de un punto (por ejemplo la unión del alma) y otra parte de la sección transversal (por ejemplo el alma) se somete a flexión. La semilongitud de onda del pandeo distorsional, caen entre la semilongitud de onda del pandeo local y el pandeo global. Es posible que un miembro que esté completamente arriostrado al pandeo global (sin pandeo global) pueda aún estar sujeto al pandeo distorsional (figura 25).

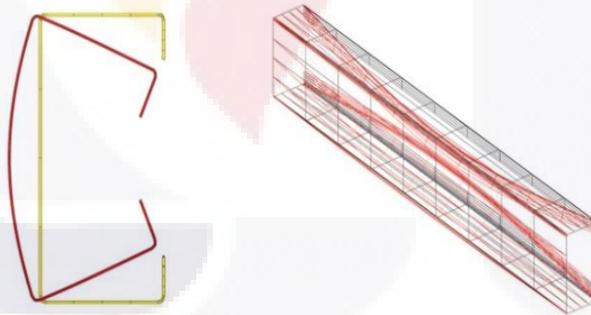


Figura 25.- Pandeo distorsional simétrico de un perfil en sección canal, (CUFSM, 2007).

Los modos de pandeo elástico y las correspondientes cargas de pandeo pueden ser determinados manualmente o numéricamente, aunque el análisis analítico de los modos de pandeo resulta muy limitado y poco práctico en la actualidad. Por otro lado existen métodos numéricos confiables que pueden ofrecer resultados satisfactorios en cuanto a

las cargas o momentos críticos aplicables en los diferentes modos de pandeo. Estos métodos son: el método del elemento finito (FEM), el método de la banda finita (FSM) y finalmente la teoría de la viga generalizada (GBT), (Chen, 2007). El procedimiento de análisis usando el método de resistencia directa indica que se deben calcular primero las cargas de pandeo local, distorsional y global aplicando las ecuaciones que proporcionan las especificaciones de diseño de la AISI-NASPEC 2007, para lo cual se hace uso del software del método de la banda finita CUFSM, el cual es una excelente ayuda de diseño que permite al diseñador revisar de manera práctica los diferentes modos de pandeo del elemento aplicando métodos de elemento finito. Este software fue desarrollado por el profesor Ben Schafer de la Universidad de Cornell, en los Estados Unidos y presenta ciertas ventajas en relación con el procedimiento analítico convencional que establecen las especificaciones. El método de la banda finita. (FSM) aplica unas funciones y discretizaciones muy similares a las aplicadas en el análisis de elemento finito en la sección transversal del elemento, pero en la sección longitudinal del perfil no existe una discretización, por lo que para el análisis se consideran líneas longitudinales que generan bandas a lo largo de toda la longitud del perfil (figura 26). Para los problemas de pandeo de perfiles apoyados en dos puntos, la función de forma longitudinal es normalmente una función sinusoidal.

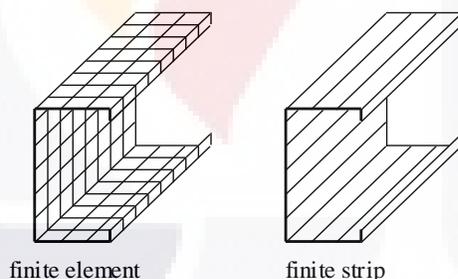


Figura 26.- Discretizaciones para los dos métodos de análisis por elemento finito (Schafer, 2006).

El método de la banda finita (FSM) se emplea para facilitar la identificación de los diferentes modos de pandeo, mediante la representación automática del factor de carga crítica en función de la longitud de pandeo. Esta gráfica proporcionada por el programa, es de utilidad ya que por medio de esta se puede determinar el factor de carga o factor de momento según corresponda y poder determinar el valor de la carga crítica observando los valores mínimos de la curva según el modo de pandeo, generalmente encontramos

que el primer valor mínimo de la curva corresponde al pandeo local, mientras que el segundo mínimo corresponde al pandeo distorsional. En la figura siguiente se muestra una curva típica que se obtiene del software CUFSM para un perfil determinado (figura 27).

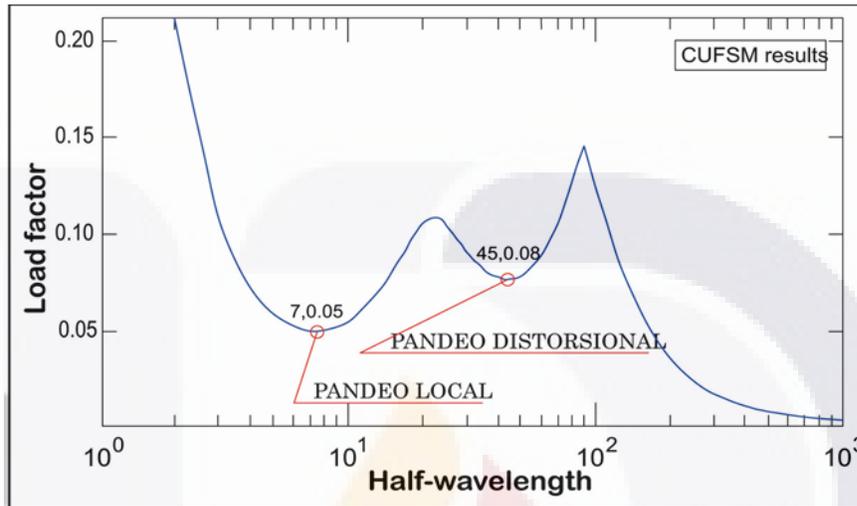


Figura 27.- Curva típica para una sección transversal determinada de acuerdo con el programa CUFSM

Estos valores mínimos de la gráfica corresponden a los factores de carga para cada modo de pandeo. El procedimiento de análisis usando el método de resistencia directa indica que con estos factores de carga se pueden calcular las cargas críticas del pandeo local, distorsional y global aplicando las ecuaciones correspondientes que proporcionan las especificaciones de diseño de la AISI-NASPEC 2007. El software CUFSM que fue desarrollado por el profesor Ben Schafer de la Universidad de Cornell en los Estados Unidos, es una excelente ayuda de diseño que permite al diseñador revisar de manera práctica los diferentes modos de pandeo del elemento aplicando métodos de elemento finito. Una de las ventajas del método es que se puede aplicar en secciones transversales optimizadas (Figura 28), es decir en secciones con bordes rígidos en alma o patines de los elementos que le dan un mejor desempeño ante las cargas. Otra de las ventajas es que permite a los ingenieros fácilmente considerar el pandeo distorsional sobretodo para aquellos elementos que limitan su resistencia a este modo de pandeo. Como el método se enfoca en los modos de pandeo y no en los anchos efectivos, resulta más entendible para los ingenieros el comportamiento de los elementos de acero rolado en frío, por lo que con

mayor facilidad se puede optimizar la sección al proponer bordes rígidos que ayuden a soportar mejor las cargas. Entre las limitaciones del método podemos mencionar que solo se aplica a cierto tipo de secciones transversales, además de que por el momento no considera los efectos de cortante, aplastamiento del alma y no considera el análisis de elementos con orificios o huecos. (Schafer, 2006).

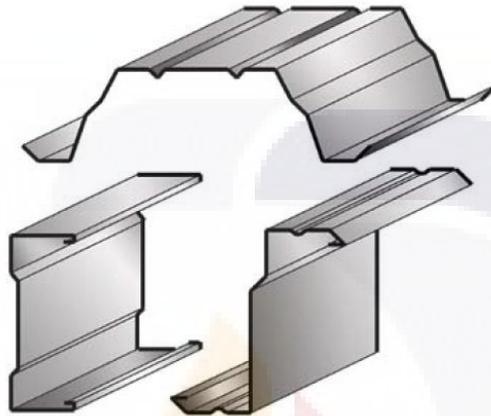


Figura 28.- Secciones transversales optimizadas de acero rolado en frío, (Schafer, 2006).

Para revisar el método de resistencia directa se requiere de algunas ayudas de diseño y especificaciones como las siguientes: The North American Specification for the Design of Cold Formed Steel Structural Members (AISI 2007), el suplemento a la especificación 2004, la guía del método directo de diseño y el software del método de la banda finita CUFSM (Schafer 2006). El software CUFSM analiza la sección transversal del elemento y genera una curva (figura 27), en donde en el eje de las abscisas se grafica en escala logarítmica, la semilongitud de onda del elemento y en eje de las ordenadas se grafican ya sea el factor de carga o factor de momento según corresponda. Con estos factores es posible determinar las cargas críticas de pandeo local y distorsional que servirán de base para revisar la capacidad del elemento en estudio y finalmente determinar la carga nominal de pandeo P_n .

2.4.3 Método Prescriptivo.

Aunque el método prescriptivo no es propiamente un método para diseñar elementos aislados de acero rolado en frío, se menciona en este apartado porque es un método que se aplica en la construcción de viviendas de uno y dos niveles. Las especificaciones de

este método prescriptivo incluyen definiciones, tablas de claros permisibles, esquemas de sujeciones y otra información relacionada apropiada para utilizarse por los constructores de vivienda, profesionales del diseño y organismos que generan las normas oficiales de construcción. El método ofrece ciertas ventajas entre las que se pueden mencionar es que se han formulado de acuerdo con los requerimientos mínimos de construcción avalados por las especificaciones del AISI y ASCE entre otras, además por medio de las ayudas de diseño y recomendaciones se pueden proponer sistemas constructivos confiables de acuerdo con los requerimientos estructurales sin necesidad de realizar un diseño estructural completo. Entre los inconvenientes del método es que se restringe a ciertas características de construcción que no se pueden aplicar a cualquier estructura tales como el número de pisos, velocidades del viento máximas, determinadas zonas sísmicas, cargas vivas y muertas máximas, entre otras.

2.5 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSH-OVER

El análisis estático no lineal es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura y se realiza sometiendo a esta a un patrón de cargas laterales que se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima (figura 29).

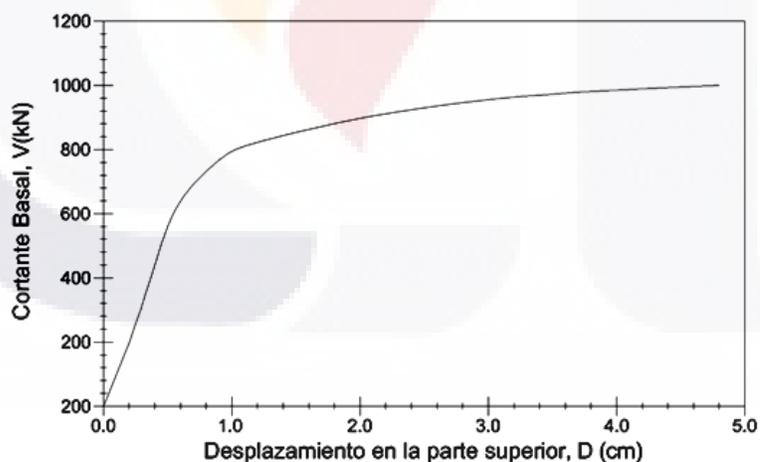


Figura 29.- Esquema de una curva de capacidad típica para una estructura determinada.

Aunque un análisis elástico proporciona una buena indicación de la capacidad elástica de la estructura e indica en donde primero ocurrirá la fluencia del material, este no es capaz de predecir la falla o los mecanismos de falla, para la redistribución de fuerzas durante la

fluencia o cedencia progresiva. El uso de procedimientos inelásticos ayuda a demostrar como los edificios realmente trabajan identificando los modos de falla y el potencial para el colapso progresivo. De la misma forma para el diseño de estructuras, ayuda a los ingenieros a entender mejor como las estructuras se comportaran cuando se sujetan a sismos mayores donde se asume que la capacidad elástica de la estructura será excedida. De acuerdo con FEMA 356 (2000), los procedimientos lineales mantienen el uso tradicional de una relación lineal esfuerzo-deformación pero incorpora ajustes a las deformaciones totales del edificio o estructura y criterios de aceptación de materiales para permitir mejores consideraciones de las características no lineales probables de la respuesta sísmica (Fema 356,2000). El método de espectro capacidad es un procedimiento estático no lineal que proporciona una representación gráfica de la curva de capacidad carga-desplazamiento global de una estructura (push-over) y compara esto con la representación del espectro de respuesta del sismo de demanda. La representación gráfica da una clara imagen de cómo un edificio responde al movimiento del suelo en un sismo.

Para poder evaluar analíticamente el comportamiento de las estructuras cuando se encuentran sometidas a cargas horizontales, como pueden ser las producidas por viento y sismo, se utiliza un procedimiento llamado Push-Over. El análisis push-over es aquel en el que el modelo de la estructura, se somete a una carga horizontal monótonica, previamente definida, la cual se va incrementando hasta que se alcance la deformación máxima considerada o que la estructura falle. El propósito del análisis Push-Over, es evaluar el desempeño estructural estimando la resistencia y capacidades de deformación usando un análisis estático no lineal, y comparando estas capacidades con las demandas en los niveles de desempeño correspondiente (Kalayagunta, 2012). Aunque el análisis estático no lineal de estructuras ha sido recientemente incluido en las provisiones de diseño para la construcción de nuevos edificios, el procedimiento como tal no es nuevo y se ha utilizado desde hace varios años en investigaciones y aplicaciones de diseño. Viene a ser un método más simple ya que da una evaluación directa de la respuesta de estructuras ante los desplazamientos horizontales debidos a sismos de magnitud considerable y puede ser una buena alternativa en relación con otros procedimientos más complejos de análisis (FEMA 450, 2003). Este procedimiento utiliza técnicas simplificadas no lineales para estimar la deformación estructural. Por el contrario el procedimiento dinámico no lineal, comúnmente conocido como análisis no lineal historia-tiempo, requiere

un juicio considerable y experiencia para realizarlo, y puede ser usado sólo dentro de las limitaciones que se describen en las especificaciones (FEMA 356, 2000).

El análisis Push-Over se representa por medio de la curva de capacidad de la estructura, la cual es una curva fuerza-desplazamiento en la que se representa la fuerza cortante horizontal y el desplazamiento en el extremo superior de la estructura. La capacidad de una estructura depende de la resistencia y capacidades de deformación de los componentes de la estructura. (ATC 40,1996). Otra forma de aplicar el procedimiento Push-Over es por medio del análisis experimental de elementos a escala real, tratando de representar las condiciones reales de la estructura en el laboratorio.

La capacidad de una estructura se establece por medio de la curva de capacidad esta curva representa la relación entre la resistencia de carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral característico. La curva de capacidad se convierte a aceleración y desplazamiento espectral dando origen a una nueva curva llamada espectro de capacidad. Esta transformación de la curva de capacidad a coordenadas espectrales es realizada para poder ser comparada con el espectro de demanda. Una forma de transformar la curva de capacidad a espectro de demanda es la siguiente:

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 W} \qquad S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 * \phi_{1,techo}}$$

Donde S_a y S_d son la aceleración y el desplazamiento espectral respectivamente, V es el cortante basal, W el peso total, α_1 es la masa efectiva del primer modo de vibrar, Δ_{techo} es el desplazamiento en el último piso, PF_1 es el factor de participación modal $\phi_{1,techo}$ es el desplazamiento modal en la última planta del edificio. La figura 30 muestra un ejemplo del espectro de capacidad y el espectro de demanda. El punto de desempeño corresponde a la intersección de los espectros de capacidad y demanda. (Moreno, 2006).

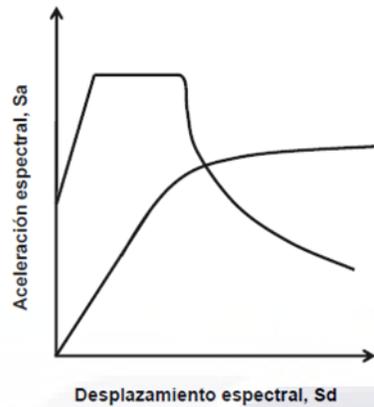


Figura 30.-Grafica que muestra la intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda.

Para utilizar el método de espectro capacidad es necesario convertir la curva de capacidad la cual se encuentra en términos del cortante basal y el desplazamiento en el techo, para lo cual es llamado un espectro de capacidad, la cual es una representación de la curva de capacidad en términos del espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ATC 40,1996),(figura 31).

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right]}{\left[\sum_{t=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right]}$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right]}$$

$$Sa = \frac{V}{\alpha_t \bar{W}}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo,1}}$$

Dónde:

- PF_i = Factor de participación modal para el primer modo natural.
- α_1 = coeficiente masa modal para el primer modo natural
- w_i/g = masa asignada al nivel *i*
- ϕ_{1i} = amplitud del modo 1 en el nivel *i*
- N = nivel N el nivel el cual es el más elevado en la porción principal de la estructura.
- V = Cortante en la base
- W = peso muerto del edificio más cargas vivas probables
- Δ techo = Desplazamiento en el techo
- S_a = aceleración espectral
- S_d = desplazamiento espectral

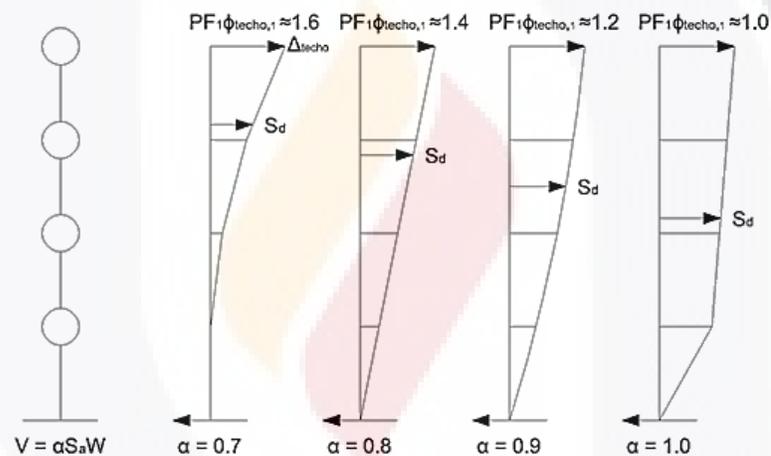


Figura 31.- Ejemplos de factores de participación modal y coeficientes de masa modal

2.6 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PULL-DOWN

El efecto del análisis tipo pull-down en una estructura se considera cuando alguno de los apoyos sufre un desplazamiento vertical. Este tipo de análisis resulta ser similar al que ocurre cuando se realiza un análisis estático no lineal llamado push-over. La diferencia estriba principalmente en la dirección en que se aplican las fuerzas y se evalúan los desplazamientos. Mientras que en el análisis push-over, los desplazamientos y las fuerzas se evalúan de forma horizontal, en el análisis pull-down este análisis se realiza de forma vertical. Un parámetro importante en este tipo de análisis de desplazamientos verticales

(hundimiento o asentamiento), es la velocidad en que estos se desarrollan la cual depende del origen de los mismos que puede tener diferentes causas tal como visto en la sección 2.2. Una de las mayores dificultades para lograr resultados confiables para deslizamientos de tierra en comparación a otras amenazas naturales, como sismos o inundaciones, es debido a la complejidad de modelización del deslizamiento, en la identificación de los parámetros relevantes de intensidad y en la evaluación de la vulnerabilidad de una manera cuantitativa. De acuerdo con Negulescu, (2010) existen tres métodos generales para predecir daños en estructuras debido a movimientos y asentamientos de la cimentación:

- Métodos empíricos, los cuales establecen criterios de serviciabilidad para relacionar la deformación observada de mediciones de campo con el daño.
- Métodos que utilizan los principios de la ingeniería estructural.
- Métodos basados en modelación numérica.

Los asentamientos diferenciales causados por el fenómeno de subsidencia aunado al agrietamiento del suelo, son una de las principales causas de daños a estructuras registrados en diferentes partes del mundo. Este tipo de asentamientos se producen cuando una parte del suelo agrietado tiende a descender lentamente, generando desniveles en el terreno que inician con unos cuantos milímetros y a lo largo de los años llegan a alcanzar varias decenas de centímetros que pueden causar inestabilidad en una parte o toda la estructura por medio de asentamientos, rotaciones y distorsiones.

2.6.1 Efectos de los desplazamientos del suelo en las estructuras

Aunque un desplazamiento mínimo no causa daños estructurales graves a las construcciones, si puede provocar un mal funcionamiento en instalaciones, conexiones de las mismas, puertas, accesos o conexiones con estructuras adyacentes. La rotación como cuerpo rígido de una parte de la estructura puede producirse cuando los desniveles en el suelo en la zona de grieta, son considerables y esa parte de la estructura se ve obligada a rotar. La inclinación o rotación como cuerpo rígido afecta el comportamiento estructural del edificio y además de afectar el uso de instalaciones y la operación o uso de maquinaria.

La distorsión angular es un parámetro de medición que se utiliza con mucha frecuencia para revisar el comportamiento estructural de los edificios cuando se ven afectados por acciones externas que pueden causar su inestabilidad como las fuerzas de viento, sísmicas o los asentamientos diferenciales. Para el caso de asentamientos diferenciales, la distorsión angular se puede definir como la rotación del plano de cimentación en relación con el plano original, una vez que se ha generado el desplazamiento vertical. Se puede expresar de la siguiente manera:

$$\beta = \frac{\delta_s}{L}$$

Dónde: δ_s = Asiento diferencial entre dos apoyos de una estructura

L = Distancia entre apoyos.

La distorsión es causada por movimientos diferenciales de varias partes de la estructura y este movimiento puede causar flexión y distorsiones cortantes. El movimiento total de una estructura es la suma de desplazamientos del cuerpo rígido, rotaciones y distorsiones. Ha sido común estimar la respuesta del edificio basada en el criterio de la distorsión angular, donde la distorsión angular (β) también referida como una rotación relativa, es aproximada como la rotación debido al asentamiento, de una línea recta uniendo dos puntos de referencia sobre la estructura menos la inclinación del cuerpo rígido (Boscardin, 1989).

Por medio de la distorsión angular se puede estimar el comportamiento estructural de las construcciones de tal manera que se pueden establecer límites de distorsión para edificios afectados por algún tipo de desplazamiento. En relación con este punto varios investigadores han propuesto diferentes valores de distorsión y los posibles daños que se pueden generar a la estructura.

Bjerrum clasificó los daños en las estructuras según la distorsión angular como se indica en la tabla 1 (Chamorro, 2005).

Tabla 1.- Criterio tentativo de daño según Bjerrum (Adaptada de Chamorro, 2005)

Distorsión angular	Daños
$\frac{1}{100}$	Límite cuando se teme daño estructural. Límite seguro para muros flexibles de ladrillo con $\frac{h}{L} < \frac{1}{4}$. Considere agrietamiento en tabiques y muros de ladrillo.
$\frac{1}{250}$	Límite para el que el giro de edificios rígidos altos puede ser visible.
$\frac{1}{300}$	Límite para el que se espera la primera fisura en tabiques. Límite en el que se esperan dificultades para puente de grúa.
$\frac{1}{500}$	Límite seguro para edificios que no permiten agrietamiento.
$\frac{1}{600}$	Límite de peligro para marcos con arriostramientos diagonales.
$\frac{1}{750}$	Límite inferior, para maquinaria sensible a asentamientos.

Por su parte Skempton y McDonald observaron 98 edificios de los cuales 40 habían sufrido algún tipo de daño. A partir de sus observaciones sugirieron el siguiente criterio básico:

- 1/150 causa daño estructural
- 1/300 causa agrietamiento de muros y tabiques

En esta investigación realizada por Boscarding (1989), relaciona los daños en los edificios con la deformación horizontal a tensión y la distorsión angular. Tomando en consideración los estudios realizados previamente por Skempton y Mc Donald (1956) y Bjerrum (1963) considera el valor de tensión como 0.15% como límite de riesgo para que se produzcan fisuras en muros de tabique y de 0.30% como límite para que se produzcan daños estructurales. Los anteriores valores de límite corresponden a distorsiones angulares de 1/300 y 1/500 respectivamente considerando que no exista desplazamiento horizontal. Boscardin y Mc Donald resumieron la información en una gráfica en la que se representa el nivel de daño posible (despreciable, muy ligero, ligero y moderado), en donde el eje de abscisas representa la distorsión angular y en el eje de las ordenadas la deformación horizontal en tensión (figura 32).

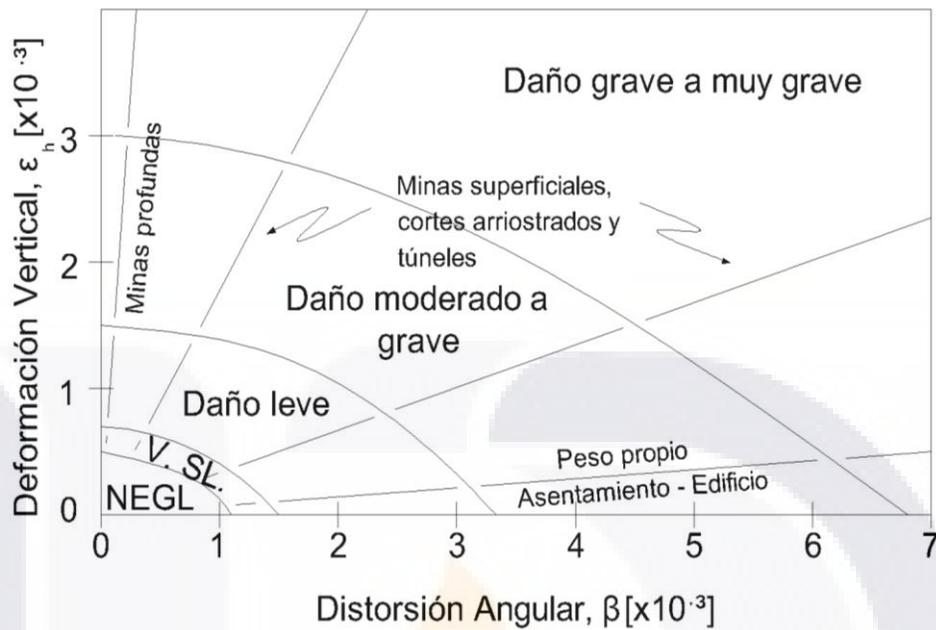


Figura 32.- Grafica de niveles de daño para asentamientos en edificios propuesta por Boscardin (1989).

La grafica aquí expuesta propuesta por Boscardin (1989) se realizó considerando subsidencia del suelo por diversas causas como construcción de túneles bajo zonas urbanas, excavaciones para cimentación cerca de construcciones, excavaciones para minería, en donde se consideran tanto desplazamientos verticales como desplazamientos horizontales. Aunque el fenómeno de desplazamientos verticales por subsidencia y agrietamiento no está contemplado como tal en esta gráfica, si nos da una idea de los valores de distorsión permisibles considerando diferentes escalas de daño lo que representa un marco de referencia para el presente trabajo, considerando que los agrietamientos estudiados tienen su origen en esfuerzos de tensión provocados por irregularidades en el subsuelo.

2.7 MARCOS DE ACERO ROLADO EN FRIO ANTE CARGA LATERAL

2.7.1 Estudios Previos

Las especificaciones correspondientes a marcos de acero ante carga lateral corresponden con la S211-07, Wall Stud Design, de las normas para marcos de acero rolado en frío. Con el fin de tener un conocimiento más amplio del comportamiento de los marcos de

acero rolado en frío ante carga lateral se tomaron de referencia los estudios realizados por varios investigadores en diferentes partes del mundo.

De acuerdo con Dubina (2008), en los últimos años, se han incrementado los estudios relacionados con el comportamiento del marco estructural de acero formado en frío ante cargas sísmicas, aunque estos estudios se han basado principalmente por caracterización experimental y numérica. Por otro lado, en muchas de las ocasiones el comportamiento de marcos ante cargas laterales está condicionado por el tipo de anclaje al piso y por las conexiones que se presentan tanto en la estructura como en el material de recubrimiento. (Dubina, 2008).

Para el estudio experimental presentado por Dubina se llevaron a cabo pruebas con diferentes marcos en los cuales se consideraron vanos de puertas y ventanas. Se utilizaron paneles recubiertos exteriormente con lamina corrugada y adicionalmente se sometieron a prueba experimental, paneles con recubrimiento de lámina e interiormente recubiertos con panel de yeso.

Una de las conclusiones importantes de la investigación realizada por Dubina es el efecto que produce el recubrimiento de panel de yeso en el comportamiento mecánico del panel, por lo que se llegó a la conclusión que la resistencia y la rigidez del muro se vieron incrementadas por la aplicación de ese tipo de panel., de acuerdo con esto, los resultados experimentales sugirieron un incremento en términos de la carga ultima alrededor del 20% comparado con el marco con recubrimiento solo por el lado exterior. La etapa experimental de este estudio consistió en 6 series de marcos a escala real, probados con diferentes tipos de recubrimiento, utilizando básicamente, lamina corrugada de acero, panel OSB (Oriented Strand Board), y panel de yeso en la parte interior del muro. Las dimensiones de los muros fueron de 3600 mm x 2440 mm, los cuales se sometieron a cargas monotónicas (estáticas) y cíclicas. Una observación importante de este estudio son los resultados comparativos entre cargas monotónicas y cíclicas, ya que en el caso de estas últimas se nota una disminución en la resistencia de aproximadamente 10 % en relación con las monotónicas. Otras observaciones importantes, son en relación con los mecanismos de falla de los diferentes materiales utilizados en las pruebas experimentales. Se detectaron 2 distintos mecanismos de falla para paneles con lámina corrugada y panel OSB. La deformación lateral de un panel es dependiente de:

- Deformación por cortante del material de recubrimiento.
- Deformación debido a elevación de la esquina.
- Deformación no lineal en las conexiones entre el panel y estructura.

Para el caso de los paneles OSB, ya que la estructura deforma dentro de un paralelogramo, el panel OSB tiene una rotación de “cuerpo rígido”. Como una consecuencia las conexiones en las esquinas de los paneles OSB son los que absorben las máximas deformaciones y por lo tanto se dañan en consecuencia.

En otro estudio realizado por Morgan et al, 2002, se sometieron a carga lateral un total de 20 marcos con el fin de observar su comportamiento y resistencia mecánica. La mitad de los paneles se probaron a cargas monotónicas y el resto de los paneles se sometieron a cargas cíclicas. Se utilizaron marcos con 3 tipos diferentes de recubrimiento: panel OSB, lámina lisa y panel de yeso. Las pruebas monotónicas se realizaron exclusivamente en marcos con recubrimiento de yeso de 2.44x2.44 m. Para las cargas cíclicas se utilizaron marcos con dimensiones de 1.22x2.44 m, con recubrimiento de Panel OSB de 7/16”, lamina de acero de 27 milésimas de pulgada en espesor y panel de yeso de 1/2” de espesor (figura 33). La separación o espaciamento de los studs fue de 60 cm en todos los marcos. En la tabla 2 realizada por Morgan et al, 2002, se indican las principales características de falla de los marcos considerados.

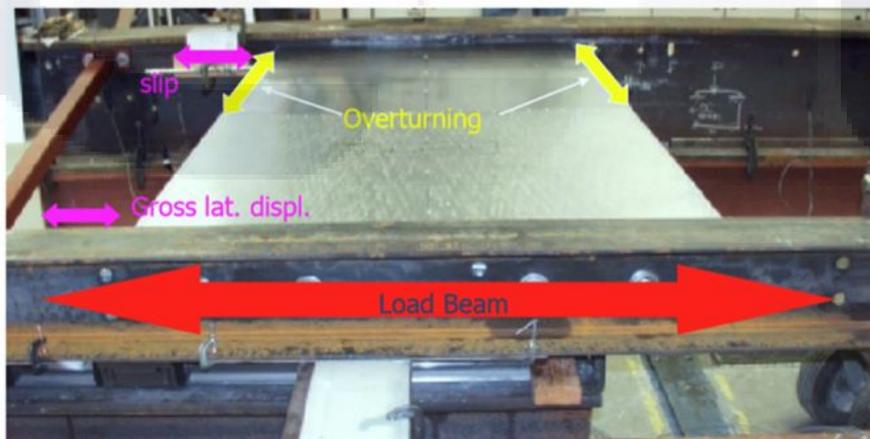


Figura 33.- Arreglo de especímenes de prueba en el marco de carga (Morgan, 2002)

Tabla 2.- Tabla de daños en muros ensayados (Morgan, 2002).

Muestras de ensayo	Modo de falla
1, 2	Daño al panel OSB en los elementos de fijación: Los elementos de fijación tiran a través del espesor de revestimiento y fracturan los bordes del panel.
3, 4	Daño al panel OSB en los elementos de fijación: Los elementos de fijación tiran a través del espesor de revestimiento y fracturan los bordes del panel, en algunos casos, los elementos de fijación son arrancados del marco.
6, 7	Daño al panel OSB en los elementos de fijación y pandeo local en el stud en la perforación del alma. Daño en el panel OSB por los elementos de fijación tirando a través del espesor del revestimiento y fracturando los bordes del panel.
8, 9	Daño al panel OSB en los elementos de fijación y falla a cortante de los tornillos del anclaje hold-down. Daño al panel OSB por los elementos de fijación tirando a través del espesor de revestimiento y fracturando los bordes del panel.
10, 11	Tornillos separados de la lámina de acero a lo largo de la junta horizontal.
12, 13, 14, 15, 16, 17, 20, 21	Fractura del panel de yeso en los elemento de fijación a lo largo de los bordes. Con el aumento del desplazamiento, el soporte de los paneles en la unión horizontal fue evidente. El soporte en la junta horizontal dio lugar al pandeo en el panel.
18, 19	Fractura del panel de yeso en los elemento de fijación a lo largo de los bordes del panel. También se generó desprendimiento de las cabezas de los tornillos en los bordes.

De todas las pruebas realizadas y con las variables del recubrimiento en uno o ambos lados del muro, el calibre de los elementos del marco studs y track, y en pruebas monotónicas y cíclicas, se encontró que en cuanto a la máxima carga resistida por el muro ante carga lateral, el resultado más bajo corresponde con el muro con panel de yeso. Para el caso de los muros con panel OSB, se observa que en cuanto a las pruebas realizadas con marcos con recubrimiento por un solo lado, aquel con mayor resistencia, corresponde con los perfiles de mayor calibre. En los muros con recubrimiento en ambos

lados, igualmente los valores más altos de resistencia coincidieron con los muros con perfiles de mayor espesor. Para los muros con recubrimiento metálico, el valor más alto de resistencia entre las dos pruebas, coincidió con el mayor calibre de la lámina.

Para el caso de las pruebas realizadas a marcos con recubrimiento de yeso, se encontró que la resistencia más alta de las 10 pruebas efectuadas, correspondió con aquel muro con refuerzos a base de una banda metálica de 3 milésimas de espesor. Se encontró que por ejemplo para los marcos con panel OSB, al colocar tornillos del número 8 en un perfil de 54 milésimas de pulgada de espesor, y con tornillos del número 10 en un perfil de 68 milésimas, se crearon las condiciones para generar una falla en modo dúctil en la conexión. En estas mismas pruebas con panel OSB, en este caso con recubrimiento por ambos lados, se observó que la demanda de carga en uno de los vértices del marco excedió la capacidad del stud de 54 milésimas de pulgada de espesor. Para el caso en el que utilizo un stud de 68 milésimas de pulgada, en el marco, con recubrimiento por ambos lados, también la capacidad del stud en uno de los vértices de anclaje, fue suficiente para soportar las cargas aplicadas, pero no así para los tornillos colocados en el elemento de anclaje (hold down). Se observó también que una falla prematura en estos elementos (anclaje), evita el desarrollo de la capacidad del recubrimiento y también de alguna forma limita la efectividad o el desempeño del muro (figura 34).



Figura 34.- Falla de los elementos de sujeción del panel OSB (Morgan, 2002).

Para el caso de las pruebas con recubrimiento metálico el pandeo por las fuerzas cortantes en diagonal acompañado por tensión diagonal, resultó en alta demanda sobre unos cuantos tornillos en el centro de la unión a la mitad de la altura. Esta alta demanda causó el panel abriera a lo largo de la unión antes de que la hoja de acero pudiera

desarrollar su resistencia total. En cuanto al panel de yeso en la prueba monotónica, se caracterizó por el rompimiento del material de recubrimiento en los puntos de fijación correspondientes a los bordes del marco y los tornillos sujetadores se desprendieron a lo largo de los bordes.

Otro caso de estudio ante cargas laterales es el realizado por Baran et al, 2012. Se sometieron los marcos a carga lateral y se utilizó el panel OSB como material de recubrimiento. Una de las variantes del estudio es considerar el marco sin ningún material de recubrimiento a fin de revisar el comportamiento de la estructura metálica. Los especímenes se sometieron a carga monotónica la cual se aplicó en la esquina superior del marco. Por medio de pernos de sujeción el marco se ancló al piso. Se utilizaron 2 tipos de marcos con diferentes dimensiones y estructuración. Uno de ellos con una longitud de 1220 mm por 2440 mm de altura y un arreglo en diagonal de studs a fin de proporcionar mayor rigidez y resistencia al marco (figura 35a). El otro tipo de marco se construyó con las mismas dimensiones del anterior, con la diferencia de que a este último únicamente se le colocó un stud intermedio (figura 35 b).

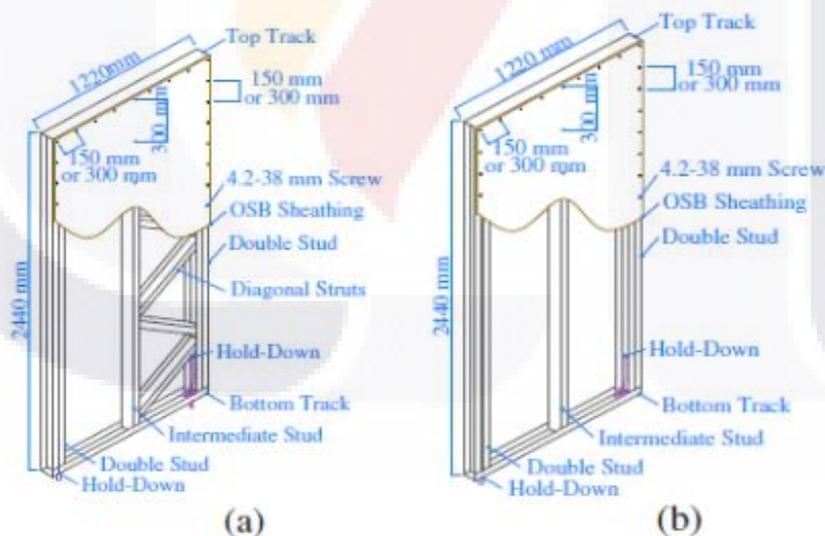


Figura 35.- Disposición y geometría de los marcos utilizados en prueba experimental (Baran, 2012).

El objetivo de las pruebas es revisar el comportamiento de los marcos con refuerzos en diagonal, que es una práctica común en las construcciones de acero rolado en frío en Turquía. De la misma forma se revisó el comportamiento del panel OSB en diferentes

espesores y con diferentes espaciamentos de fijación de los tornillos, considerando también dos tipos de perfiles en canal con diferente sección transversal. En la siguiente imagen se muestran los detalles generales de las pruebas experimentales (figura 36).



Figura 36.- Estructuración de marcos para los ensayos realizados (Baran, 2012).

Para evitar el deslizamiento del marco y poder determinar su resistencia ante cargas laterales, el mismo se fijó al piso por medio de anclajes metálicos en forma de “L” de 4 mm de espesor en cada extremo inferior del muro (figura 37). Como es sabido, este tipo de fijación al piso es el responsable de soportar tanto el deslizamiento (fuerza cortante), como la tendencia a volcarse del marco.

El comportamiento mecánico de los marcos ante carga lateral, fue el esperado. Se presentaron deformaciones considerables en la parte inferior del muro, sobre todo en las cercanías de la conexión inferior tanto en el anclaje hold-down, como en el track inferior adyacente a este anclaje. La principal falla en marcos sin recubrimiento y con elementos en diagonal, fue el pandeo local en la base del elemento intermedio, al estar trabajando a compresión. Por otra parte, en el elemento vertical formado por 2 studs, trabajando a tensión sufrió la separación entre estos elementos.

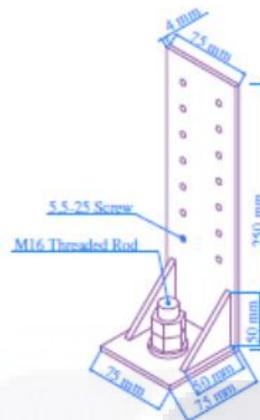


Figura 37.- Anclaje tipo Hold-Down (Baran, 2012)

Para el caso de muros con recubrimiento con panel OSB, una de las principales fallas se desarrolló en la región cercana al anclaje del muro (hold-down) por esfuerzos de tensión sufriendo deformaciones tanto el elemento vertical como el track inferior de anclaje al suelo. En cuanto a las uniones atornilladas entre el panel OSB y los elementos estructurales del muro, ocurrió desprendimiento del recubrimiento, debido tanto a la inclinación como a la separación de los tornillos de fijación del panel OSB. La colocación de los soportes diagonales, incrementó ligeramente la capacidad de carga y la rigidez inicial de los muros. Para el caso dónde no se utilizaron los soportes en diagonal, se encontró que utilizando un espesor de panel OSB de 18 mm, resultó en una mayor capacidad en relación con un espesor de panel de 11 mm.

Por otro lado para el caso que se incluyeron soportes diagonales, no se presentó diferencia apreciable entre espesores de panel de 11 mm y 18 mm. Finalmente se observó que el incremento de espaciamiento de 150 mm a 300 mm en los bordes del panel, disminuyó la capacidad de carga lateral y deformación. Por su parte Chi-Ling Pan realizó también pruebas a carga lateral en marcos. Según este autor, la construcción de estructuras de acero formado en frío de pared delgada se pueden visualizar considerando 2 componentes principales: uno es el sistema del marco estructural y el otro es el sistema de muro estructural. Este sistema de muro estructural, básicamente tiene la función de soportar las cargas horizontales que se pueden presentar como lo son las cargas de sismo y viento. En la investigación realizada por Pan, se estudiaron 3 tipos de materiales para estructurar el sistema de muros. Panel de yeso, Panel de silicato de calcio y Panel OSB. Se consideraron las dimensiones de 1220 mm de altura por 2440 mm

de longitud, en espesores de 9 mm y 12 mm en cada uno de los materiales. La configuración de armado de uno de los marcos se muestra en la figura 38, donde se puede observar la estructuración de los studs en el marco, cuya separación entre estos es de 400 mm. La separación de los tornillos de fijación fué de 100 mm en todos los bordes de cada panel y de 200 mm en su parte central.

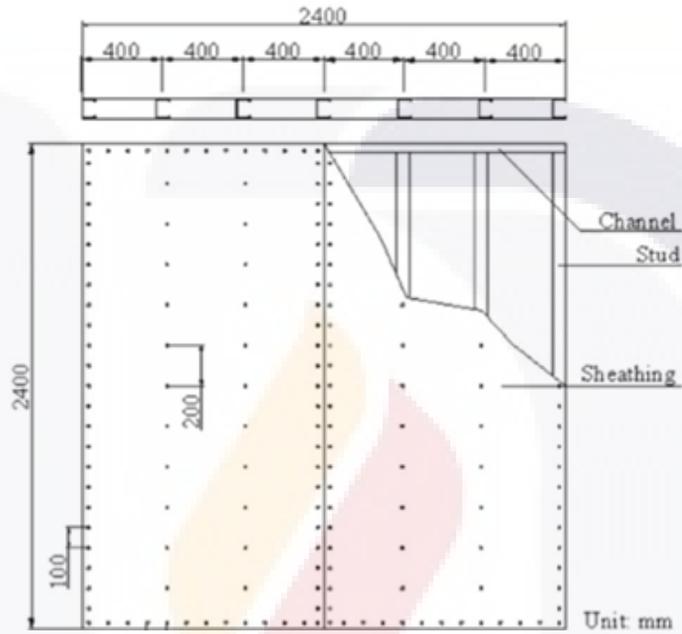


Figura 38.- Estructuración de los marcos en prueba experimental (Pan, 2011).

En este estudio se consideraron 3 tipos de materiales de recubrimiento, panel de yeso, panel de silicato de calcio y panel OSB (oriented strand board). Se manejaron dos diferentes espesores, 9 y 12 mm. Se utilizaron sujeciones al piso por medio de anclajes “hold-down” en cada extremo del muro. La velocidad de prueba utilizada en este tipo de muros fue de 0.25 cm/min. Para los ensayos de los diferentes muros se consideraron 5 grupos de especímenes de prueba:

1. Dimensión de muro completa y sin recubrimiento
2. Dimensión de muro completa y con recubrimiento por un lado del muro.
3. Dimensión de muro completa y con recubrimiento en ambos lados del muro.
4. Media dimensión de muro y con recubrimiento por un solo lado del muro.
5. Media dimensión de muro y con recubrimiento en ambos lados del muro.

De acuerdo con las pruebas efectuadas a este tipo de muros, y con sus diferentes arreglos y condiciones, Pan (2011) clasificó las fallas de acuerdo con el comportamiento estructural que presentaron los muros ensayados, estos tipos de fallas se enuncian a continuación:

- Falla de soporte de carga del panel. Al fijar los paneles a la estructura metálica por medio de tornillos, estos transmiten las fuerzas inicialmente inducidas a los elementos estructurales y se generan esfuerzos entre el panel y los elementos de fijación, con lo que se genera la falla justamente en las cercanías de los tornillos con más esfuerzos inducidos.
- Falla por cortante de los tornillos auto taladrantes. Este caso ocurre en el stud extremo cercano al punto de carga, en donde por las cargas aplicadas el track inferior tiende a levantarse y comienza a deformarse poco a poco y en un determinado tiempo viene la falla de los tornillos de fijación y del track inferior (figura 30).



Figura 39.- Falla en track inferior del marco en la prueba experimental (Pan, 2011)

- Movimiento relativo de los paneles. Como son elementos individuales, al aplicarse la carga comienzan a deformarse independientemente, generando desplazamientos en las esquinas de cada panel con el consecuente desfase de los módulos.

- Fractura del material de recubrimiento. Para este caso la fractura del panel no ocurre en el centro del mismo, ya que no solo están sometidos a resistir fuerzas cortantes sino también fuerzas de compresión y tensión debido al momento generado por la fuerza horizontal.
- Deformación de stud y track. Los studs extremos en cada marco se sometieron a fuerzas tanto de tensión y compresión, con lo que producen tanto desprendimiento de la fijación entre ellos y por el otro lado, aplastamiento de esos elementos.

De acuerdo con los resultados encontrados por Pan (2011), se graficaron los datos de todas las pruebas a los marcos, en una curva carga-desplazamiento. De esta serie de gráficas se puede observar que en el caso de los paneles que se construyeron con cubierta por ambos lados del muro, tuvieron la más alta resistencia última, caso contrario, los muros que no se construyeron con cubierta, presentaron los valores más bajos de resistencia.

Para el caso de comparar la resistencia máxima entre los diferentes materiales, se puede encontrar que el panel OSB alcanzó el valor más alto de resistencia, en segundo lugar está el panel de silicato de calcio y en tercer lugar el panel de yeso. De acuerdo con la gráfica que se muestra enseguida, se puede observar que el comportamiento del panel de yeso en comparación con los otros materiales, define una curva que desciende muy suavemente, después de alcanzar su resistencia máxima.

Según Pan (2011), esta condición indica que las propiedades mecánicas del material del panel, prácticamente no influyen en la capacidad de carga del elemento, pero si en su comportamiento estructural. Según los resultados obtenidos durante el desarrollo de las pruebas de laboratorio, se pueden establecer varios puntos importantes que destaca el autor de acuerdo con el comportamiento mecánico de los marcos.

Se sometieron a cargas laterales un total de 13 marcos, de los cuales 5 con panel de yeso, 5 de silicato de calcio, 2 de panel OSB, y 1 se utilizó sin recubrimiento, (figura 40).

Las principales causas de la falla de los muros fueron las siguientes:

- La falla por capacidad de carga de la cubierta alrededor de los tornillos auto taladrantes, y la separación entre la cubierta y los tornillos en diferentes zonas.
- Como esperado el marco con recubrimiento en ambas caras alcanza una resistencia más alta que aquel sin recubrimiento.

- Comparando la resistencia última de los tres, materiales se tiene que el panel OSB adquiere la mayor resistencia, en segundo lugar el panel de silicato de calcio y finalmente el panel de yeso.
- La resistencia última de marcos con un solo lado de recubrimiento, presenta aproximadamente un valor 50 % menor, en comparación con marcos con recubrimiento por ambos lados.

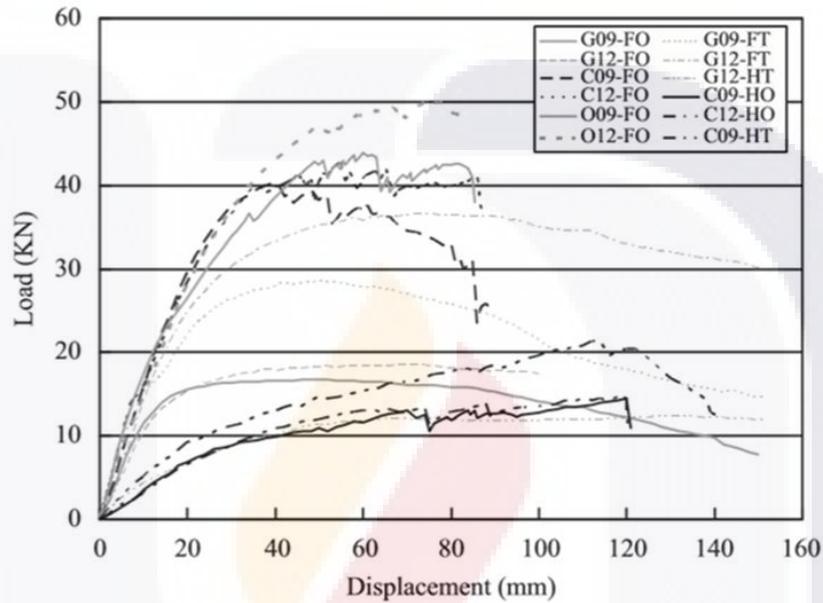


Figura 40.- Gráfica Carga-Desplazamiento para marcos con diferentes materiales (Pan, 2011).

La resistencia a cortante de los muros de acero formado en frío, está asociada con múltiples factores como es, el calibre y calidad de studs, tracks, y paneles usados como recubrimiento, la separación entre los tornillos de fijación, la relación altura-ancho del muro y la separación de los studs, por lo que con esas variables resulta difícil determinar la resistencia del marco a fuerza cortante utilizando métodos teóricos, por lo que en la gran mayoría de los casos los diferentes arreglos y diseños de los marcos se someten a pruebas de laboratorio para observar su desempeño y determinar su capacidad ante cargas laterales (Pan,2011).

En el estudio realizado por Zhou Xuhong et al (2006), se sometieron a pruebas experimentales marcos con las siguientes condiciones de recubrimiento.

- Marco con panel de yeso de 12 mm de espesor, colocado en un solo lado con dimensiones de 1.2 m x 3 m

- Marco con panel OSB de 9 mm de espesor, colocado en un solo lado, con dimensiones de 1.22 m x 2.44 m.
- Marco con panel de yeso de 12 mm por un lado y panel de madera OSB de 9 mm por el otro lado.

Para los studs, canal con borde rígido con denominación C89x44.5x12x1.0 espaciados 600 mm centro a centro. Para los tracks canal simple con denominación U92x40x1.0. La separación de los tornillos en el borde fue de 150 mm y en la parte central del panel fue de 300 mm (figura 41).

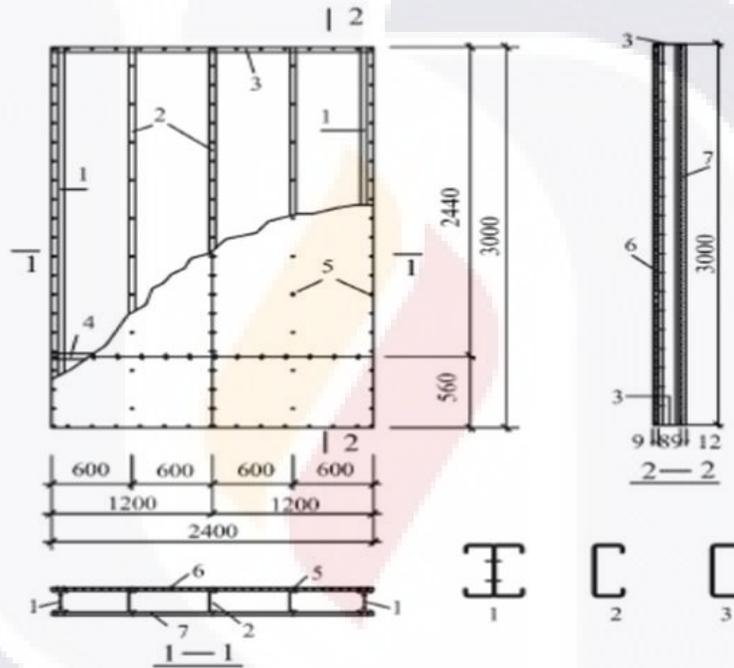


Figura 41.-Detalles de la geometría y estructuración de los marcos (Zhou, 2006).

En relación con el comportamiento de los diferentes marcos sometidos a prueba, se detectaron diferentes mecanismos y modos de falla. Una de las observaciones que se han detectado también en otros estudios es que los menores valores de resistencia al esfuerzo cortante y rigidez, corresponden al marco con panel de yeso en un solo lado. Por otro lado el comportamiento del panel OSB, fue mejor que el panel de yeso, debido a que adicionalmente se le colocaron unas tiras metálicas en la parte posterior del panel, con lo que esto le ayudó a obtener mejor resistencia. En el caso del marco con panel de yeso y panel OSB definitivamente sobrepasó el desempeño de los dos anteriores (con

recubrimiento de un solo lado). El modo de falla fue muy similar en cada una de las pruebas. En la figura 42 se muestran las gráficas carga-desplazamiento, de las tres pruebas realizadas, en este caso estas gráficas nos indican el comportamiento del muro bajo carga durante el desarrollo de la prueba y en ellas se aprecia lo mencionado anteriormente.

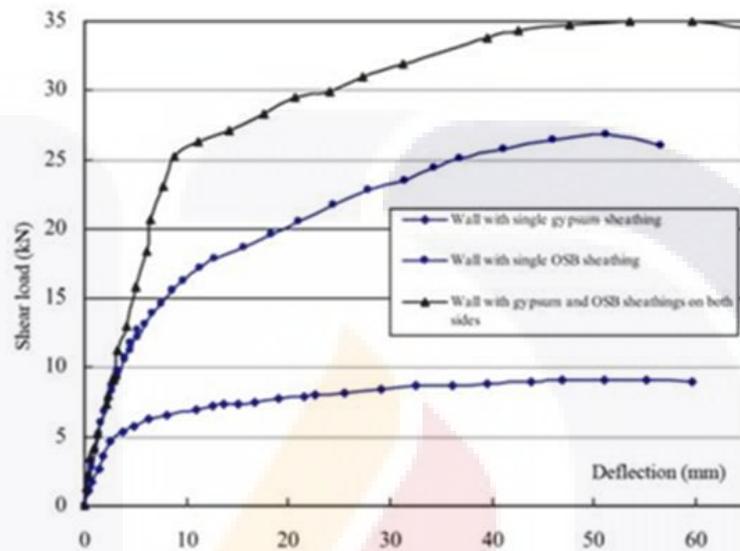


Figura 42.- Gráficas carga-desplazamiento de las diferentes pruebas (Zhou, 2006).

En otra investigación realizada por Nithyadharan (2012), se consideraron marcos con recubrimiento de silicato de calcio, sometidos a cargas horizontales tanto monotónicas como cíclicas y con diferentes arreglos en cuanto a la colocación de tornillos de fijación y en cuanto a las dimensiones de los marcos. La rigidez a cortante en el plano de un marco de acero formado en frío, la proporciona el recubrimiento al ser fijado a los elementos del marco. De acuerdo con estudios anteriores en este tipo de pruebas a cargas laterales se ha encontrado que las principales fallas ocurren en los elementos de fijación como son los tornillos y anclajes al piso, así como falla en los paneles igualmente en los puntos de fijación con los elementos de la estructura. Los estudios experimentales se llevaron a cabo en marcos con dimensiones 1200 mm de longitud por 2400 mm de altura, los cuales se recubrieron en ambos lados con paneles de silicato de calcio utilizando tornillos punta de broca, los cuales se espaciaron 150 mm en el perímetro y 300 mm en la parte central del panel. Los marcos se configuraron de dos maneras, la primera de ellas (tipo **a**), se realizó con un panel sencillo de dimensiones 1200x2400 mm, con diferente espesor en

cada lado del marco. El espaciamiento de los tornillos en los bordes fue de 150 mm y de 300 mm en el interior del panel. Se consideraron también diferentes distancias desde el borde, de 10 mm y 25 mm. En el tipo **b** se colocaron 2 paneles de 600x2400 mm en cada lado del marco, fijados con tornillos con un espaciamiento de 150 mm en los bordes y 300 mm en la parte central (Figura 43).

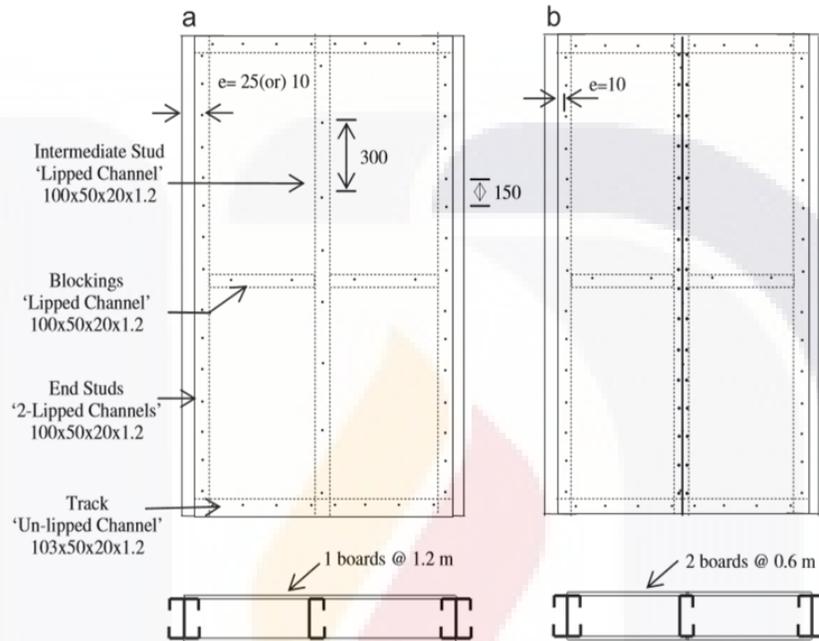


Figura 43.- Estructuración y espaciamiento de los tornillos en marcos a carga lateral (Nithyadharan 2012).

Se utilizaron en total 8 marcos con panel de silicato de calcio, cinco de los cuales se sometieron a la prueba monotónica y el resto a la prueba cíclica. Para el caso de la prueba monotónica se hicieron las siguientes consideraciones:

- 3 marcos tipo **a**, con espesores de panel de 8,10 y 12 mm con separación de tornillos desde el borde de 25 mm.
- 1 marco de tipo **a** con espesor de panel de 10 mm con 10 mm de separación de tornillos desde el borde.
- 1 marco tipo **b** con 10 mm de espesor del panel y 10 mm de separación de tornillos desde el borde.

Para el caso de la prueba cíclica se consideraron 3 marcos tipo **a** con espesor de panel de 8,10 y 12 mm, con una separación de tornillos de 25 mm desde el borde. En la figura 44 se detalla la instrumentación y detalles de las pruebas experimentales, obsérvese que

el elemento de anclaje es una pieza metálica robusta fijada con 12 tornillos de 8 mm de diámetro, con lo que se logra una excelente fijación al piso.

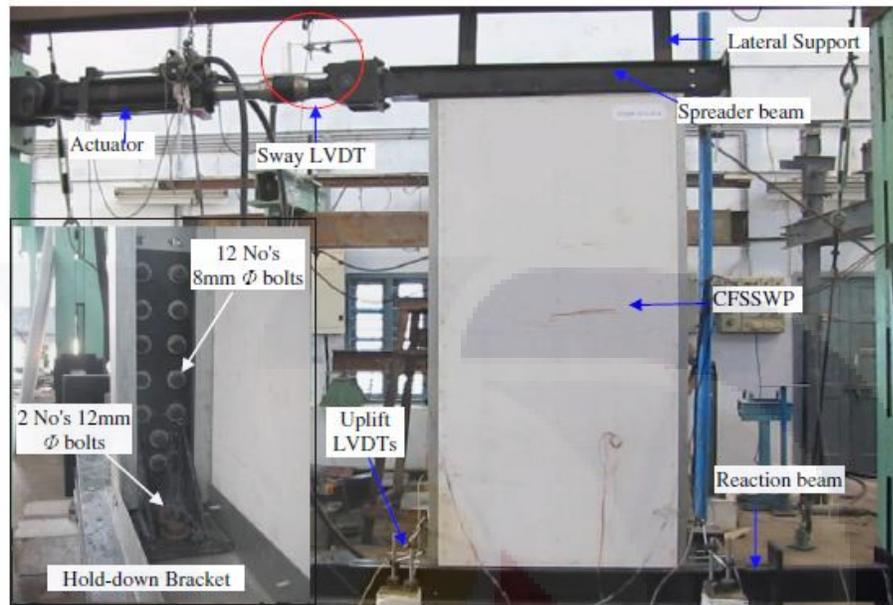


Figura 44.- Detalles de la instalación del marco y la aplicación de las cargas por medio de un actuador horizontal (Nithyadharan 2012).

Para medir los desplazamientos durante la prueba se utilizaron 5 transductores electrónicos (LVDT), colocados en sitios adecuados para la medición horizontal y vertical. Con el fin de medir la fuerza axial en los studs se utilizaron 3 transductores, colocados en la conexión inferior (hold-down). En la prueba monotónica, el desplazamiento unidireccional en el plano en la parte superior del muro, fue incrementándose gradualmente. Para evaluar la deformación permanente en un desplazamiento de 5 y 10 mm, el espécimen fue cargado y descargado de estos valores de desplazamiento. El desplazamiento fue aplicado a una velocidad uniforme de 3 mm/min hasta completar la falla del marco. Para el caso de las pruebas cíclicas se realizaron conforme al procedimiento establecido en la norma ASTM E2126-09. Las fallas más comunes que se presentaron bajo carga monotónica fueron las siguientes:

- Agrietamiento en las esquinas. Se presentó una grieta en diagonal cerca de los bordes del muro, en la esquina opuesta del punto de carga.
- Inclínación de los tornillos de fijación del panel.

- Falla de soporte del panel en los tornillos y extracción de los tornillos a través del panel (figura 45).

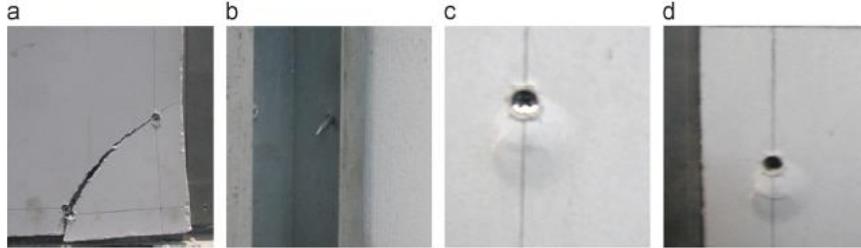


Figura 45.- Diferentes tipos de fallas en el panel ante carga monotónica, (Nithyadharan 2012).

De acuerdo con los resultados de las pruebas monotónicas, el autor establece que existe muy poca diferencia en la rigidez inicial de los diferentes marcos con diferentes espesores de panel, y diferentes distancias de los tornillos desde el borde del marco. Alrededor del 40 al 50 % de la carga última se establece en la no linealidad. Según este autor el comportamiento no lineal del panel es debido principalmente al comportamiento no lineal de las conexiones atornilladas entre el marco de acero y el material de recubrimiento. La resistencia es esencialmente la misma para los paneles tipos a y tipo b, con el mismo espesor, sin embargo el desplazamiento correspondiente a la misma carga, es más en el espécimen tipo b que en el espécimen tipo a, debido al desplazamiento relativo del panel a la mitad del stud, causado por la deformación del tornillo en esta ubicación. Después de la carga última, la carga decrece con el incremento del desplazamiento hasta la falla, exhibiendo buena ductilidad (figura 46).

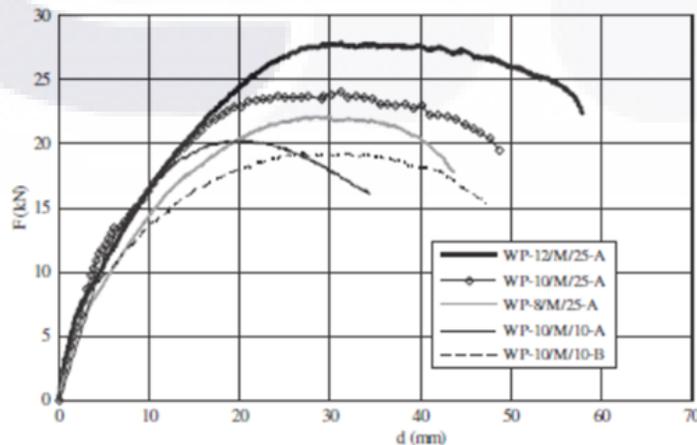


Figura 46.- Gráficas carga desplazamiento de los muros ante cargas monotónicas (Nithyadharan 2012).

En otro estudio realizado por Yu, (2010) se llevaron a prueba marcos de acero formado en frío de pared delgada con recubrimiento de lámina de acero de ciertos espesores con el fin de observar su comportamiento mecánico. Estos marcos se sometieron tanto a pruebas monotónicas como a pruebas cíclicas. Los muros de cortante formados por marcos de acero rolado en frío y recubiertos con lámina de acero, resultan ser un sistema práctico para resistir las fuerzas laterales en edificaciones. Las actuales especificaciones del AISI para diseño lateral en elementos de acero formado en frío edición 2007, establecen valores de resistencia nominal para un rango limitado de configuraciones de muros de cortante con recubrimientos de lámina de acero en términos de espesores y relación de aspecto del muro (altura/ancho) (Yu, 2010). Esta especificación establece resistencia a cortante nominal para muros de cortante de acero formado en frío usando recubrimiento de lámina de acero de 0.457 mm y 0.686 mm. La relación de aspecto es arriba de 2:1 para muros con 0.457 mm y arriba de 4:1 para muros usando espesores de lámina de 0.686 mm. Con el fin de determinar el comportamiento mecánico y resistencia de muros de acero formado en frío con otros espesores de lámina de acero como recubrimiento, se llevó a cabo el trabajo experimental en la Universidad del Norte de Texas en donde se hicieron pruebas utilizando láminas de acero con 0.762 mm o 0.838 mm de espesor con una relación de aspecto de 4:1 o 2:1, y lámina de acero de 0,686 mm de espesor con una relación de aspecto de 2:1 (figura 47).

El marco prefabricado se instaló en la estructura de pruebas, fijándose a esta por medio de tornillos de anclaje y preparándola para la aplicación de una carga horizontal en una de las esquinas superiores del marco. La viga de carga se fijó al track superior del muro por medio de tornillos autoperforantes del número 12 los cuales se colocaron a cada 76 mm del centro. El procedimiento para la prueba monotónica fue el marcado por la norma ASTM E564. Después de que la precarga fue removida, el procedimiento de incremento de carga se inició hasta la falla. En general se consideraron en esta prueba dos relaciones de aspecto, 2.44 m ancho x 1.22 m de altura (2:1) y 2.44 m ancho x 0.61 m de altura (4:1). Con los espesores de lámina de acero como recubrimiento, ya mencionados anteriormente: 0.686 mm, 0.762 mm y 0.838 mm. Considerando también el espaciamiento de los tornillos en los bordes del muro: 152 mm, 102 mm y 52 mm. Un total de 30 ensayos monotónicos se llevaron a cabo en este programa de prueba. Las resistencias nominales al corte se calcularon como la media de las cargas máximas de dos pruebas idénticas.

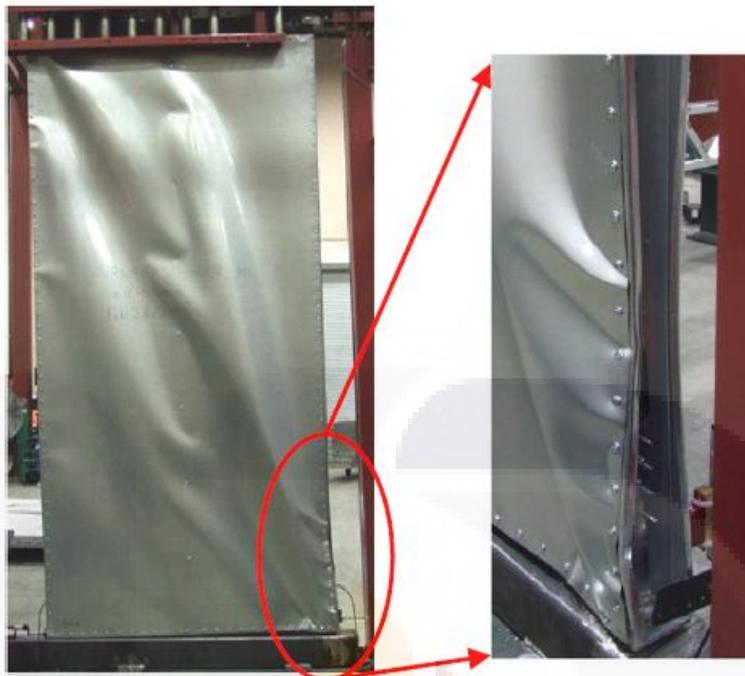


Figura 47.- Deformación de la lámina en forma diagonal y pandeo del stud, (Yu, 2010).

En todos los ensayos, la fuerza de corte en el plano causó el pandeo de la lámina de acero y una considerable deformación de la misma fuera del plano. La figura 38 muestra el modo de falla de un muro de 2,44 m x 1,22 m con recubrimiento de lámina de acero de 0.762 mm de espesor con una separación de tornillo de 51 mm/305 mm (espaciado en los bordes / espaciado en el centro). En los marcos donde se aplicaron doble stud espalda con espalda se encontró que tuvieron buen desempeño ante las fuerzas al volteo. Para los muros con mayor espaciamiento de los tornillos, en los bordes del panel, la falla resultó de una combinación de pandeo del recubrimiento y extracción de los tornillos de los studs extremos.

2.8 CARACTERIZACIÓN DE CURVAS MOMENTO-ROTACIÓN

Las estructuras de acero presentan algunas ventajas con respecto a otros materiales y una de esas ventajas es la ductilidad del material al soportar cargas, es decir la capacidad de sufrir grandes deformaciones sin fallar. El comportamiento carga-deformación del acero se considera lineal mientras se mantenga dentro de los límites de fluencia del material. Más allá de esos límites el material inicia a presentar un comportamiento

plástico. Cuando se carga una estructura y al incrementarse la carga sobre la misma, se produce fluencia en algunos puntos y experimenta deformaciones elastoplásticas. Al seguir aumentando la carga la estructura alcanza un estado totalmente plástico en el que se forman un número de secciones plenamente plásticas suficiente para transformar la estructura en un mecanismo plástico, si se continúa con la carga en aumento este mecanismo tiende a la falla. El análisis plástico supone además del reparto de tensiones plásticas dentro de la sección (formación de rótulas plásticas), también una redistribución del momento flexionante suficiente para que se desarrollen todas las rótulas plásticas que hacen falta para que tenga lugar el mecanismo plástico. Una curva Momento-Rotación representa el comportamiento a flexión que muestra un elemento estructural cuando se somete a una determinada carga la cual se va incrementando gradualmente hasta la falla del elemento. Para cada incremento de carga le corresponde un ángulo de rotación el cual se mide desde los apoyos hasta un punto determinado de la estructura deformada.

La capacidad de carga de cualquier estructura está directamente relacionada con su correspondiente curva momento-rotación la cual puede ser determinada por medio de pruebas experimentales, o con métodos analíticos o numéricos validados con estas pruebas (Pastor, 2008). Cuando una viga de acero flexiona, el elemento puede exhibir muchas formas diferentes de comportamiento lo cual depende de diversos factores como el tipo y magnitud de la carga, características mecánicas del mismo, sección transversal y propiedades geométricas de la sección. En un estudio realizado por Wilkinson, (1999) en vigas de acero construidas con elementos de sección rectangular en cajón, se obtuvieron las curvas momento-rotación para diferentes clases de vigas las cuales se muestran en la figura 48. Según Wilkinson, el decremento en el momento es usualmente asociado con un pandeo local inelástico. Esto puede verse en la figura 48 como una sección compacta, se comporta como una articulación plástica. Después de que se alcanzó el momento plástico, la curvatura continúa mientras el momento permanece aproximadamente constante en el valor de M_p . (Wilkinson, 1999). En el diseño plástico de estructuras de acero, diferentes zonas en la estructura son requeridas para la formación de articulaciones plásticas. Las articulaciones deben ser capaces de alcanzar el momento plástico (MP) y mantener el momento plástico para una cantidad adecuada de rotación de la articulación plástica, con el objeto de permitir la distribución de momentos en la estructura. La capacidad de rotación es una medida de qué tanto puede rotar una articulación. Una sección que se puede mantener como articulación plástica es conocida

como sección compacta o Sección Clase 1. Las secciones de acero son usualmente clasificadas según la forma que el pandeo local afecta el comportamiento a flexión del elemento. Algunas especificaciones de diseño (Euro código 3), definen 4 tipos de secciones: clases 1, 2,3, y 4, mientras las especificaciones de acero en Australia, y los Estados Unidos de América definen solamente 3 tipos de sección transversal: Sección Compacta, Sección No Compacta y Esbelta, (figura 48), (Wilkinson, 1999)

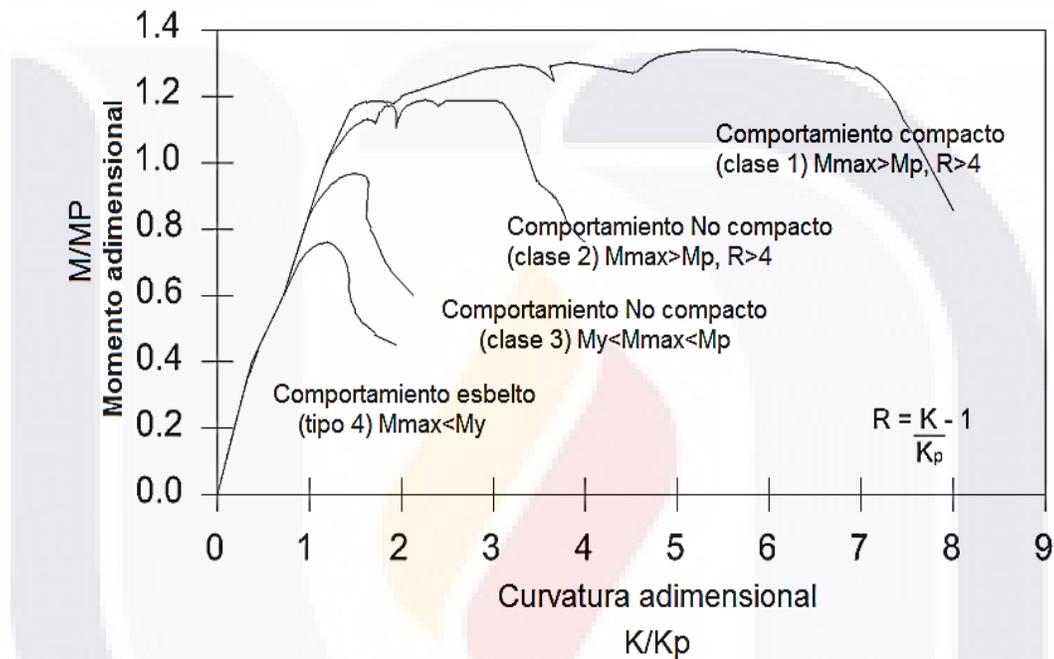


Figura 48.- Curvas Momento-Rotación para diferentes clases de vigas (Wilkinson, 1999).

La capacidad de carga de elementos de acero de pared delgada depende de la estabilidad de aquellas partes de la sección transversal que son o están sujetas a compresión. Aunque estos pueden fallar por inestabilidad, son capaces de soportar grandes deformaciones plásticas más allá de la carga última y también pueden absorber grandes cantidades de energía. Esta característica hace a las secciones de pared delgada adecuadas para aplicaciones en los cuales la absorción de la energía es necesaria, (Pastor, 2008).

Cuando se considera la capacidad de un elemento (sin una conexión), idóneo para el diseño plástico, comúnmente se aplican los criterios siguientes:

- La inestabilidad local de los elementos placa formando la sección transversal es el mayor factor afectando la capacidad de rotación. Los elementos placa deben ser

suficientemente robustos para evitar el pandeo local inelástico. Los límites de esbeltez de los elementos (b/t) son usualmente aplicados a las almas y patines del elemento para determinar su idoneidad para el diseño plástico.

- Debe haber suficiente ductilidad material del acero para evitar la fractura, como consecuencia de las altas deformaciones causadas por la gran curvatura en una articulación plástica.

Las condiciones de rigidez, resistencia, ductilidad, formas, modos de falla de los elementos de acero rolado en frío, presentan diferencias significativas en relación con los elementos de acero rolado en caliente. El nivel de resistencia está bien direccionado en los códigos para elementos de acero rolado en frío, sin embargo poca atención se le ha dado al problema de rigidez. Las especificaciones de diseño (AISI S100.07) proporcionan métodos aproximados de la reducción de rigidez debido al pandeo local, típicamente usando variaciones del método de anchos efectivos. Además, el apéndice 1 del AISI-S100-07 también proporciona una aproximación para predecir la rigidez que depende directamente de la esbeltez de la sección transversal. Estas reducciones de rigidez son únicamente válidas hasta la resistencia última del elemento y no significa que son provistas para la determinación de la rigidez más allá de la resistencia máxima. (Ayhan, 2012).

Para modelar el colapso, especialmente bajo cargas dinámicas (sísmicas), ningún método actual se orienta sobre la ductilidad de los elementos de acero formado en frío. Como resultado de ello se emplean filosofías de diseño conservadores, por ejemplo, en edificios con marcos de acero rolado en frío se asume toda la no linealidad a concentrarse en muros de cortante probados previamente catalogados por los códigos de diseño. Sin una información fundamental sobre la rigidez y ductilidad del marco, el modelado de sistemas estructurales de acero rolado en frío al colapso, o bajo cargas dinámicas, resulta prácticamente imposible. En este trabajo presentado por Ayhan (2012) se trata de dar los pasos iniciales para proporcionar esta información necesaria, es decir, la respuesta de momento-rotación, para los marcos de acero rolado en frío. La respuesta de momento-rotación de las vigas de acero rolado se conoce que es altamente sensible a la esbeltez de la sección transversal. Se tomaron como referencia experimentos realizados con anterioridad y análisis de elemento finito para en el pandeo local y distorsional.

Como referencia del estudio de Schafer se tomó en cuenta el trabajo experimental de otros investigadores (Yu y Schafer, 2003,2006 y 2007), el cual se compone de dos series de pruebas realizadas en secciones Z y C de acero rolado en frío. En la primera serie de pruebas para permitir la falla por pandeo local se restringe el pandeo torsional y latero torsional. El panel corrugado unido al patín de compresión se eliminó en la región de momento constante, de manera que el pandeo distorsional podría ocurrir por la segunda serie de pruebas. La carga máxima, así como las curvas de carga-desplazamiento se determinaron en estas series de ensayos para investigar la resistencia. Veinticuatro pruebas de pandeo local y veintidós de pandeo distorsional se seleccionaron para analizar la rigidez y ductilidad del elemento.

Basándose en estudios anteriores se hace una comparación para determinar la exactitud de las predicciones de rigidez pre-pico de las especificaciones. La Rigidez medida se compara con las predicciones basadas en el Método Anchos efectivos (MAE) y el Método de Resistencia directa (MRD). Se examinaron las relaciones entre la esbeltez local y distorsional de la sección transversal, y la rigidez secante observada y pronosticada. Un resumen estadístico comparando los métodos MAE y MRD para los datos medidos, se efectuó en este estudio, además se incluyen los resultados por el método de elementos finitos. Centrándose en la exactitud de la predicción de la rigidez en el desplazamiento pico (δ pico), de acuerdo con sus comparaciones se muestra que ni el método de anchos efectivos ni el método de resistencia directa proporcionan una predicción muy precisa de la rigidez.(Schaffer,2010).

En comparación con las pruebas realizadas por Yu y Schafer (2003, 2006) el enfoque del método de resistencia directa es modestamente más preciso, y podría decirse que más simple que el método de anchos efectivos. Curiosamente, a pesar de que el MAE proporciona una predicción de la rigidez específica de una sección transversal, su coeficiente de variación es aún mayor que el MRD, por lo que la dispersión no se mejora por este esfuerzo adicional. El comportamiento dúctil de las estructuras de acero puede ser dependiente de la capacidad de sus miembros para disipar energía por medio de comportamiento histerético. Igualando el área bajo la curva original (la cual define la energía disipada), a la curva modelada, es el primer objetivo para la caracterización del comportamiento momento-rotación de estructuras roladas en frío. Variaciones del método equivalente de energía elástica plástica (EEEP) fueron empleados para obtener una curva simplificada para predecir la respuesta no lineal completa de una viga de ARF. Dado que

las secciones transversales de elementos de acero rolado en frío, son típicamente esbeltas localmente, que tienen una respuesta momento-rotación ($M-\theta$) más complicada y menos tolerante que las vigas de acero compactas laminadas en caliente. Por lo tanto, la simple respuesta plástica perfectamente elástica tal como comúnmente se utiliza en análisis de acero no es típicamente adecuada para los elementos de acero rolado en frío y la forma de la curva de momento-rotación tiene un efecto importante en la caracterización del comportamiento $M-\theta$ de la viga de acero rolado en frío. El comportamiento $M-\theta$ de los miembros de acero rolado en frío, tiene un rango (elástico) de pre-pico completamente efectivo, y un rango pre-pico parcialmente eficaz, un pico que es típicamente menor que la capacidad de fluencia de la viga, y entonces un rango de resistencia degradada de post pico. Se examinaron modelos inspirados en las definiciones $M-\theta$ del ASCE41. De acuerdo con Schaffer (2010), en los últimos años los documentos elaborados para ayudar a los ingenieros a la evaluación y rehabilitación sísmica de los edificios existentes (FEMA 273, 1997; FEMA 356, 2000) son las especificaciones ASCE / SEI 41 (2007). Estos documentos proporcionan una comparación de deformación generalizada (Δ) y las demandas de fuerza (Q) para los distintos peligros sísmicos contra la deformación y las capacidades de resistencia de los distintos niveles de desempeño para proporcionar una estructura de ingeniería sísmica basada en desempeño. ASCE / SEI 41 (2007) establece tres tipos básicos de componentes de curvas fuerza-deformación (figura 49), en la que $Q = M$ y $\Delta = \theta$, todos los parámetros se definen en ASCE 41). Los criterios de aceptación para cada tipo se definen en función del nivel de desempeño.

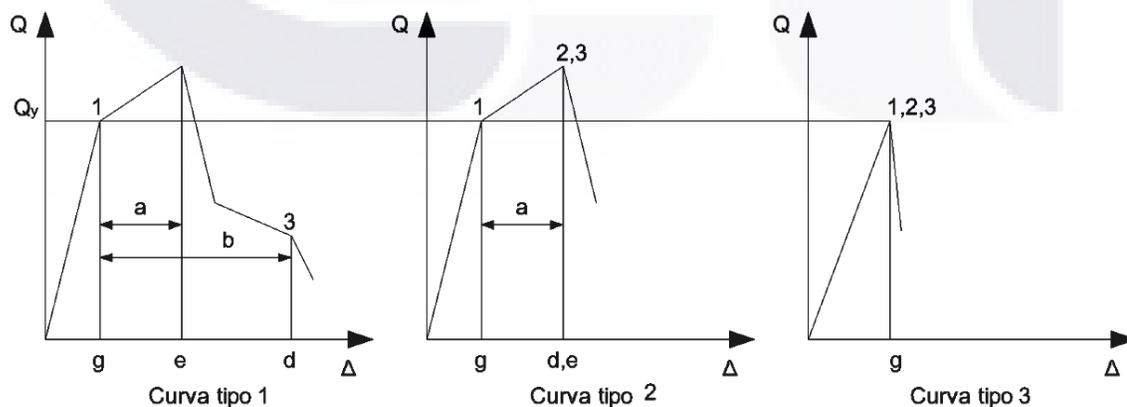


Figura 49.-Curvas Momento-Rotación de acuerdo con las especificaciones ASCE41 del 2007, (Ayhan, 2010)

Las especificaciones ASCE 41 no consideran predicciones explícitas para los elementos de acero rolado en frío, por lo que el trabajo de Ayhan y Schaffer se basa en este ejercicio de representar el ajuste de las curvas propuestas por ASCE 41, para adecuarlas a elementos de acero rolado en frío. Una curva tipo 1 ASCE 41 asume un rango elástico seguido de un rango plástico que incluye endurecimiento por deformación, y luego, un rango degradado de resistencia post-pico.

Como se observa en la curva tipo 1 (figura 49), incluye tanto la pérdida de rigidez pre-pico y las características de degradación del momento post -pico, esta curva fue seleccionada como la más adecuada para representar el comportamiento de las vigas de ARF. En consecuencia, el modelo 1, Modelo 2 y Modelo 1a (figuras 50, 51 y 52) se generaron para examinar los datos disponibles.

Modelo 1. El Modelo 1 incluye la pérdida de rigidez de pre-pico y la degradación del momento post-pico que se describe como una combinación de meseta o planicie y la disminución de la resistencia post-pico (figura 50). Esta forma se define con 6 puntos.

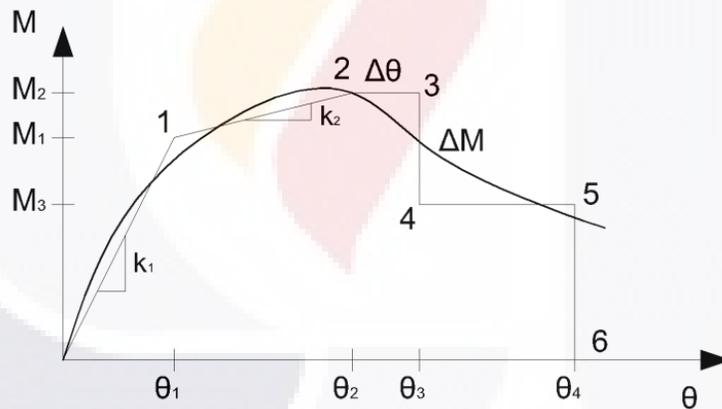


Figura 50.- Modelo 1, "Backbone curve" (Ayhan, 2010).

Modelo 2. La forma del Modelo 2 se diferencia del modelo 1 por la degradación del momento post-pico. La región de post-pico emplea una meseta post-pico y una pérdida de rigidez (figura 51).

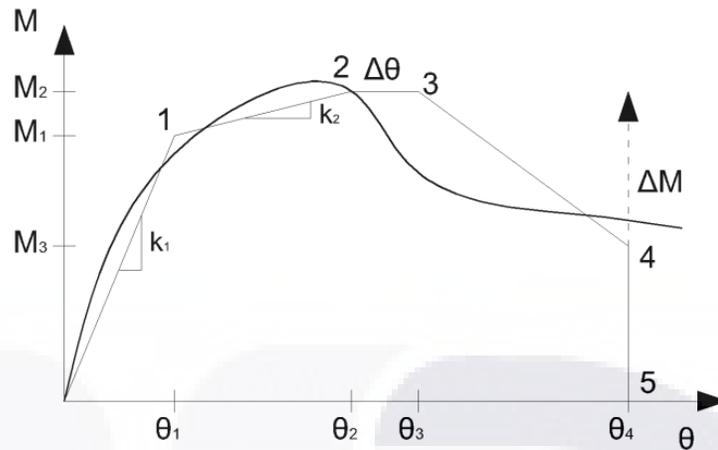


Figura 51.- Modelo 2 "Backbone curve", (Ayhan, 2010).

Modelo 1a. La pérdida de Resistencia post-pico está compuesta en el modelo 1a (Figura 52) de una curva de pérdida de rigidez bilineal. El objetivo es reflejar el comportamiento real de vigas de acero rolado en frío.

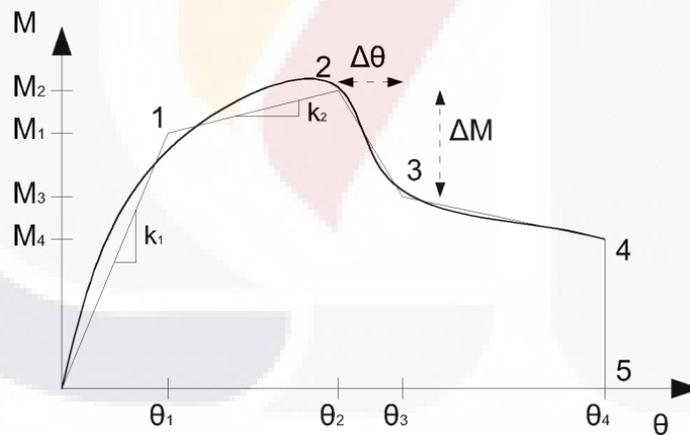


Figura 52.- Modelo 1a "Backbone curve", (Ayhan, 2010).

Los datos de la prueba de Yu y Schafer (2003, 2006) y los resultados de análisis de elemento finito de realizada por Shifferaw y Schafer se establecen en la muestra y se convierten de carga-desplazamiento a momento-rotación y los modelos ASCE-41 son "ajustados" a los datos. El problema de optimización, para definir los parámetros que son necesarios para caracterizar la respuesta momento-rotación del acero rolado en frío a través de la curva Tipo 1, se resuelve en MATLAB. Se calculó el error considerado como

la suma de los cuadrados de la diferencia del área de pre-pico bajo las curvas y la diferencia del área bajo la curva de post-pico El punto clave en la selección de los tres modelos de momento de rotación obtenidos, son la forma de la curva de $M-\theta$ y su capacidad de capturar adecuadamente la energía. Varios "ajustes" fueron seguidos, cuatro se detallan aquí. Dos de los "ajustes" utilizan todos los datos disponibles y los otros limitan los datos a sólo $M_{postpeak} > 50\%$ de M_t . (Ayhan, 2010). Todos los modelos equiparan energía de pre- y post-pico con precisión. El Modelo 1a proporciona una caracterización fiable del comportamiento $M-\theta$ para los cuatro puntos de pruebas de flexión y simulaciones, pero no existe una manera adecuada para predecir M_4 , la capacidad de momento posterior al máximo del Modelo 1a.

Por otro lado, debido a la escasez de especificaciones en este tema, se requiere un método de diseño sistemático para la predicción de los parámetros de la curva central de $M-\theta$, aplicables a todas las vigas ARF ya sea fallando por pandeo local o distorsional. El Modelo 1 (figura 41) "ajuste restringido" con los datos limitados a $M_{postpeak} > 50\%M_t$ se emplea para la adecuación de parámetros aquí aplicados. El objetivo es crear relaciones funcionales para predecir los parámetros del modelo 1, como se estableció en la optimización anterior. (Ayhan y Schafer, 2012). A continuación se muestran las expresiones de diseño propuestas por Schaffer (Tabla 3). Debido a la gran variedad observada del comportamiento $M-\theta$ que no es posible proporcionar valores fijos para los parámetros del modelo 1 como es típico, por ejemplo, en ASCE 41. Sin embargo, el diseño actual proporciona una visión sobre cómo predecir muchos de los parámetros del modelo 1. Por ejemplo, la capacidad de momento máximo (M_2), se sabe que está bien predefinido por el Método de Resistencia directa (MRD) de AISI-S100. El MRD utiliza la esbeltez de la sección transversal (λ) como la variable clave para predecir la resistencia, como se muestra en la tabla 3. Dónde:

$$\lambda = \sqrt{\frac{M_y}{M_{cr}}}$$

M_y es el momento de fluencia elástico, y M_{cr} es el momento crítico de pandeo elástico, ya sea local o distorsional. Todos los parámetros clave se expresan en función de la esbeltez de la sección transversal (λ).

Tabla 3.- Expresiones de diseño para pandeo local y distorsional, (Ayhan, 2010).

	Local	Distorsional
Rotación	$\lambda_l = \sqrt{\frac{M_y}{M_{crl}}}$	$\lambda_d = \sqrt{\frac{M_y}{M_{crl,d}}}$
	$\frac{\theta_1}{\theta_y} = \frac{M_1}{k_1 \theta_y} = \frac{M_1}{k_e \theta_y} = \frac{M_1}{M_y}$	$\frac{\theta_1}{\theta_y} = \frac{M_1}{k_1 \theta_y} = \frac{M_1}{k_e \theta_y} = \frac{M_1}{M_y}$
	$\frac{\theta_2}{\theta_y} = \frac{1}{\lambda_l} \leq \frac{1}{k_e}$	$\frac{\theta_2}{\theta_y} = \left(\frac{1}{\lambda_d}\right)^{L_d}$
	$\theta_3 = \theta_2 + \Delta\theta$, cuando $\Delta\theta$ es: $\frac{\Delta\theta}{\theta_y} = \begin{cases} \left(\frac{0.776}{\lambda_l}\right) - 1 & \text{si } \lambda_l < 0.776 \\ 0 & \text{si } \lambda_l \geq 0.776 \end{cases}$	$\theta_3 = \theta_2 + \Delta\theta$, cuando $\Delta\theta$ es: $\frac{\Delta\theta}{\theta_y} = \begin{cases} \left(\frac{0.673}{\lambda_d}\right) - 1 & \text{si } \lambda_l < 0.673 \\ 0 & \text{si } \lambda_l \geq 0.673 \end{cases}$
Momento	$\frac{\theta_4}{\theta_y} = \begin{cases} 1.5 \frac{1}{\lambda_l} & \text{si } \lambda_l > 1 \\ 1.5 \left(\frac{1}{\lambda_l}\right)^{\frac{1}{4}} & \text{si } \lambda_l \leq 1 \end{cases}$	$\frac{\theta_4}{\theta_y} = \begin{cases} 1.5 \left(\frac{1}{\lambda_d}\right)^{L_d} & \text{si } \lambda_d > 1 \\ 1.5 \left(\frac{1}{\lambda_d}\right)^{\frac{1}{4}} & \text{si } \lambda_d \leq 1 \end{cases}$
	$\frac{M_1}{M_y} = \begin{cases} 1 & \text{si } \lambda_l < 0.650 \\ \left(\frac{0.650}{\lambda_l}\right)^2 & \text{si } \lambda_l \geq 0.650 \end{cases} \leq \frac{M_2}{M_y}$	$\frac{M_1}{M_y} = \begin{cases} 1 & \text{si } \lambda_l < 0.600 \\ \left(\frac{0.600}{\lambda_d}\right)^2 & \text{si } \lambda_l \geq 0.600 \end{cases} \leq \frac{M_2}{M_y}$
	$\frac{M_2}{M_y} = \frac{M_{nl}}{M_y}$ cuando M_{nl} es por <i>AISI - S100</i> , i. e.:	$\frac{M_2}{M_y} = \frac{M_{nd}}{M_y}$ cuando M_{nl} es por <i>AISI - S100</i> , i. e.:
	$\frac{M_2}{M_y} = \begin{cases} 1 + \left(1 - \frac{1}{C_{yt}^2}\right) \frac{(M_p - M_y)}{M_y} & \text{y } C_{yt} = \sqrt{\frac{0.779}{\lambda_l}} \leq 3 \text{ si } \lambda_l < 0.776 \\ \left(1 - 0.15 \left(\frac{1}{\lambda_l^2}\right)^{0.4}\right) & \text{si } \lambda_l > 0.776 \end{cases}$	$\frac{M_2}{M_y} = \begin{cases} 1 + \left(1 - \frac{1}{C_{yd}^2}\right) \frac{(M_p - M_y)}{M_y} & \text{y } C_{yd} = \sqrt{\frac{0.673}{\lambda_l}} \leq 3 \text{ si } \lambda_l < 0.673 \\ \left(1 - 0.22 \left(\frac{1}{\lambda_l^2}\right)^{0.5}\right) & \text{si } \lambda_l > 0.673 \end{cases}$
	$\frac{M_2}{M_y} = 1 - \frac{1}{\left(\frac{\lambda_l}{0.776} + 1\right)^{L_1}} \leq 0.5$	$\frac{M_2}{M_y} = 1 - \frac{1}{\left(\frac{\lambda_d}{0.776} + 1\right)^{L_1}} \leq 0.5$

Para el análisis estático no lineal push-over, una característica importante para modelar una estructura es el comportamiento momento-rotación de los diferentes elementos que la forman. Con esta ayuda de diseño realizada por Ayhan y Schafer, es posible modelar la estructura y determinar los puntos en donde se generan las articulaciones plásticas que inciden directamente en la resistencia de los elementos de acero rolado en frío de pared delgada. De esta manera con ayuda del software SAP2000 es posible analizar el comportamiento más allá del límite elástico.

2.9 ANÁLISIS DE FRAGILIDAD

2.9.1 Funciones de Fragilidad

Las estructuras son vulnerables en mayor o menor escala a las acciones accidentales como los sismos, el viento, las inundaciones, la subsidencia entre otras. Esta vulnerabilidad depende de diversos factores que tienen que cumplirse para considerar un valor alto o bajo de vulnerabilidad. Entre estos factores están las condiciones de servicio de la estructura así como de la intensidad y duración de las acciones actuando sobre la misma. El desarrollo de la vulnerabilidad, en forma de curvas de fragilidad, representa un desafío técnico importante. Estas curvas se definen tradicionalmente como probabilidades (Moreno, 2006). La vulnerabilidad en estructuras que más se ha estudiado en las últimas décadas es la vulnerabilidad sísmica, debido principalmente a los daños y colapsos que ha producido a una enorme cantidad de construcciones ubicadas en diferentes partes del mundo. En las últimas tres décadas de acuerdo con Moreno, (2006), se han desarrollado técnicas de evaluación de la vulnerabilidad sísmica. Entre los autores que han estudiado este tema menciona los siguientes: Pinto et al (2004), Lagomarsino, (2001), Gunturi,(1992), Kawamura,(1992), Petrovski,(1992), entre otros. La vulnerabilidad se puede entender como una propiedad de la estructura, correspondiente a su predisposición intrínseca a sufrir daño, expresado como la factibilidad de que el sistema expuesto sea afectado por el fenómeno que caracteriza la amenaza. La amenaza es un peligro latente o un factor externo a un sistema expuesto, que se puede expresar matemáticamente como la probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un suceso con una cierta intensidad, en un sitio específico y en un periodo de tiempo determinado, (Moreno, 2006).

La vulnerabilidad está relacionada con el grado de daño de uno varios sistemas como resultado de un movimiento sísmico de determinada magnitud, expresada en una escala de cero (sin daños) a uno (colapso total). La vulnerabilidad se puede definir también como la capacidad que posee un sistema de resistir un suceso sísmico, (Moreno, 2006). En el presente estudio se revisa la vulnerabilidad que presenta una estructura de acero rolado en frío de pared delgada, ante desplazamientos diferenciales, producidos por el fenómeno de subsidencia. Las funciones de fragilidad proporcionan información necesaria para realizar el diseño sísmico basado en desempeño, estas curvas son utilizadas para estimar la confiabilidad de los elementos estructurales cuando son sometidos a algún tipo de cargas como las sísmicas. Las funciones de fragilidad describen la probabilidad de que

una estructura exceda un determinado estado de daño en función de un parámetro que define la intensidad del movimiento del suelo (Seong, 2011). De alguna forma estas curvas son una medida de la vulnerabilidad de una estructura en términos de probabilidad. Para la construcción de estas curvas, es necesario entender perfectamente los mecanismos de respuesta de la estructura para diferentes niveles de demanda, que los cuales pueden variar desde movimientos frecuentes de baja intensidad hasta movimientos poco frecuentes de alta intensidad (Bonett, 2003). El principal uso que han tenido estas curvas de fragilidad es en el desempeño sísmico de las estructuras y se ha aplicado mayormente en estructuras de concreto reforzado, por lo que se enuncia a continuación algunos tipos de uso que pueden tener estas curvas de fragilidad:

- Evaluación del riesgo sísmico de los sistemas estructurales
- Análisis, evaluación y mejora del funcionamiento sísmico tanto de los sistemas estructurales como de los no estructurales
- Identificación de diseños óptimos y estrategias de rehabilitación
- Determinación de las probabilidades de los márgenes de seguridad de las estructuras para diferentes movimientos sísmicos, las cuales pueden servir para la toma de decisiones y elaboración de las normativas utilizadas por las entidades responsables de la seguridad de los sistemas y protección de los usuarios. (Bonett, 2003).

Debe hacerse notar que el desarrollo de las curvas de fragilidad se aplica tanto a elementos estructurales como a estructuras completas. La metodología para desarrollar las curvas de fragilidad está gobernada por el ATC-58. El documento ATC 58 establece guías específicas para el desarrollo de curvas de fragilidad para una estructura o elemento dado, estos procedimientos se deben de seguir para asegurar el desarrollo de curvas de fragilidad, adecuadas y confiables. Las curvas de fragilidad se construyen usando funciones de distribución acumulativa lognormal. Estas funciones están basadas en 2 parámetros de fragilidad; un valor medio (θ), y un valor de dispersión (β), el cual es un valor de dispersión lognormal de la función. Las curvas de fragilidad son desarrolladas usando la siguiente fórmula matemática: (ATC-58, 2009).

$$F_i(D) = \Phi \left[\frac{\ln(D/\theta_i)}{\beta_i} \right]$$

Dónde: $F_i(D)$ es la probabilidad condicional que el elemento sea dañado a un estado de daño "i" o un estado de daño más severo como una función del parámetro de demanda, D ; Φ denota el parámetro de la distribución normal estándar acumulada, y β_i denota la desviación estándar logarítmica.

La probabilidad condicional que un elemento sea dañado a un estado de daño "i" y no al estado más o menos grave ya que experimenta la demanda, D está dada por:

$$P[i|D] = F_{i+1}(D) - F_i(D)$$

Donde $F_{i+1}(D)$ es la probabilidad condicional que el elemento de interés será dañado a un estado de daño "i+1" o a un estado de daño más severo y $F_i(D)$ es como definido previamente, (ATC-58, 2009). En la figura 53 se muestra la forma de una curva de fragilidad típica cuando es dibujada en la forma de una función de distribución acumulada.

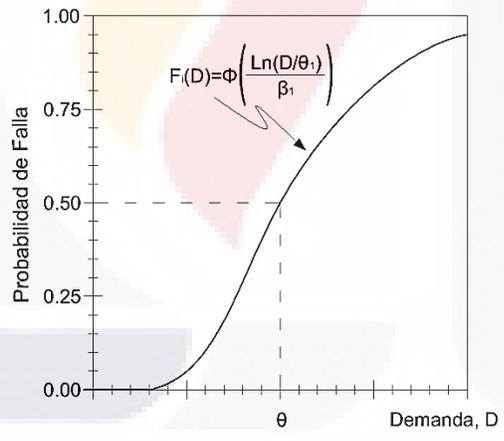


Figura 53.- Curva de fragilidad típica

La dispersión β representa incertidumbre en el actual valor de demanda, D , en el cual un estado de daño es probable se inicie en un componente. Esta incertidumbre es un resultado de la variabilidad en la calidad de la construcción e instalación de los componentes en un edificio, así como en la variabilidad en la historia de carga que el componente puede experimentar antes de que este falle. Cuando los parámetros de fragilidad se determinan sobre una base de datos limitada, se deben considerar dos

componentes de dispersión, β_r que representa variabilidad aleatoria que se observa en los datos de pruebas disponibles de donde se determinan los parámetros de fragilidad. El segundo término β_u representa incertidumbre de que las pruebas representen las condiciones actuales de instalación y carga que pueda experimentar un componente real en un edificio, o que los datos de pruebas disponibles son una muestra adecuada que representa la variabilidad aleatoria verdadera. El parámetro de dispersión β se calcula como:

$$\beta = \sqrt{\beta_r^2 + \beta_u^2}$$

ATC-58 recomienda los siguientes parámetros mínimos de incertidumbre para β_u de 0.25 siempre y cuando alguno de los siguientes puntos aplica:

- Los datos de pruebas están disponibles para 5 o menos especímenes
- En un edificio actual, el componente puede ser instalado en diferentes configuraciones sin embargo todos los especímenes probados tuvieron la misma configuración
- Todos los especímenes fueron sometidos al mismo protocolo de carga.
- El comportamiento actual de los componentes se espera que sea dependiente en dos o más parámetros de demanda.

Si ninguna de las condiciones aplica deberá usarse un valor para β_u de 0.10. (ATC-58, 2009).

Las funciones de fragilidad se pueden derivar cuando se tienen disponibles una gran cantidad de datos de pruebas sobre el comportamiento mecánico del elemento o componente de interés en los diferentes niveles de demanda. FEMA 461, establece protocolos para realizar esas pruebas y registrar la información obtenida. Debido a que las pruebas de laboratorio son costosas y requieren de tiempo, actualmente no hay disponible una gran cantidad de datos sobre pruebas que sirvan de base para determinar funciones de fragilidad para muchos componentes de edificios. Por lo tanto estas directrices proporcionan procedimientos para desarrollar los valores de la media (θ) y desviación estándar (β) para determinar la fragilidad bajo 5 diferentes condiciones de datos:

- Datos de demanda actual: cuando se tiene disponible información de pruebas de M número de especímenes y cada componente probado experimenta el estado de daño de interés en un valor de demanda conocido D .
- Datos de demanda límite: cuando información de pruebas o datos de experiencia en sismos están disponible para M número de especímenes, sin embargo, el estado de daño de interés únicamente ocurre en algunos especímenes. Para los otros especímenes probados fueron terminados antes de que el estado de daño ocurriera o el sismo no dañó los especímenes.
- Datos de demanda capacidad: cuando datos de pruebas o datos de experiencia en sismos están disponibles para M número de especímenes, sin embargo, el estado de daño de interés no ocurrió en ninguno de los especímenes. El valor máximo de demanda, D_i , en el cual cada espécimen fue sujeto es conocido.
- Derivación: cuando no están disponibles datos de pruebas, sin embargo, es posible modelar el comportamiento y estimar el nivel de demanda al cual el estado de daño de interés ocurrirá.
- Opinión de expertos: cuando no se tienen datos disponibles y el análisis del comportamiento no es factible, sin embargo, el conocimiento de uno o más individuos pueden ofrecer una opinión sobre el nivel de demanda en el cual el daño es probable que ocurra, basado ya sea en la experiencia o juicio propio.

2.9.2 Definición de los Estados de Daño

Para construir las curvas de fragilidad es necesario establecer una descripción cualitativa del daño producido en los elementos de las estructuras y en sus contenidos, de tal forma que pueda evaluarse de manera sencilla su comportamiento cuando se ven sometidos a sismos de diferente intensidad. Normalmente el número de estados utilizados es poco debido a la dificultad de diferenciarlos. Los límites entre cada uno de ellos se determina a través de ensayos de laboratorio, opiniones de expertos o inferidos a partir de observaciones de daños después de ocurrido un sismo. Se han realizado varios estudios para relacionar diferentes parámetros de la respuesta estructural con estados discretos de daño, sin embargo lo recomendable es contar con intervalos calibrados mediante experimentación y o levantamientos de daño en la zona bajo estudio, debido a la variabilidad que puede presentarse en la respuesta estructural. El comité visión 2000 (ATC-58-2,2003) define los siguientes niveles de daño:

- Sin daño (totalmente operacional). No existen daños y la estructura continua en servicio.
- Ligero (operacional). La mayoría de las operaciones y funciones del edificio pueden restablecerse inmediatamente. La estructura es segura para ocupación inmediata después del sismo.
- Moderado (seguridad). El daño es moderado, la seguridad de las vidas humanas es protegida. La estructura es dañada pero permanece estable.
- Severo (cercano al colapso). Elementos no estructurales pueden caer. El daño estructural es considerable pero el colapso se puede prevenir.
- Colapso (colapso). Ocurre un colapso estructural parcial o completo.

En cuanto a los valores límite de los estados de daño estos se determinan en cada caso a partir de un análisis estático no lineal de las estructuras. Con este tipo de análisis es posible identificar fácilmente puntos límite como: el agrietamiento, la cedencia y el agotamiento de la capacidad última de los diferentes elementos estructurales los cuales pueden relacionarse de manera directa con los estados de daño considerados (Bonett, 2003). Es de esperarse que exista cierto grado de incertidumbre cuando se definen varios parámetros tanto estructurales como sísmicos ya que estos involucran aleatoriedad e incertidumbre. Resulta prácticamente imposible establecer con exactitud cuándo se presentará un movimiento sísmico y por otro lado también es difícil establecer con precisión adecuada las condiciones de aceleración y tiempo de duración del mismo. Por otra parte el comportamiento que presentan las estructuras ante estos movimientos depende de muchos factores como los parámetros de diseño, las características geométricas, la capacidad estructural que a su vez está relacionada con las características de los materiales como su resistencia, propiedades geométricas y propiedades mecánicas, entre otras. Debido a lo anterior resulta más apropiado el uso de una metodología probabilista para la generación de curvas de fragilidad (Bonett, 2003).

“Para considerar la incertidumbre de cualquier parámetro se requieren de datos experimentales o simulados que permitan ajustar una función de distribución que represente su variación. Estas funciones están definidas por pocos parámetros estadísticos, esto es, por ejemplo, la media la desviación estándar o el coeficiente de variación, entre otros. Una vez que se cuenta con una función de distribución para cada parámetro, estos se definen como variables aleatorias y utilizando técnicas de simulación

se puede obtener un muestreo adecuado de cada una de ellas”, (Bonett, 2003). Existen diversos métodos analíticos para manejar adecuadamente la gran cantidad de datos y variables que se pueden obtener cuando se pretende elaborar curvas de fragilidad. Estos métodos requieren de tiempo e investigación para recopilar y procesar toda esta información. Cuando no es posible tener acceso a la información necesaria para poder aplicar los métodos analíticos, es posible utilizar un método más directo denominado Método Expedito, el cual involucra técnicas más simples, que requieren de pocos cálculos (Bonett,2003). Los estados de daño son diferentes condiciones de deterioro que puede presentar una estructura al ser sometida a la acción de cargas. Principalmente se han aplicado para estudiar el deterioro sufrido en las edificaciones cuando han sido afectadas por los movimientos sísmicos. De igual forma se han aplicado en estructuras cuando se someten a pruebas de laboratorio para simular las condiciones de carga a que están sujetas. Como ejemplo se muestra la siguiente figura en donde se grafican los diferentes estados de daño considerados de acuerdo con la probabilidad de ocurrencia y la intensidad sísmica, que en este caso se define por la aceleración máxima del suelo (figura 54).

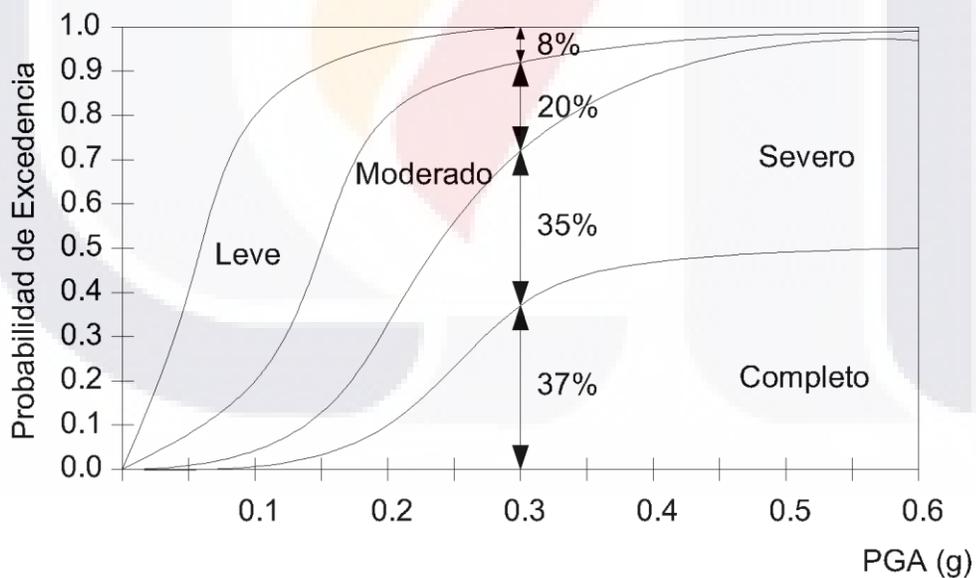


Figura 54.- Niveles de daño en un sistema de curvas de fragilidad.

En este ejemplo se puede observar que para un valor de 0.30 g de aceleración máxima del suelo se tiene una probabilidad del 37 % de que la estructura considerada sufra un daño completo, igualmente se tiene un 35% de probabilidad de que la estructura sufra un daño severo ante esa aceleración del suelo. También se aprecia que hay un 20% de

probabilidad de que la estructura en cuestión presente un daño moderado y finalmente existe una probabilidad del 8% de que esta estructura presente un daño leve. Los estados de daño se establecen de acuerdo con el tipo de estructura, materiales, rigidez, intensidad de las cargas y desplazamientos entre otros parámetros, para estudiar el efecto de las fuerzas sísmicas sobre las estructuras.

2.10 CONCLUSIONES DEL CAPITULO 2

Como se muestra en el presente capítulo la subsidencia es un problema complejo que está presente en muchas regiones del mundo. De acuerdo con la experiencia adquirida a través de años de estudio los expertos consideran que es un fenómeno con tendencia a crecer y por consiguiente a continuar afectando las zonas urbanas principalmente. Conocer mejor este fenómeno ofrece la posibilidad de proponer mejoras en los sistemas constructivos a fin de mitigar los efectos que impactan directamente a las construcciones principalmente a las viviendas. El acero rolado en frío de pared delgada ofrece una excelente opción como material de construcción para aplicarse en condiciones de subsidencia. Diversas investigaciones en todo el mundo avalan sus propiedades mecánicas y cualidades estructurales por lo que en el presente estudio se propone como material base para utilizarse en la construcción de viviendas en zonas de subsidencia. En este sentido faltan estudios y conocimientos sobre el comportamiento de estructuras construidas con elementos de acero rolado en frío ante el efecto de hundimientos diferenciales en general y en relación con la subsidencia en particular, por lo que se hace necesario realizar este tipo de investigaciones y el desarrollo de la presente tesis doctoral.

CAPÍTULO 3

**ETAPA EXPERIMENTAL DE CARACTERIZACIÓN
MECÁNICA DE ELEMENTOS DE ACERO ROLADO EN
FRÍO DE PARED DELGADA**

3 ETAPA EXPERIMENTAL DE CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO ROLADO EN FRÍO

3.1 INTRODUCCIÓN

Conocer las características físicas, propiedades mecánicas y comportamiento estructural de los materiales es una parte importante en el diseño de estructuras, sobre todo cuando se trata de nuevos materiales que han tenido poca aplicación en el área de la construcción habitacional como lo son las viviendas unifamiliares. El acero rolado en frío se comenzó a utilizar en los Estados Unidos, para la construcción de edificios, a finales de los años 20's y principios de los 30's con productos que fueron manufacturados por algunos fabricantes de aquella época, pero no fueron muy aceptados principalmente porque no se tenían especificaciones bien establecidas y en lo referente a las metodologías para el diseño de elementos estructurales eran muy restringidas. Debido al poco conocimiento del comportamiento del material y a que no se tenían normas estandarizadas, la aplicación de este material fue limitada hasta el año 1946 cuando se publicó la primera edición de las especificaciones para el diseño de elementos de acero de pared delgada del Instituto Americano del Hierro y el Acero basadas en trabajos de investigación realizados en la Universidad de Cornell liderados por el profesor George Winter, (Behrooz, 2010).

Por ser un material de espesor delgado, existe una gama muy amplia de posibilidades de crear nuevas formas y secciones transversales de los elementos estructurales a fin de optimizar su uso en la industria de la construcción. Debido a la gran variedad de secciones transversales que se pueden crear y al gran número de aplicaciones del material, resulta indispensable llevar a cabo campañas experimentales tanto del material como de los diferentes elementos o estructuras completas, a fin de tener un conocimiento más amplio de su comportamiento mecánico y poder validar su aplicación.

3.2 PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL MATERIAL

Entre las propiedades físicas y mecánicas más importantes del material están las siguientes:

- El esfuerzo de fluencia

- La resistencia a la tensión
- El desarrollo de la curva esfuerzo-deformación
- El módulo de elasticidad y el modulo tangente
- La ductilidad
- La facilidad de soldarse
- La tenacidad
- La facilidad del conformado
- La durabilidad

3.2.1 Esfuerzo de fluencia, resistencia última y curva esfuerzo-deformación.

El acero utilizado para la fabricación de los perfiles a utilizar en el presente proyecto corresponde con un acero cuyo esfuerzo de fluencia (F_y) es igual a 33 ksi (227 MPa). De acuerdo con las normas ASTM (American Society for Testing and Material) es un acero de grado 33 el cual se describe de la siguiente manera:

ASTM A 653 (SS grados 33, 37,40, y 50 clases 1 y 3; HSLAS tipos A y B, grados 50,60.70 y 80), hojas de acero, con cubierta de zinc (galvanizada) o aleación de Zinc-Hierro. El termino SS indica que es lamina de acero (Steel sheet) y el termino HSLAS indica acero de alta resistencia y baja aleación.

La resistencia última (F_u) corresponde con la máxima resistencia alcanzada por el material en una prueba de tensión axial y se puede visualizar como el valor más alto de la curva esfuerzo-deformación. De acuerdo con (Yu, 2000), existen dos tipos generales de graficas esfuerzo-deformación. Una de ellas es la que muestra un punto de fluencia definido (figura 55) y la otra es aquella que muestra un punto de fluencia gradual. En general los aceros rolados en caliente presentan una gráfica con punto de fluencia definido, mientras que los aceros reducidos en frio presentan una curva con punto de fluencia gradual (figura 56). El límite de proporcionalidad es otra característica importante de los aceros que puede ser determinada a partir de las curvas esfuerzo-deformación y es el valor máximo de esfuerzo para el cual las deformaciones son directamente proporcionales a los esfuerzos. Corresponde con la porción recta de la curva de acuerdo a la figura 55. El límite de proporcionalidad representa un valor importante en el diseño de

estructuras de acero ya que es un punto de referencia para determinar los factores de seguridad.

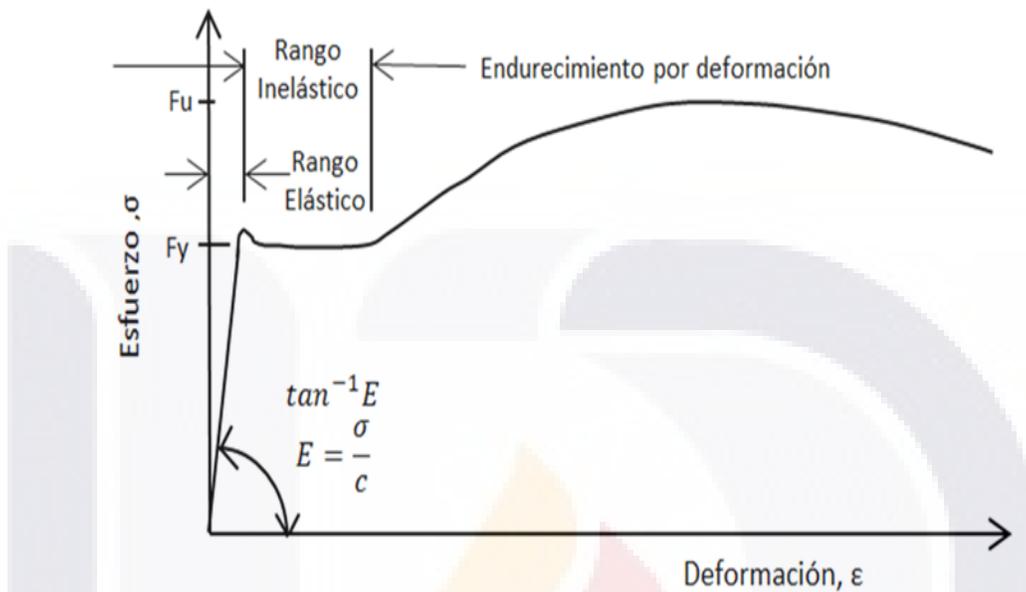


Fig. 55 Gráfica esfuerzo-deformación con punto de fluencia definido. (Adaptada de Yu, 2000)

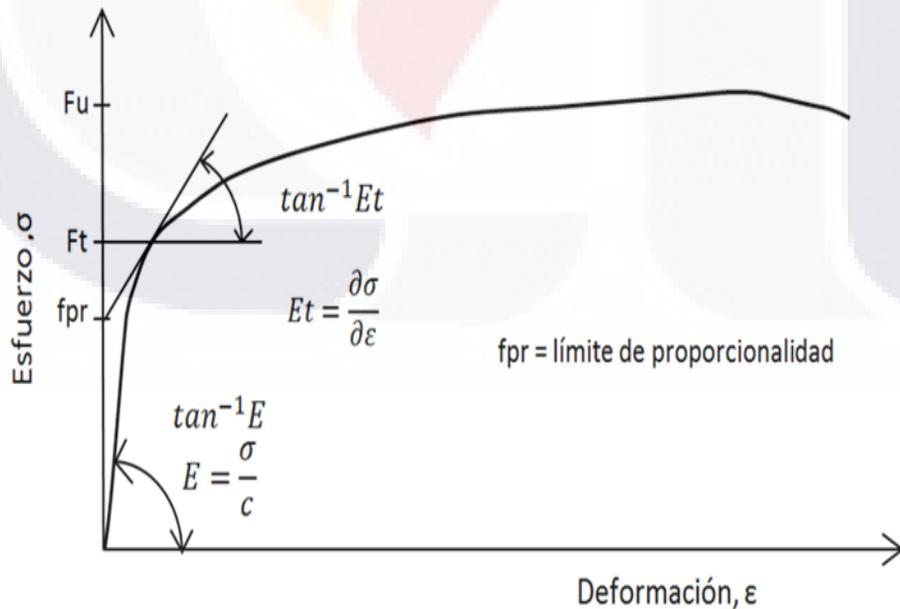


Fig. 56 Gráfica Esfuerzo-Deformación con punto de fluencia gradual (Adaptada de Yu, 2000)

3.2.2 Módulo de elasticidad.

El módulo de elasticidad de los materiales es una característica importante en su comportamiento mecánico ya que de alguna forma establece la capacidad de soportar cargas y deformarse dentro de ciertos límites establecidos por el tipo de material. El módulo de elasticidad se define como la pendiente de la parte recta de la curva esfuerzo-deformación, mientras que el valor del módulo de elasticidad tangente (E_t) se define como el valor de la pendiente de la curva esfuerzo-deformación en cualquier punto, (figura 56).

El módulo de elasticidad para el acero lo establece el AISC (American Institute of Steel Construction) en un valor de 29000 ksi (200 Gpa).

3.2.3 Ductilidad

La ductilidad se puede considerar como la capacidad de un material para deformarse considerablemente sin fallar. Esta capacidad de deformación es una característica significativa que está presente en muchos tipos de aceros y es de gran importancia cuando en la estructura se presenta la redistribución plástica de esfuerzos en los elementos y las conexiones de los mismos en donde esta concentración de esfuerzos puede ocurrir. La ductilidad del acero se puede determinar con la prueba de tensión, la prueba de flexión y la prueba de la muesca o corte (Yu, 2000). Durante la prueba de tensión, la elongación permanente de una probeta, es un indicador que comúnmente se aplica para determinar o indicar la ductilidad del material. De acuerdo con la sección A2.31 (AISI NASPEC 07) y con la tabla 4 (Yu, 2000), el material utilizado en la elaboración de perfiles estructurales debe cumplir con ciertos requisitos de ductilidad como los que se mencionan a continuación: la relación entre el esfuerzo último y esfuerzo de fluencia no debe ser menor que 1.08 y la elongación total no debe de ser menor que 20% para una longitud de escantillón de 2" (50 mm) y de 7% para una longitud de escantillón de 8" (200 mm). Lo anterior de acuerdo con la norma ASTM A370. Considerando que el material utilizado en el presente proyecto de investigación es un acero de grado 33, se establece que el esfuerzo de fluencia mínimo sea de 33 ksi y el esfuerzo último debe ser por lo menos de 45 ksi. El espesor de la lámina utilizada para la fabricación de los elementos estructurales de acero rolado en frío, consiste en una lámina de acero de calibre 20 de aproximadamente 33 milésimas de pulgada de espesor. La lámina presenta una capa de zinc de grado G 90.

Tabla 4.- Propiedades mecánicas de los aceros de acuerdo con la ASTM.

Designación del acero	Designación ASTM	Espesor (in)	Esfuerzo de fluencia mínimo F_y (ksi)	Resistencia a la tensión (Fu) mínima (ksi)	Fu/ F_y	Elongación mínima (%) en 2 in. longitud de referencia
Lámina de acero estructural al carbono rolada en frío.	A611					
	A		25	42	1.68	26
	B		30	45	1.50	24
	C		33	48	1.45	22
	D		40	52	1.30	20
Lámina de acero galvanizada con recubrimiento de Zinc ó aleación de Zinc-Hierro.	A653 SS					
	33		33	45	1.36	20
	37		37	52	1.41	18
	40		40	55	1.38	16
	50 Clase 1		50	65	1.30	12
	50 Clase 3		50	70	1.40	12
	HSLAS Tipo A					
	50		50	60	1.20	20
	60		60	70	1.17	16
	70		70	80	1.14	12
	80		80	90	1.13	10
	HSLAS Tipo B					
	50		50	60	1.20	22
	60		60	70	1.17	18
	70		70	80	1.14	14
80		80	90	1.13	12	
Láminas y tiras de acero laminadas en caliente y roladas en frío de alta resistencia y de baja aleación con maleabilidad mejorada	A715					
	Gr. 50		50	60	1.20	22
	60		60	70	1.17	18
	70		70	80	1.14	16
	80		80	90	1.13	14

En la tabla 5 se muestran los diferentes calibres de lámina con sus respectivos espesores y tolerancias en milímetros y pulgadas.

Tabla 5.-Calibres, pesos y medidas de lámina galvanizada.

Calibres, Pesos y Medidas												
Calibre	Espesor		Tolerancia		Peso por hoja en KG						KG X M. lineal	
	Pulg.	mm	Pulg.	mm	3'x6'	3'x8'	3'x10'	3'x12'	4'x8'	4'x10'	3'	4'
20	.0374	0.95	0.003	.08	12.43	16.57	20.72	24.86	22.10	27.62	6.80	9.06
22	.0314	0.80	0.003	.08	10.43	13.91	17.38	20.86	18.54	23.18	5.70	7.60
24	.0224	0.57	0.002	.05	7.43	9.90	12.38	14.86	13.21	16.51	4.06	5.42
26	.0194	0.49	0.002	.05	6.43	8.57	10.71	12.86	11.43	14.29	3.52	4.69
28	.0164	0.42	0.002	.05	5.43	7.24	9.05	10.86	9.65	12.06	2.97	3.96
30	.0135	0.34	0.002	.05	4.46	5.95	7.44	8.92			2.44	
32	.0112	0.28	0.0015	.04	3.70	4.93	6.17	7.40			2.03	

3.2.4 Facilidad para soldarse

La facilidad de un acero para soldarse depende básicamente de la composición química del material y varía de acuerdo con el tipo de acero y el proceso de soldadura aplicado (Yu, 2000). Los aceros galvanizados que se utilizan para la fabricación de elementos formados en frío son factibles unirse por medio de soldadura. Los procedimientos de soldadura más utilizados para la unión de elementos de acero rolado en frío son: soldadura por arco SMAW (soldadura manual de arco metálico), SAW (soldadura de arco sumergido), GMAW (soldadura de gas de arco metálico) y FCAW (soldadura de arco de núcleo fundente), (Yu, 2000). Uno de los inconvenientes de utilizar soldadura por los procedimientos descritos anteriormente es que al utilizar altas temperaturas en los puntos de aplicación de la soldadura, esta provoca que se dañe el galvanizado de los elementos con lo que quedan expuestos a sufrir los efectos de la corrosión. Para evitar la exposición del material se puede aplicar algún material de protección en esos puntos vulnerables.

3.2.5 Tenacidad

La tenacidad se define como la energía para que se presente la falla del metal por fractura. Se expresa en función de la energía que absorben los especímenes con muescas en pruebas de impacto. Una fractura frágil necesita una menor energía mientras que una fractura dúctil requiere una mayor energía.

3.2.6 Resistencia a la fatiga

La resistencia a la fatiga se define como la capacidad del material para soportar ciclos de carga antes de fallar. Este tipo de cargas en una estructura se pueden dar por vehículos

en movimiento o vibraciones producidas por el accionar de maquinaria, etc. Para el caso de los elementos de acero rolado en frío en edificación este tipo de acciones no es muy común encontrarlas ya que en el caso de las cargas dinámicas como las producidas por los sismos, son de corta duración y no llegan a dañar a los elementos por esta causa.

3.2.7 Facilidad del conformado

En los perfiles de acero rolado es muy importante esta propiedad del material, ya que la facilidad de conformado permite que el material se pueda moldear en una gran variedad de formas y perfiles sin sufrir fallas o deterioros. De esta manera los procesos de rolado y doblez del material se pueden llevar a cabo para elaborar las diferentes formas que se utilizan en la industria de la construcción sin alterar sus propiedades mecánicas.

3.2.8 Durabilidad

La durabilidad del acero se refiere a la capacidad que tiene el material para soportar las condiciones del medio ambiente en que se encuentra sin sufrir daños considerables que ponga en riesgo la estabilidad estructural. Uno de los efectos ambientales que más comúnmente impactan a las estructuras de acero es la corrosión. Para contrarrestar este efecto los perfiles de acero rolado en frío se cubren con una delgada capa de galvanizado, lo que incrementa en gran medida su durabilidad ante la corrosión.

3.3 Acero para uso estructural

Las propiedades mecánicas del material juegan un papel muy importante en el comportamiento estructural de los elementos de acero rolado en frío. Las especificaciones del AISI NASPEC 2007 establecen 16 tipos de acero de la ASTM (American Society for Testing and Materials), para uso estructural (tabla 6). De este listado los aceros que usualmente se aplican para la elaboración de elementos de acero conformado o rolado en frío son el A-653 y el A-792.

ASTM A 653 Hojas de acero, con protección de zinc (galvanizada), o protección de aleación zinc-acero por el proceso de inmersión en caliente, con las siguientes características de resistencia:

Para un $F_y = 33$ a 50 ksi, $F_u = 45$ a 70 ksi,

Para un $F_y = 80$ ksi $F_u = 82$ ksi

Tabla 6.- Diferentes tipos de acero para uso estructural

Especificación	Características
ASTM A-36	Acero Estructural al Carbono
ASTM A-242	Acero Estructural de Alta Resistencia y Baja Aleación
ASTM A- 283	Placas de Acero al Carbono de Baja y Mediana Resistencia a la Tensión
ASTM A-500	Tubos Estructurales de Acero al Carbono Conformados en Frío, Electro soldados y sin Costura, de forma Circular y no Circular
ASTM A -529	Acero al Carbono-Manganeso de Alta Resistencia. Calidad Estructural
ASTM A- 572	Acero Estructural Columbio-Vanadio de Alta Resistencia y Baja Aleación
ASTM A-588	Acero Estructural Alta Resistencia Baja Aleación con Mínimo Punto de Fluencia de 345 MPa
ASTM A- 606	Lamina y tiras de Acero de Alta Resistencia y Baja Aleación Rolado en Frio y Rolado en Caliente
ASTM A- 653	SS Grados 33, 37,40, y 50 clases 1 y 3; HSLAS tipos A y B, grados 50,60.70 y 80), Láminas de acero, con cubierta de zinc (galvanizada) o aleación de Zinc-Hierro. Galvanizada por el Proceso de Inmersión en Caliente.
ASTM A-792	Lamina de Acero cubierta con aleación aluminio-zinc por el proceso de Inmersión en Caliente
ASTM A- 847	(Grado 50), Acero de Alta Resistencia y Baja Aleación para Perfiles Tubulares Estructurales Soldados sin Costuras con Resistencia a la Corrosión Atmosférica Mejorada.
ASTM A- 875	SS Grados 33, 37, 40 y 50 Clase 1 y Clase 3; HSLAS y HSLAS-F, Grados 50, 60, 70, and 80, Lamina de Acero con cubierta de aleación de Zinc-5% Aluminio, galvanizada por el proceso de Inmersión en Caliente.
ASTM A- 1003	Lamina de acero al carbono con recubrimiento metálico y no metálico Para miembros de marcos formado en frio.
ASTM A- 1008	(SS Grados 25, 30, 33 Tipos 1 y 2, y 40 Tipos 1 and 2; HSLAS Clases 1 y 2, Grados 45, 50, 55, 60, 65, and 70; HSLAS-F Grados 50, 60, 70, and 80, Acero, Lamina, rolada en frio, al carbono, Estructural, Alta Resistencia baja aleación, alta resistencia baja aleación con maleabilidad mejorada.
ASTM A- 1011	Lamina de acero al carbono, roladas en caliente, de alta resistencia y baja aleación con maleabilidad mejorada
ASTM A- 1039	Lamina de acero, rolada en caliente, al carbono, estructural y comercial, producido por el proceso de doble rodillo. Grados: 40, 50, 60,70 y 80.

ASTM A 792 Hojas de acero, con un recubrimiento de aleación de 55% aluminio-zinc, por el proceso de inmersión en caliente, con las siguientes características de resistencia:

Para un $F_y = 33$ a 50 ksi $F_u = 45$ a 70 ksi

Para un $F_y = 80$ ksi $F_u = 82$ ksi

En estos dos tipos de acero mencionados arriba, se nota que presentan características idénticas de resistencia. La diferencia entre estos dos tipos de materiales estriba en el tipo de galvanizado. En el cual un recubrimiento con aleación aluminio-zinc le da mayor calidad de protección a la corrosión. El acero A 653 también tiene el aluminio como componente de la capa de protección pero en una cantidad muy pequeña que se le añade para generar mejor adherencia del recubrimiento del zinc.

ASTM A1011 Hojas de acero al carbono, roladas en caliente, de alta resistencia y baja aleación con maleabilidad mejorada.

ASTM A 1003 Hojas de acero al carbono con recubrimiento metálico y no metálico Para miembros de marcos formado en frío.

ASTM A1039 Hojas de acero, roladas en caliente, al carbono, estructural y comercial, producido por el proceso de doble rodillo. Grados: 40, 50, 60,70 y 80. Con espesor del acero menor de 0.064", $F_y > 55$ ksi.

3.4 Proceso de Galvanizado

El proceso de galvanizado de este material se realiza por un procedimiento llamado por Inmersión en Caliente, mediante el cual el material a galvanizar se pasa a través de un baño de zinc, para lograr la capa protectora de zinc. La especificación ASTM A-653 cubre el procedimiento del galvanizado en rollos de lámina de acero y en longitudes cortadas. Además se considera como el procedimiento más común utilizado para proteger los metales de la corrosión, (CFSEI, 2007). Una protección galvanizada es esencialmente una protección de zinc, y la protección por inmersión en caliente es considerada la técnica más común que presenta un rango amplio de aplicaciones. El zinc le proporciona al acero, una barrera de protección muy eficiente en comparación con otro tipo de protección por inmersión en caliente. La capa de protección contiene aluminio, entre un 0.2 y 0.3%. El aluminio es añadido al zinc fundido para controlar la capa de aleación. Este mejora dramáticamente la adhesión del recubrimiento. El recubrimiento puede contener una pequeña cantidad de plomo y/o antimonio para el desarrollo del terminado típico del galvanizado (lentejueado). El Galvanizado se realiza en un contenedor con zinc fundido a una temperatura promedio de 865°C/460°F. Una forma de realizarlo es extendiendo los rollos de lámina, haciendo pasar la hoja continuamente a través del zinc fundido a una velocidad superior a los 200 metros por minuto. Inmediatamente como sale la lámina de

acero de la inmersión en zinc fundido, se le aplican flujos de aire a presión para retirar el exceso de recubrimiento y controlar el espesor del mismo de acuerdo a las especificaciones.

3.4.1 Características del tipo de galvanizado

Se pueden mencionar 2 tipos principales de recubrimiento de acuerdo con el Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI).

- Recubrimiento de zinc (galvanizado): El término galvanizado generalmente se utiliza cuando se refiere al revestimiento continuo estándar que básicamente es zinc puro, al cual se le añade alrededor de 0.2% de aluminio para formar una delgada capa de acero-aluminio sobre la superficie que asegura la formación de un recubrimiento de zinc puro. La capa de terminado genera una buena resistencia a la corrosión.
- Recubrimiento de aleación 55% aluminio- zinc: Este tipo de recubrimiento está formado por 55% de Aluminio, 43.5% de Zinc y 1.5 de aleación de silicón, que proporciona una mayor barrera de protección contra la corrosión sobre el galvanizado con zinc puro.

Espesores y peso del galvanizado. El galvanizado se controla por medio de los espesores de las capas protectoras que se le aplican al acero. La cantidad de recubrimiento se mide considerando su peso en gr/m², o por su espesor en micras (μ) (1 micra = 1/1000 mm). En la tabla 2.1 se indican los pesos por unidad de área de algunos tipos de galvanizado de acuerdo con el grado del mismo.

Tabla 7.- Peso y espesor del tipo de recubrimiento (CFSEI 2007)

Denominación del recubrimiento	Requerimiento minio Total en ambos lados		Espesor nominal a cada lado	
	(oz/ft ²)	(gr/m ²)	(in ⁻³)	(micras)
Zinc (Galvanizado)				
G40/Z120	0.4	120	0.34	8.5
G60/Z180	0.6	180	0.51	12.7
G90/Z275	0.9	275	0.77	19.4
55 % Aluminio – Zinc				
AZ50/AZM150	0.5	150	0.8	20

El tipo de material de protección está directamente relacionado con el uso que tendrá el elemento en la construcción. En este sentido la especificación marca dos tipos principales de uso, estructural y no estructural. La tabla 8 muestra los requerimientos mínimos de la protección para elementos del marco estructural y no estructural, de acuerdo con el AISI S201 Y ASTM A 653/A653M, ASTM C645 Y C955. Un galvanizado más pesado puede ser recomendado en sitios en donde el ambiente es especialmente corrosivo.

Tabla 8.- Requerimientos mínimos del galvanizado de acuerdo con el uso (CFSEI 2007)

Denominación del tipo de elemento	Zinc (Galvanizado)	55% Aluminio – Zinc
Estructura normal	G60/Z180	AZ250/AZM150
No estructural	G40/Z120	AZ50/AZM150

La durabilidad de la protección de zinc es una función del tiempo, de la humedad y composición de la atmosfera. Ya que generalmente el marco de acero galvanizado residencial se aplica en ambientes interiores secos, la velocidad de corrosión del acero en estos elementos se considera de muy bajo nivel de incidencia. Si consideramos la aplicación del acero rolado en frío en interiores y en condiciones normales de uso, podemos establecer que la corrosión es baja. Según estudios realizados a lo largo de 3 años en casas localizadas en diferentes ambientes como el rural, marino, urbano e industrial, se logró establecer que la corrosión de la capa de zinc es menor que 0.1 micras, (CFSEI, 2007).

El mecanismo por el cual las capas del galvanizado protegen al acero es generando una barrera que no permite el contacto de la humedad con el acero. La naturaleza del proceso del galvanizado asegura que la capa de zinc, sea resistente a la adhesión y a la abrasión. Las capas galvanizadas no se degradan mecánicamente, con el tiempo. Sin embargo el zinc es un material reactivo y se corroerá lentamente con el paso de los años. Por esta razón la protección ofrecida por el galvanizado está directamente relacionada con el espesor de la misma (figura 57).

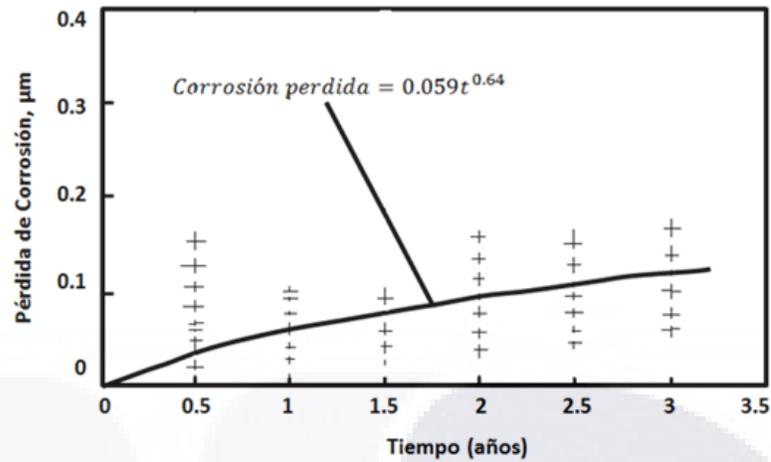


Figura 57.- Curva de la evolución de la corrosión en el tiempo (CFSEI, 2007)

Otro mecanismo importante de protección es la habilidad del zinc para galvánicamente proteger al acero. Cuando el acero base es expuesto, tal como sucede cuando el material es cortado o rasgado en la superficie, el acero es protegido catódicamente por la corrosión de sacrificio de la capa de zinc adyacente al acero (figura 58). Esto ocurre porque el zinc es más electronegativo que el acero tal como se muestra en el listado de materiales de la figura 59, (CFSEI, 2007). El pH de la atmósfera, la lluvia u otros líquidos que contactan al zinc pueden tener un efecto considerable sobre la velocidad de corrosión. Condiciones ácidas moderadas, pueden incrementar la velocidad de corrosión en el zinc. La mayoría de las atmósferas industriales contienen sulfuro en la forma de dióxido de sulfuro y ácido sulfúrico el cual es corrosivo del zinc (CFSEI, 2007).

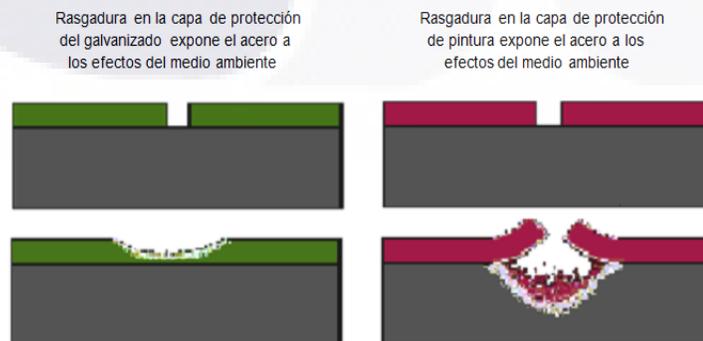


Figura 58.-Comparativo de eficiencia contra la corrosión entre el galvanizado y la pintura común (CFSEI, 2007).

Series Galvánicas de Metales y Aleaciones (En agua marina)	
Extremidad Corroída Anódica (electronegativa)	
Magnesio	
Zinc	
Aluminio	
Cadmio	
Hierro o Acero	
Estaño	
Cobre	
Plomo	
Plata	
Acero inoxidable (pasivo)	
Oro	
Extremidad Protegida Catódica ó más Noble (Electropositiva)	
<p>Nota: Cualquiera de estos metales o aleaciones se corroerá teóricamente, protegiendo a cualquier otro que es menor en la serie, siempre y cuando ambos formen parte de un circuito eléctrico.</p>	

Figura 59.- Nivel de electronegatividad de algunos metales (CFSEI, 2007).

3.5 PRUEBAS A TENSIÓN EN PROBETAS ESTANDAR DEL MATERIAL

Para determinar las principales propiedades mecánicas de la lámina de acero utilizada en la fabricación de los perfiles estructurales conformados en frío que se aplicarán en la construcción del prototipo de vivienda, se obtuvieron muestras del material para someterlas a la prueba de tensión. Estas muestras de material fueron recortadas mecánicamente de los perfiles estructurales, siguiendo las dimensiones y geometría que se especifica en la norma de la American Society for Testing and Materials ASTM A-375 “Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing and Steel Products”. Según como lo marca la norma las probetas se pueden obtener para una longitud calibrada de 2” (50mm) o de 8” (200mm) según sea la longitud total de la probeta. Para este caso se consideraron probetas con una longitud total de 200 mm (8”) y con una longitud calibrada de 50mm (2”) según se muestra en la figura 60.

La velocidad de aplicación de la carga fue 5 mm/minuto, y se utilizó una máquina universal MTS de 50 kN de capacidad. Con los datos recabados en la prueba experimental se determinan durante la misma, características muy importantes en cuanto al comportamiento mecánico del material por medio de la representación de la gráfica esfuerzo-deformación.

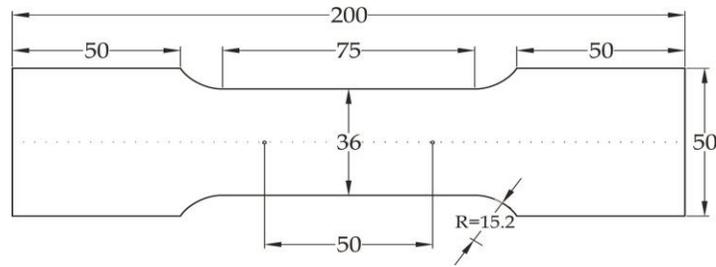


Figura 60.- Forma y dimensiones de probetas estándar del material (ASTM A-375)

Mediante las gráficas elaboradas para cada una de las probetas ensayadas fue posible conocer las principales características mecánicas del material como es el esfuerzo de fluencia, el esfuerzo último, el esfuerzo de ruptura y sobretodo la capacidad de soportar deformaciones considerables antes de fallar. Estos parámetros obtenidos por medio de la prueba de tensión, mostraron valores más altos en relación con los mínimos requeridos, en donde se establece que el esfuerzo de fluencia debe ser por lo menos de 33 ksi (240 MPa), la relación F_u/F_y debe ser mayor que 1.08 y el porcentaje de elongación total debe tener un mínimo de 20%. En las siguientes imágenes (61,62 y 63) se presentan las gráficas esfuerzo-deformación correspondientes a los ensayos a la tensión de las probetas con dimensiones estándar de acuerdo con la norma ASTM A-375, en donde se pueden apreciar los valores alcanzados por el material en cuanto al esfuerzo de fluencia, esfuerzo último y la deformación unitaria. Puede notarse que estos valores alcanzados rebasan los valores mínimos requeridos para el acero A-653.

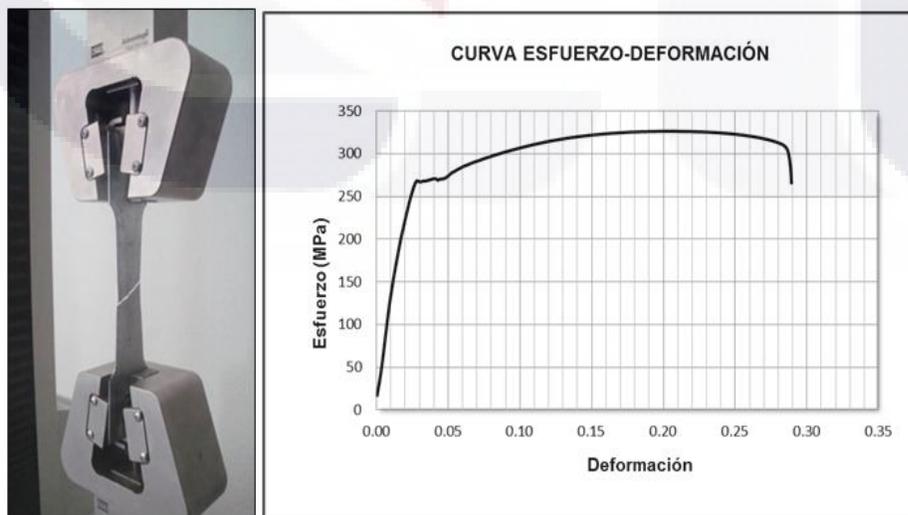


Figura 61.- Gráfica esfuerzo-deformación de probeta PS-1

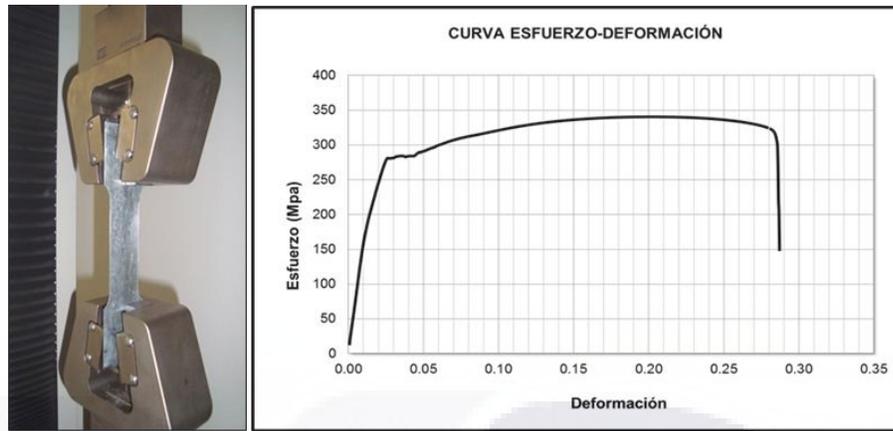


Figura 62.- Gráfica Esfuerzo-Deformación de Probeta PS-2

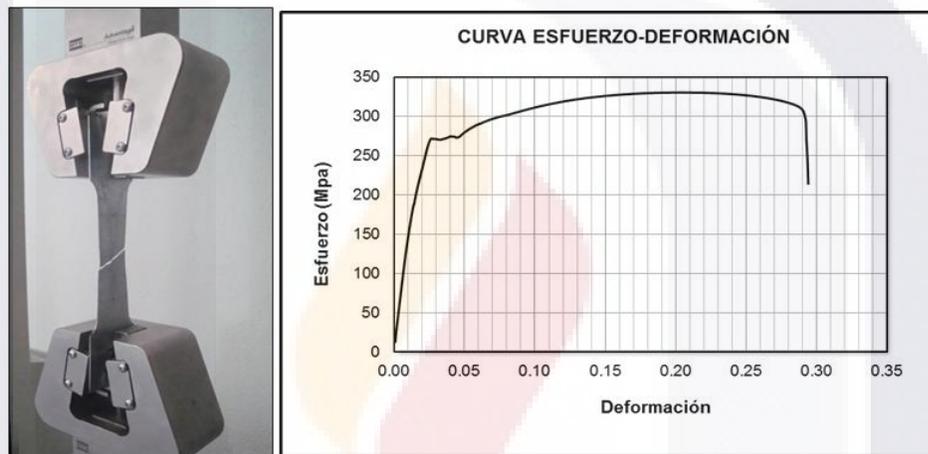


Figura 63.- Gráfica Esfuerzo-Deformación de Probeta PS-3

3.6 PRUEBAS A COMPRESIÓN EN ELEMENTOS AISLADOS

Para evaluar el comportamiento mecánico de los elementos de sección canal con borde rígido, estos se sometieron a la prueba de compresión axial, para lo cual se consideraron perfiles estructurales con la misma sección transversal pero con diferentes longitudes. Lo anterior con el fin de visualizar el desempeño del material y revisar la variación de los modos de falla del elemento al ir cambiando la longitud del mismo. Se consideraron perfiles con sección canal con borde rígido con las dimensiones ya descritas anteriormente, para determinar la carga nominal a la compresión. Se sometieron a prueba perfiles de lámina delgada de 300, 500, 791 y 793 mm de longitud. Se utilizó una máquina universal MTS de 50 kN de capacidad, aplicándose una velocidad de prueba de 1

mm/minuto. Los ensayos se llevaron a cabo en las instalaciones de la Universidad Politécnica de Aguascalientes. En esta primera etapa experimental se ensayaron un total de 6 perfiles estructurales. El tipo de sujeción en los extremos del perfil se consideró biarticulado. En las siguientes imágenes (figuras 64 a 69) se muestran las gráficas esfuerzo-deformación de los ensayos a compresión realizados a los elementos estructurales (Studs) en donde se puede observar los valores máximos de esfuerzo alcanzados por cada uno de los perfiles ensayados.



TIPO DE ENSAYE :
NUMERO DE ESPECIMEN:
FECHA:
HORA:

PRUEBA A COMPRESIÓN AXIAL
PERFIL S1
25 DE AGOSTO DE 2011
11:03 AM

RESULTADOS DE LA PRUEBA

Nombre	Valor	Unidades
AREA	182.50	mm ²
CARGA MAXIMA	29.578	KN
ESFUERZO MAXIMO	160.6	MPa
LONGITUD	300	mm



Figura 64.- Gráfica Esfuerzo-Deformación de Stud S1 de 300 mm de longitud.

TIPO DE ENSAYE :
 NUMERO DE ESPECIMEN:
 FECHA:
 HORA:

PRUEBA A COMPRESIÓN AXIAL
 PERFIL S2
 24 DE AGOSTO DE 2011
 09:45 AM

RESULTADOS DE LA PRUEBA

Nombre	Valor	Unidades
AREA	182.50	mm ²
CARGA MAXIMA	29.27	KN
ESFUERZO MAXIMO	162.2	MPa
LONGITUD	300	mm

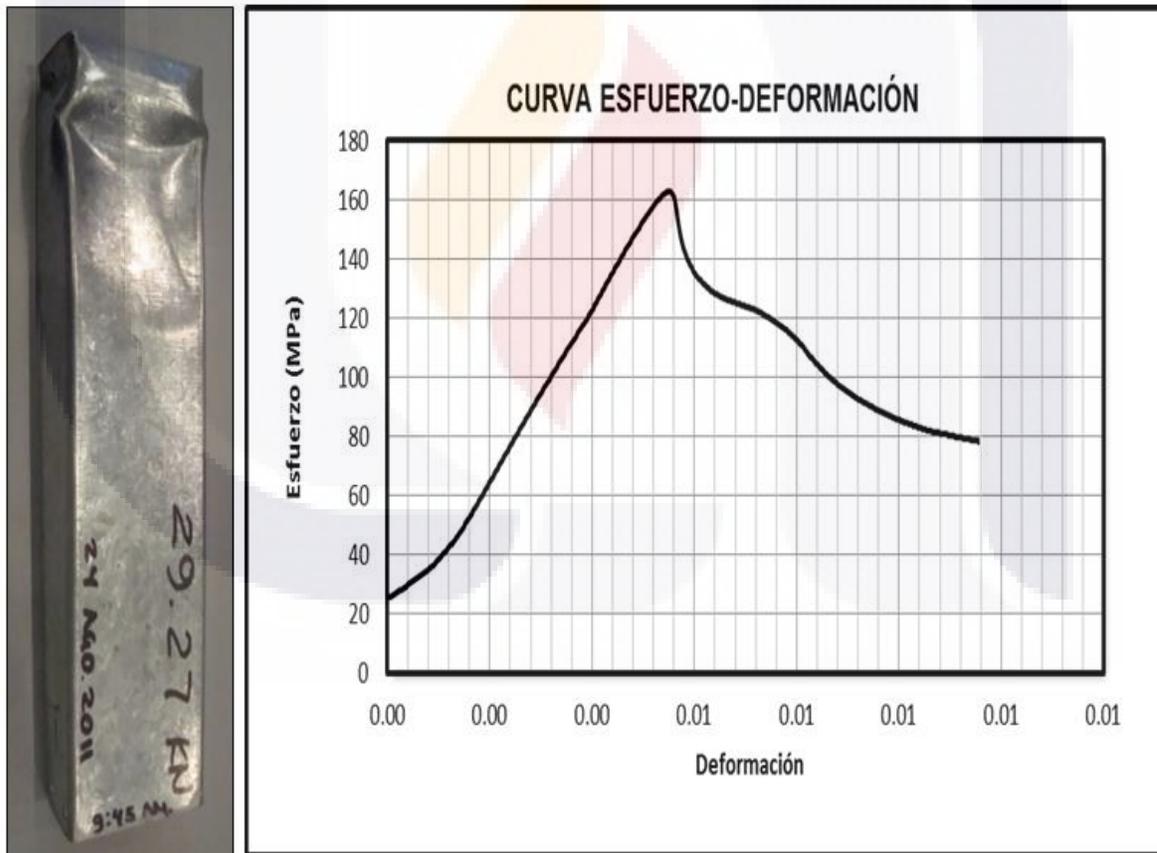


Figura 65.- Gráfica Esfuerzo-Deformación de Stud S2 de 300 mm de longitud.

TIPO DE ENSAYE :
 NUMERO DE ESPECIMEN:
 FECHA:
 HORA:

PRUEBA A COMPRESIÓN AXIAL
 PERFIL S3
 17 DE AGOSTO DE 2011
 09:47 AM

RESULTADOS DE LA PRUEBA

Nombre	Valor	Unidades
AREA	182.5	mm ²
CARGA MAXIMA	29.3	KN
ESFUERZO MAXIMO	160.6	MPa
LONGITUD	500	mm

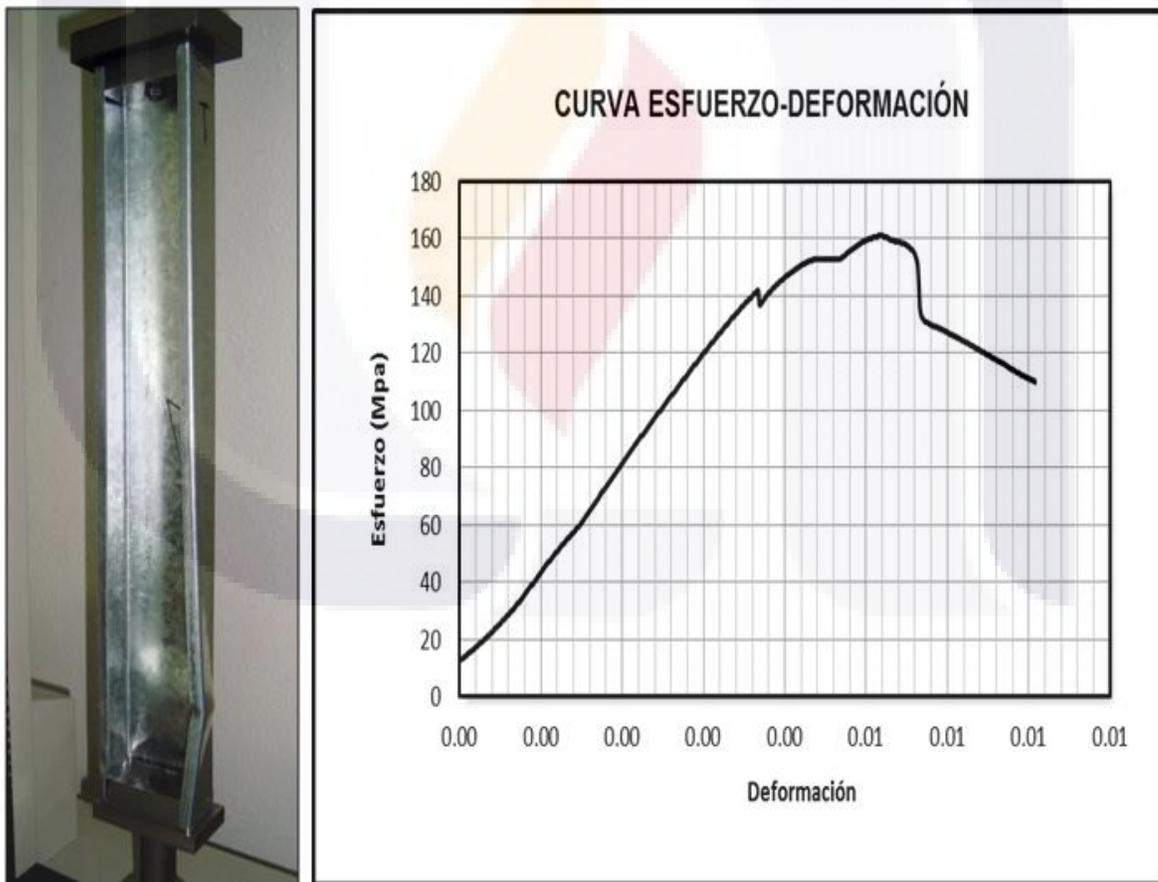


Figura 66.- Gráfica Esfuerzo-Deformación de Stud S3 de 500 mm de longitud.

TIPO DE ENSAYE :
 NUMERO DE ESPECIMEN:
 FECHA:
 HORA:

PRUEBA A COMPRESIÓN AXIAL
 PERFIL S4
 17 DE AGOSTO DE 2011
 10:07 AM

RESULTADOS DE LA PRUEBA

Nombre	Valor	Unidades
AREA	182.5	mm ²
CARGA MAXIMA	21.6	KN
ESFUERZO MAXIMO	118.4	MPa
LONGITUD	500	mm

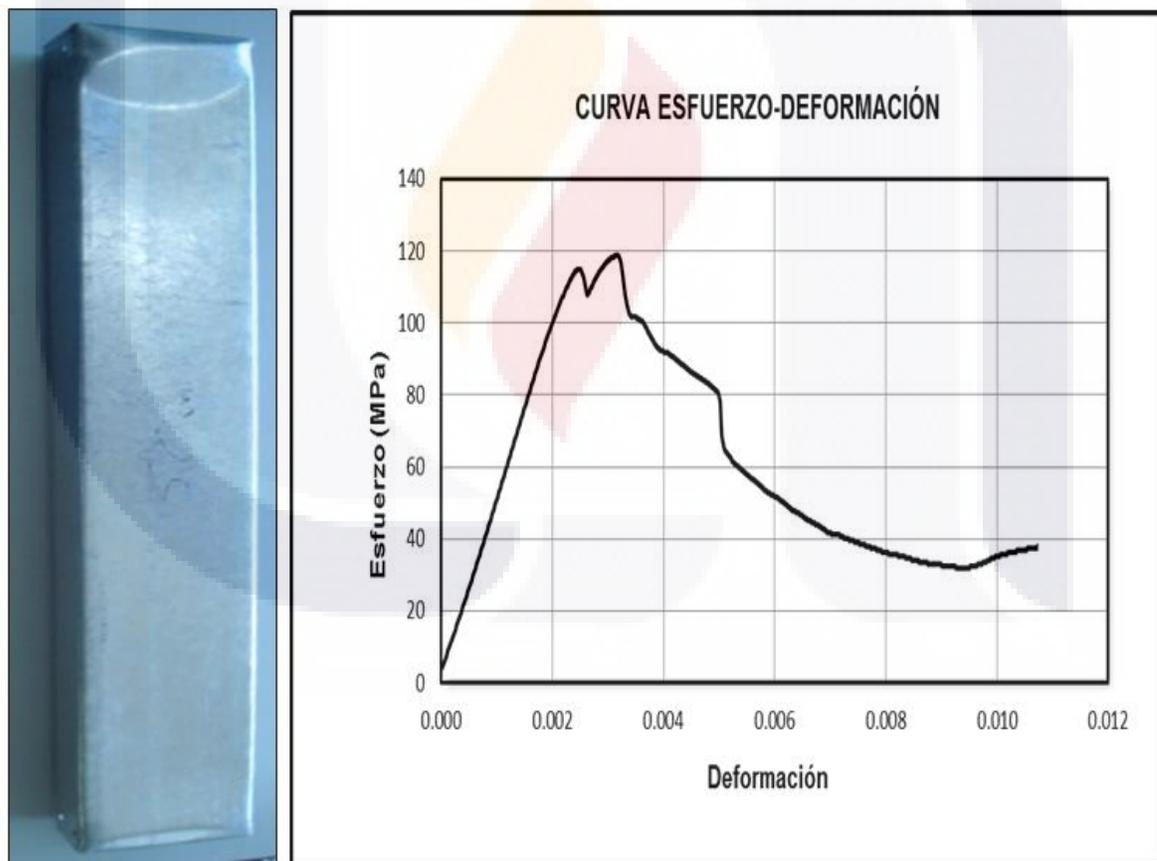


Figura 67.- Gráfica Esfuerzo-Deformación de Stud S4 de 500 mm de longitud.

TIPO DE ENSAYE :
 NUMERO DE ESPECIMEN:
 FECHA:
 HORA:

PRUEBA A COMPRESIÓN AXIAL
 PERFIL S5
 29 DE FEBRERO DE 2012
 11:00 AM

RESULTADOS DE LA PRUEBA

Nombre	Valor	Unidades
AREA	182.5	mm ²
CARGA MAXIMA	22.6	KN
ESFUERZO MAXIMO	123.9	MPa
LONGITUD	791	mm



Figura 68.- Gráfica Esfuerzo-Deformación de Stud S4 de 791 mm de longitud.

TIPO DE ENSAYE :
 NUMERO DE ESPECIMEN:
 FECHA:
 HORA:

PRUEBA A COMPRESIÓN AXIAL
 PERFIL S6
 29 DE FEBRERO DE 2012
 09:26 AM

RESULTADOS DE LA PRUEBA

Nombre	Valor	Unidades
AREA	182.5	mm ²
CARGA MAXIMA	20	KN
ESFUERZO MAXIMO	109.6	MPa
LONGITUD	793	mm

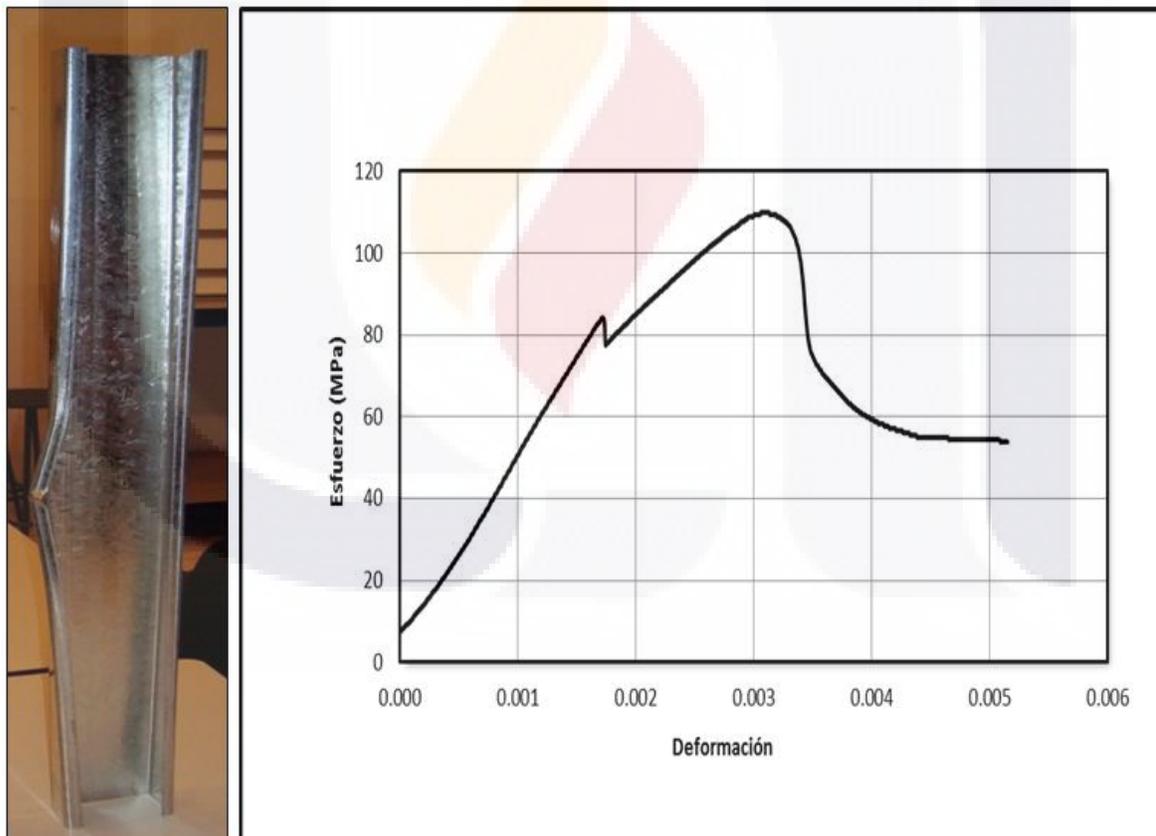


Figura 69.- Gráfica Esfuerzo-Deformación de Stud S4 de 793 mm de longitud.

Las pruebas a compresión axial efectuadas a los perfiles estructurales en sección canal con borde rígido, se realizan con el objetivo de observar su comportamiento mecánico, así como para determinar los valores máximos de resistencia. Como se ha mencionado anteriormente los elementos de pared delgada son susceptibles de fallar por los efectos de algunos de los diferentes tipos de pandeo que se pueden presentar en estos elementos. El comportamiento ante esta condición depende principalmente de la longitud del elemento, de las cargas aplicadas, de la sección transversal y de la longitud arriostrada del mismo. En general se pueden considerar tres tipos básicos de pandeo: el pandeo local, el pandeo distorsional y el pandeo global.

Las pruebas de laboratorio en elementos estructurales como en probetas estándar son una parte importante del proyecto de investigación, sobre todo cuando se trabaja con materiales que son poco conocidos en cuanto a su comportamiento mecánico y diseño estructural. En lo que respecta a esta etapa experimental se realizaron pruebas a compresión axial en elementos estructurales con sección canal con borde rígido con denominación 350S162-33, 3.5 pulgadas de peralte, 1.62 pulgadas de ancho de patín y 0.5 pulgadas del borde rígido. Por medio de la experimentación con elementos en diferentes longitudes, es posible apreciar el comportamiento mecánico que presentan ante las cargas aplicadas, ya que al ser elementos de pared delgada, son susceptibles de fallar por los diferentes tipos de pandeo que pueden afectarlos.

3.7 MARCOS ANTE CARGA LATERAL

Las pruebas experimentales en elementos aislados nos dan una idea general del comportamiento del material ante esfuerzos de compresión y tensión, en donde se puede observar los diferentes modos de pandeo y falla de los especímenes de prueba. Aunque proporcionan información valiosa de la capacidad y comportamiento estructural como elementos aislados, no se puede conocer su desempeño y capacidad cuando estos elementos trabajan en una estructura completa. Al realizar pruebas en estructuras más completas se tiene la posibilidad de observar la interacción de los diferentes elementos que la forman y su comportamiento mecánico ante cargas. Con este fin se llevaron a cabo pruebas a carga lateral en marcos estructurales de acero rolado en frío con poliestireno expandido como material de recubrimiento.

En esta etapa experimental se utilizaron 2 marcos de acero rolado en frío de pared delgada con dimensiones de 1600 mm de longitud por 1500 mm de altura (figura 70), los cuales se estructuraron con elementos de sección canal simple 350T125-33 en la parte superior e inferior del marco, y elementos verticales de sección canal con borde rígido 350S162-33.



Figura 70.- Marco con recubrimiento de poliestireno y marco sin recubrimiento en la prueba a carga lateral

La distancia de separación entre Studs fue de 400 mm centro a centro. Como material de recubrimiento este sistema constructivo presenta un panel de poliestireno expandido de alta densidad de 75 mm de espesor, insertado a presión entre los Studs. En lo que respecta a las conexiones entre Studs y Tracks, estas se hicieron por medio de tornillos auto perforantes del número 8 con cabeza plana de 20 mm de longitud, aplicándose en cada unión un total de 4 tornillos, 2 por cada lado del marco. En la sujeción de los marcos al piso se utilizaron 2 anclajes en escuadra tipo “hold-down”, fabricados con placa de acero de 4 mm de espesor colocados en cada extremo inferior del marco. Se sujetaron al marco por medio de 14 tornillos auto perforantes del número 10 de 38 mm de longitud y para anclarse al piso se utilizó un tornillo de acero de 16 mm de diámetro (figura 71). Por medio de un actuador hidráulico de doble acción de 160 kN de capacidad, se aplicó una carga horizontal monotónica en el extremo superior del marco, la cual se incrementó gradualmente hasta alcanzar un desplazamiento objetivo de 151 mm. La velocidad promedio de aplicación de la carga fue de 8 mm/ minuto. Para la medición de los desplazamientos laterales se utilizó un equipo topográfico de medición laser con precisión de 1 mm, se tomaron lecturas sobre 20 puntos marcados y distribuidos sobre toda el área

del marco. Adicionalmente para mediciones de control se utilizaron 2 micrómetros de carátula con aproximación de 0.1 mm ubicados en los extremos inferiores del marco en los puntos 16 y 20 respectivamente (figura 72). Las mismas condiciones de carga y medición se aplicaron tanto al marco con recubrimiento, como aquel sin recubrimiento.



Figura 71.- Anclaje tipo "Hold Down"



Figura 72.- Micrómetro de Control

De los datos obtenidos durante las pruebas experimentales en cada uno de los marcos, se realizaron las gráficas carga-desplazamiento en donde se visualiza el comportamiento estructural del espécimen y se obtiene información relacionada con su capacidad de carga, desplazamiento, ductilidad y rigidez.

Durante el desarrollo experimental, cada uno de los marcos exhibió características importantes en relación con el desempeño estructural, las cuales se mencionan a continuación.

Marco con Poliestireno

- Para una carga de 1.16 kN, se advierte un desplazamiento lateral del marco de 14 mm y comienza a separarse el poliestireno en las esquinas de la estructura.
- En una carga de 4 kN se produce la separación máxima del poliestireno en las esquinas del marco contrarias a la aplicación de la carga.
- En el caso de una carga de 5.4 kN, inicia la fractura del poliestireno (figura 73)
- Para una carga de 6.8 kN, los tracks empiezan a deformarse en las uniones debido a esfuerzos de compresión principalmente.

- En una carga de 7.24 kN se llega al desplazamiento objetivo de 151 mm y se percibe un ligero desprendimiento de los tornillos de fijación del anclaje “hold-down” sin llegar a producirse deslizamiento ni levantamiento de los mismos.



Figura 73.- Desarrollo de la prueba experimental donde se muestra la flexión de los studs y la fractura del poliestireno.

Marco sin Poliestireno.

- Para una carga de 1.96 kN se presentó un desplazamiento de 40 mm
- En el caso de la carga de 2.94 kN, alcanzó un desplazamiento lateral de 107 mm
- La carga máxima que soportó el marco fue de 2.94 kN alcanzando el desplazamiento objetivo de 151 mm.
- Las uniones y anclajes no sufrieron desprendimiento de tornillos autoperforantes
- Los anclajes inferiores permanecieron sin deslizamiento ni levantamiento.
- El marco presentó un comportamiento muy dúctil durante el desarrollo de la prueba.

3.7.1 Determinación de la Rigidez del Marco con Poliestireno

El poliestireno expandido de alta densidad es un material termoplástico que tiene diferentes aplicaciones en la industria de la construcción. En el presente trabajo de investigación el material se utiliza como aislante termo-acústico en los marcos de acero roloado en frío. Por la manera en que los paneles del material se insertan en la estructura permiten al sistema desarrollar una resistencia adicional ante cargas laterales. Debido a lo anterior se realizan pruebas a los marcos con y sin poliestireno con el objetivo de

TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS

determinar la rigidez del material de recubrimiento así como observar el comportamiento mecánico del sistema. Una característica importante que se observa del comportamiento mecánico del marco con poliestireno es que a pesar de que este material por sí solo ofrece poca resistencia, pero al trabajar en colaboración con la estructura proporciona al marco una rigidez y ductilidad suficiente que permite al sistema absorber deformaciones considerables sin llegar a la falla inmediata.

3.8 PRUEBAS EN CLIPS CONECTORES

3.8.1 Antecedentes

Un aspecto muy importante en el comportamiento mecánico de cualquier estructura sin duda alguna lo representan las conexiones entre los diferentes elementos que la forman. Estas conexiones permiten que los elementos desarrollen su capacidad máxima y que la estructura se comporte de una manera adecuada ante las cargas que soporta. Los clips en ángulo son un tipo de conexión que se utilizan con mucha frecuencia en la construcción de estructuras de acero rolado en frío de pared delgada. Se pueden utilizar para la unión de vigas secundarias a vigas principales, para la unión de vigas con columnas, para la unión de viga perimetral de losas con muros y para la unión de muros contiguos o en esquina. Debido a lo anterior este tipo de conexión puede estar sometido a diferentes tipos de esfuerzos: cortante, compresión, flexión, tensión, entre otros. Se estudia el comportamiento mecánico de estos conectores cuando se encuentran sometidos a esfuerzos cortantes y de compresión. Por medio de un dispositivo acondicionado para este tipo de pruebas y utilizando un sistema de acción hidráulica con transductores electrónicos, se efectuaron pruebas en diferentes clips conectores. Esta etapa experimental se llevó a cabo en los laboratorios del Departamento de Tecnología e Ingeniería (Discovery Park) en la Universidad del Norte de Texas, bajo la dirección del Dr. Cheng Yu.

3.8.2 Descripción de la etapa experimental

Para este estudio experimental se consideraron los clips conectores S1, S7, S9 en la prueba a compresión y los clips S1, T1b y T3 para la prueba a esfuerzo cortante. Las dimensiones de cada clip se consideraron de acuerdo con la figura 74. El objetivo de las

pruebas experimentales es determinar la carga máxima soportada por estos elementos y los desplazamientos que se producen, además de observar el modo de falla de cada uno de los especímenes probados. Se habilitó un dispositivo por medio de placas de acero, para poder llevar a cabo las pruebas de compresión y de esfuerzo cortante. Las cargas se aplicaron por medio de un actuador hidráulico y se midieron utilizando una celda de carga. Para evaluar las deformaciones de los clips conectores durante la prueba, se utilizaron transductores electrónicos LVDT (Linear Variable Differential Transformer). En general se probaron 3 elementos de cada uno de clips seleccionados (S1, S7, S9, T1b, y T3). Las características generales, dimensiones y número de tornillos se muestran en la tabla 9.

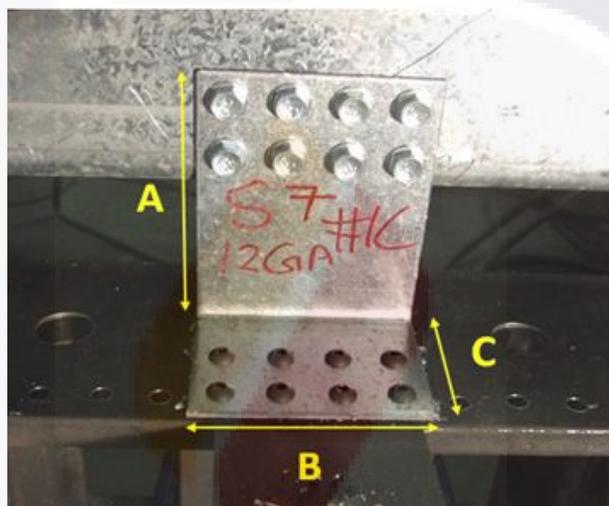


Figura 74.- Dimensiones de clips conectores en la prueba a compresión.

Tabla 9.- Características y dimensiones de los clips conectores sometidos a pruebas de laboratorio.

Clip	Calibre	Espesor (cm)	A (cm)	B (cm)	C (cm)	Numero de Tornillos
S1	16	0.148	4.76	7.62	3.49	4#14
S7	12	0.255	9.21	7.62	5.40	8 # 14
S9	20	0.088	7.30	19.05	3.49	10#14
T3	16	0.148	7.30	4.44	5.08	2#14
T1b	20	0.088	7.30	4.44	3.81	2#14

3.8.3 Pruebas a compresión.

Con el fin de ejecutar este tipo de pruebas, se habilitó un dispositivo para aplicar la carga requerida (figura 75). Se probaron los elementos denominados S1, S7 y S9. La etapa experimental se llevó a cabo en los laboratorios de la Universidad del Norte de Texas. El objetivo de las pruebas es determinar la capacidad de carga de los clips conectores ante esfuerzos de compresión. El dispositivo se habilitó por medio de un stud colocado de forma horizontal, libre en los extremos y con restricción de desplazamientos laterales, al centro del claro se conectaron los clips de prueba. En la parte superior el stud se conecta a una placa de acero que transmite la carga generada por el sistema hidráulico. En la parte inferior del clip de prueba se sujeta a una base metálica por medio de tornillos de alta resistencia. El propósito es representar las condiciones de una conexión real.

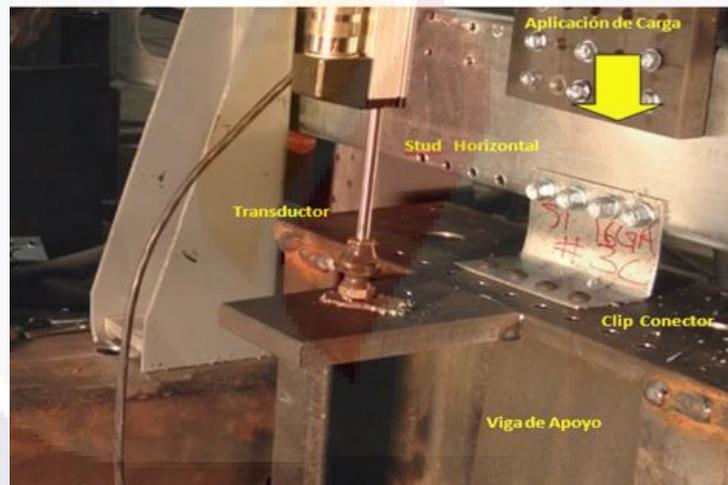


Figura 75.- Arreglo de dispositivo en pruebas a compresión

En las siguientes figuras 76,77 y 78 se muestra gráficamente el comportamiento de los clips conectores ante esfuerzos de compresión. La tabla 10 muestra un resumen de resultados.

En las pruebas de compresión se pudo observar que el modo de falla de los tres clips considerados fue por medio de la flexión del lado cargado axialmente. En ninguno de los tres casos fallaron los elementos de fijación, es decir los tornillos tuvieron un desempeño satisfactorio.

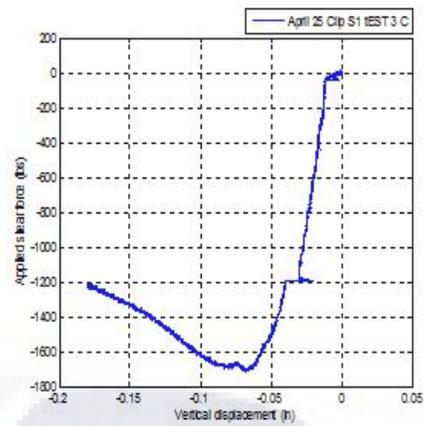


Figura 76.- Modo de falla de clip S1 y su correspondiente curva carga-desplazamiento.

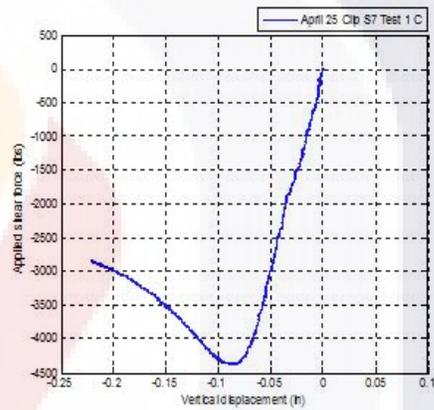


Figura 77.- Modo de falla de clip S7 y su correspondiente curva carga-desplazamiento

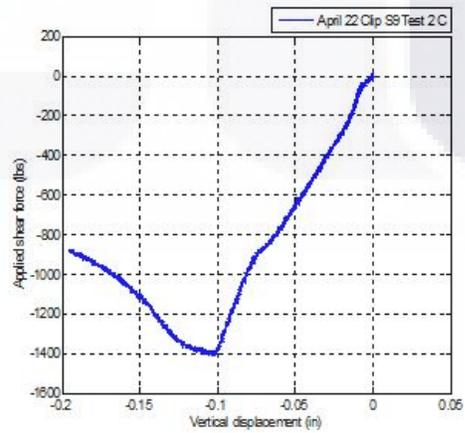


Figura 78.- Modo de falla de clip S9 y su correspondiente curva carga-desplazamiento.

Tabla 10.- Resumen de resultados de pruebas a compresión

Clip	T (cm)	Grado	Carga máxima (KN)	Desplazamiento (cm)
S1-#1	0.148	50	8.50	0.123
S1-#2	0.148	50	6.94	0.189
S1-#3	0.148	50	7.61	0.171
S7-#1	0.255	50	19.48	0.222
S7-#2	0.255	50	17.26	0.326
S7-#3	0.255	50	18.06	0.195
S9-#1	0.088	33	7.47	0.137
S9-#2	0.088	33	6.32	0.137
S9-#3	0.088	33	6.94	0.098

La carga máxima soportada corresponde con el clip S7, con un valor promedio de 18.26 kN y que presenta el espesor más grande de los tres clips considerados. Los clips S7 alcanzaron en promedio un valor de carga máxima de 7.68 kN mientras que los clips S9 alcanzaron en promedio un valor de 6.91 kN de carga máxima.

La deformación mayor la obtuvieron los clips S7 cuyo valor promedio alcanzó 0.248 cm. Para los clips S1 el valor promedio de deformación fue de 0.161 cm. Mientras que el desplazamiento más pequeño fue para los clips S9 con un valor promedio de 0.124 cm. Para determinar la capacidad de carga a compresión de los clips conectores se utilizaron las ecuaciones propuestas por las especificaciones del AISI del 2012 relativas al diseño de placas de unión en armaduras de acero rolado en frío. De acuerdo con los resultados obtenidos los valores correspondientes con el método analítico difieren en gran medida con los resultados experimentales a compresión de los clips conectores.

3.9.4 Pruebas a cortante

Se adaptó un dispositivo para aplicar la fuerza vertical y generar el esfuerzo cortante a los clips conectores por medio de un actuador hidráulico. Para medir los desplazamientos se utilizaron transductores LVDT. El efecto de cortante se generó por medio del movimiento vertical de uno de los extremos del clip atornillado a una placa metálica. El desplazamiento se fue aplicando gradualmente hasta alcanzar la falla del elemento. Las figuras 79,80 y 81 muestran etapas de las pruebas y la tabla 11 muestra un resumen de resultados.

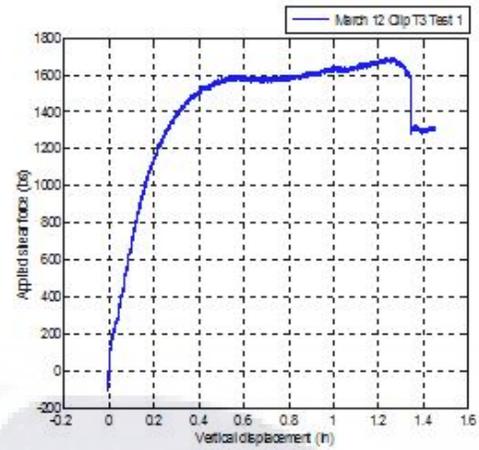


Figura 79.- Modo de falla a cortante de clip T3 y grafica carga-desplazamiento

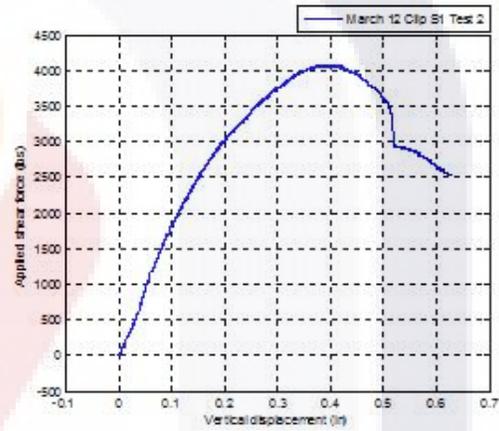


Figura 80.- Modo de falla a cortante de clip S1 y grafica carga-desplazamiento

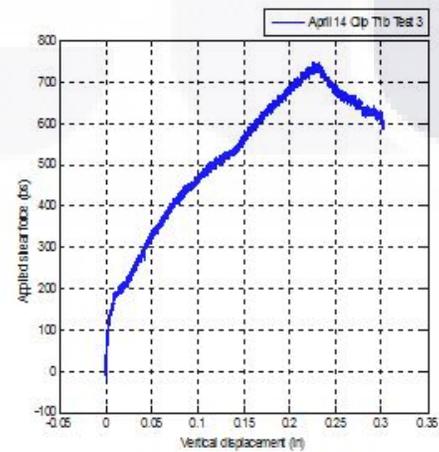


Figura 81.- Modo de falla a cortante de clip T1b y gráfica carga-desplazamiento

Tabla 11.- Resumen de resultados de pruebas a cortante

Clip	t (cm)	Grado	Carga máxima (KN)	Desplazamiento (cm)
S1-#1	0.148	50	15.08	0.735
S1-#2	0.148	50	18.13	0.96
S1-#3	0.148	50	15.64	0.80
T3-#1	0.255	50	7.52	3.17
T3-#2	0.255	50	8.60	3.21
T3-#3	0.255	50	8.29	2.11
T1b-#1	0.088	33	3.18	0.54
T1b-#2	0.088	33	2.80	0.50
T1b-#3	0.088	33	3.32	0.57

En cuanto a las pruebas de cortante se observaron dos modos de falla en los clips conectores:

- Desgarramiento de la placa.- debido a la fuerza aplicada el clip se comporta adecuadamente aunque la falla comienza al desgarrarse la placa en la cercanía del borde del tornillo, acumulándose el material hasta la ruptura de la placa. De acuerdo con los tipos de falla de conexiones atornilladas descritas por Yu (2000).
- Aplastamiento del clip.- al aplicar la carga el lado más débil del conector comienza a ceder deformándose verticalmente y por consiguiente perdiendo su capacidad de carga.

En ambos casos los tornillos punta de broca colocados en el stud soportaron adecuadamente las cargas aplicadas. La carga máxima en esta etapa de prueba corresponde con el clip S1 que alcanzo en promedio 16.83 kN. Seguido del clip T3 con un promedio de 8.14 kN; finalmente el clip T1b con un valor promedio de 3.1 kN. La deformación máxima ocurrió en el clip T3 con un valor máximo promedio de 3.21 cm.

Los clips conectores tuvieron un excelente comportamiento debido a que no se presentó aplastamiento del material en la zona de contacto de los tornillos ni rompimiento de los mismos, desarrollando toda su capacidad ante cargas de compresión.

El patrón de falla más común consiste en la flexión del extremo del clip sometido a carga. El comportamiento mecánico del material ante pruebas de esfuerzo cortante, es excelente ya que los clips conectores soportan cargas considerables y permiten grandes desplazamientos sin llegar al colapso de la conexión. En algunos casos se puede dar el desgarre del material causado por la cercanía del tornillo con el borde de la placa. Aunque las condiciones de trabajo de los clips conectores a compresión es muy similar al que presentan las placas de conexión en armaduras de acero rolado en frío de pared delgada, la teoría aplicada en el diseño de estas últimas, propuesta por las especificaciones del AISI, no resulta adecuada para determinar la capacidad de carga a compresión de clips conectores de acero rolado en frío. Se requiere realizar un mayor número de pruebas de laboratorio a fin de ampliar el conocimiento en relación con el comportamiento mecánico.

3.10 ESTUDIO TERMOGRÁFICO EN ELEMENTOS A TENSIÓN Y COMPRESIÓN

La termografía es una técnica basada en el uso y aplicación de rayos infrarrojos que permiten visualizar y verificar al instante el desempeño térmico de diversos objetos. La aplicación de estos rayos se realiza por medio de cámaras de imágenes infrarrojas a través de las cuales se puede medir la energía térmica que emiten esos objetos. Esta energía térmica o infrarroja es luz no visible, ya que tiene una longitud de onda muy larga incapaz de ser detectada por el ojo humano (figura 82). Cualquier objeto con una temperatura sobre cero absoluto, emite calor; incluso los objetos muy fríos, tales como el hielo, emiten luz infrarroja (Amperis, 2014). La radiación infrarroja, la luz visible y los rayos ultravioleta son formas de energía en el espectro electromagnético la única diferencia es su longitud de onda.

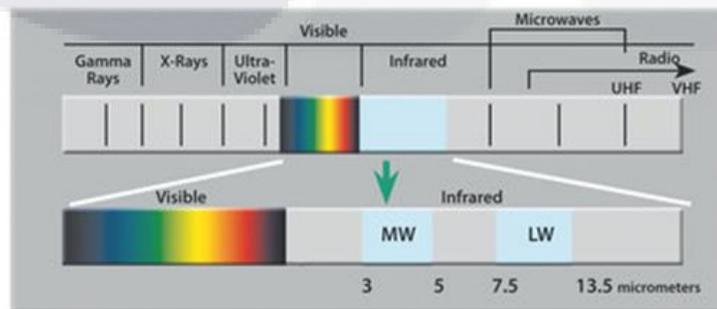


Figura 82.- Ubicación de los rayos infrarrojos dentro del espectro electromagnético (Tecmoelec, 2015).

TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS

A mayor temperatura del objeto mayor será la radiación infrarroja emitida. La luz infrarroja nos permite ver aquello que a simple vista no podemos percibir. Por medio de las cámaras termográficas se pueden detectar objetos con una determinada radiación de calor a la vez que proporcionan mediciones precisas de temperatura sin contacto.

Una cámara infrarroja es un dispositivo que puede detectar energía infrarroja antes que el ojo humano la pueda percibir. La mayoría de las cámaras pueden percibir imágenes desde -20°C hasta por encima de 2000°C . La cámara convierte esta energía infrarroja invisible en una imagen visual en dos dimensiones y la muestra en la pantalla de la cámara y calcula su temperatura. El calor que detecta se mide de manera precisa, de esta forma, es posible hacer mediciones de temperatura con una precisión alrededor de $\pm 2\%$ en 30°C (Amperis,2014) La aplicación de la técnica termográfica es muy simple, en cuanto a adquirir termogramas de los objetos ya que se limita a ajustar el dispositivo y tomar las imágenes termográficas, pero el trabajo más importante es el de calibrar el equipo a las condiciones de uso, así como manipular la información por medio del software especializado e interpretar los resultados obtenidos después de aplicar técnicas de filtrado y procesamiento de imágenes.

El objetivo de medir la temperatura de objetos o dispositivos estriba en que muchos de los componentes mecánicos, eléctricos, electrónicos, de instalaciones, etc., elevan su temperatura al presentar problemas de funcionamiento. El hecho de medir la temperatura es para establecer con mayor precisión la etapa de falla que se encuentra un objeto o si se encuentra trabajando normalmente. En el caso de los componentes mecánicos de algún equipo en la industria, resulta muy práctico aplicar estas técnicas termográficas ya que al ser partes de maquinaria o equipo que están en movimiento constante, al elevar su temperatura de trabajo normal, es un indicativo que la pieza o el objeto se encuentra trabajando a esfuerzos superiores a los normales lo que produce ese incremento de temperatura. De esta manera es posible realizar acciones preventivas en los equipos a fin de evitar daños mayores. Para el caso de la industria de la construcción el uso de la termografía esta principalmente aplicada a detección de pérdidas de temperatura en edificios, así como en la detección de zonas con humedad no visible y las fallas eléctricas. (figura 83). En lo que respecta al proyecto de investigación del acero rolado en frío, las técnicas termográficas se aplicaron con el fin de establecer una correlación entre el

comportamiento mecánico del material ante un ensaye a la tensión (figura 84a) y las imágenes termográficas obtenidas en cada etapa de la prueba.

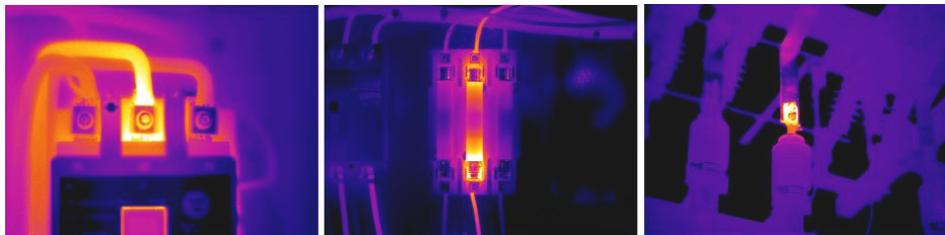


Figura 83.- Diferentes usos de la termografía en la industria (Afinidad Eléctrica 2015).

Los termogramas generados durante las pruebas experimentales tanto en tensión como en compresión fueron obtenidas y procesadas por el Dr. Juan José Soto Bernal, investigador del Instituto Tecnológico de Aguascalientes, quien facilitó el equipo para realizar este estudio. Con el fin de llevar a cabo las mediciones fue necesario oscurecer el área de trabajo para obtener las mejores imágenes térmicas de las probetas. Por otra parte, ya que el material es un material metálico y por su naturaleza presenta bajos valores de temperatura los cuales se hace difícil registrar por el tipo de cámara utilizada, se optó por aplicar la radiación térmica de una persona reflejada en la probeta en estudio, a manera de ampliar el espectro térmico y estar en posibilidades de visualizar los cambios en la temperatura de la probeta al estar sometida a esfuerzos mecánicos de tensión. Las imágenes termográficas tomadas a las probetas estándar durante los ensayos de tensión, se puede observar que los termogramas obtenidos, muestran una clara relación entre las temperaturas registradas en la superficie de la probeta y la concentración de los esfuerzos generados en la misma. Considerando que la aplicación de la carga en la probeta es progresiva, la imagen mostrada en la figura 85a, indica una clara concentración de esfuerzos en la zona central de la lámina tensada poco antes de la falla. Es justamente en ésta misma zona en que se genera la ruptura, reportándolo así nuevamente la imagen termográfica a escasos segundos antes de la fisura, en donde puede observarse claramente el plano de falla del material (figura 85b), que corresponde con la rotura del mismo tal como se observa en la figura 84b. Con el fin de poder aplicar la termografía en las probetas de acero, fue necesario utilizar una fuente de calor alterna para resaltar los efectos térmicos del metal durante la prueba y de esta manera visualizar las zonas en donde se genera más calor debido a las concentraciones de esfuerzos.

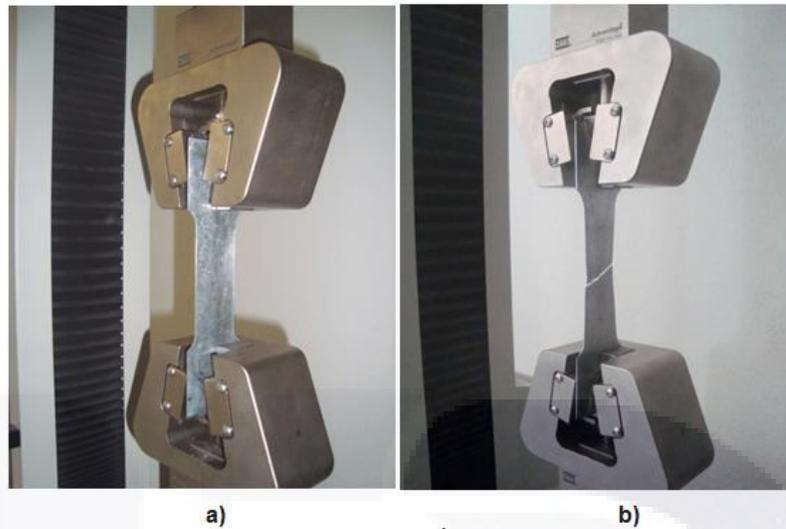


Figura 84.-Ensayo a tensión en probetas estándar

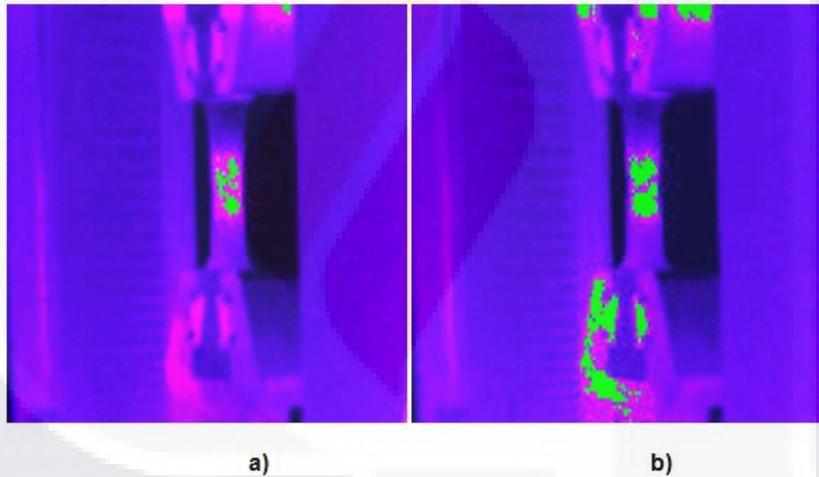


Figura 85.-Termografía en probetas a tensión

Por su parte, la prueba de compresión practicada sobre el perfil de 791 mm de longitud que se muestra en la figura 86 reportó resultados similares, pues hubo también de llevarse a la falla, siendo ésta una falla por pandeo distorsional en la que como tal se distinguen las deformaciones que han sido mencionadas. Siendo pues que la forma adquirida por el perfil ante la carga es el punto medular en este tipo de análisis, la figura 87 muestra en infrarrojo las deformaciones que se presentaron en las paredes del material. Adviértase que pudieron revelarse deformaciones que a simple vista no es posible percibir según la contrastante imagen análoga mostrada en la figura 86. La figura

87 representa la termografía de la prueba, pudiéndose ver cómo los niveles de deformación presentan una correlación directa con la temperatura, es decir, con la energía interna y por lo tanto con los esfuerzos que caracterizan a su vez a las deformaciones que distinguen el tipo de pandeo y consecuentemente la falla del perfil.

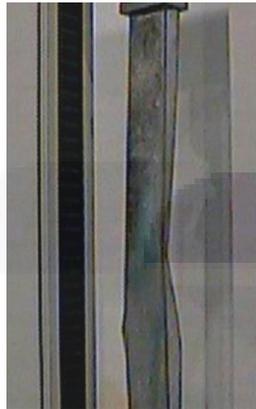


Figura 86.-Stud en la prueba a compresión axial.



Figura 87.-Imágenes termográficas de stud a compresión axial.

Las pruebas mecánicas efectuadas a los perfiles de acero rolado en frío de pared delgada, arrojaron resultados satisfactorios en cuanto a su resistencia a la compresión, ya que los valores obtenidos de resistencia nominal, resultaron muy similares entre los métodos de diseño aplicados y las pruebas de laboratorio. Las variaciones en los perfiles S4, S5 y S6, se atribuyen a factores inherentes a cada elemento como es la geometría de la sección transversal del perfil y la perpendicularidad de los cortes en los extremos de la pieza, lo que en ocasiones puede generar concentraciones de esfuerzos desiguales que inciden en el desarrollo de la prueba. En cuanto a las pruebas termográficas y partiendo

de la idea de que todos los materiales que estén por encima del cero absoluto (0° K, -273° C) emiten energía infrarroja, y que la intensidad de radiación infrarroja está relacionada con la temperatura superficial del mismo (Amperis,2007), se encontró que las imágenes térmicas registradas tanto en el perfil estructural, como en la probeta estándar, mostraron variaciones cromáticas que indican una relación directa con las concentraciones de esfuerzos provocadas por la aplicación de cargas. De esta manera estas concentraciones de esfuerzos pueden ser caracterizadas con técnicas termográficas, debido principalmente a que las concentraciones en puntos específicos generan cambios en la estructura interna del material que inciden en la temperatura del mismo.

3.11 Conclusiones del capítulo 3

Las propiedades físicas y mecánicas así como su comportamiento ante las cargas aplicadas son características importantes que deben conocerse perfectamente en todo material que pretenda utilizarse en toda obra de construcción. Las pruebas de laboratorio en el material así como las pruebas experimentales en elementos aislados o estructuras completas son indispensables cuando se trabaja con un material que ha sido poco utilizado en esta industria. Tomando en cuenta las características físicas, las propiedades mecánicas del material, el comportamiento de los elementos estructurales y los alcances de resistencia del material con que se fabrican, se tiene la posibilidad de proponer su aplicación en la construcción, mantenimiento y reconstrucción de viviendas unifamiliares.



CAPÍTULO 4

PLATAFORMA DE SIMULACIÓN DE HUNDIMIENTOS

4 PLATAFORMA DE SIMULACIÓN DE HUNDIMIENTOS

4.1 INTRODUCCIÓN

Uno de los objetivos del presente trabajo de investigación es evaluar la pertinencia del uso y aplicación de elementos de acero rolado en frío de pared delgada en la construcción, mantenimiento y reparación de viviendas localizadas en zonas inestables por subsidencia y agrietamiento del suelo; lo anterior se busca tomando en cuenta las ventajas que ofrece el material en relación con la capacidad de soportar cargas y los niveles de deformación que permite sin llegar a la falla inmediata. Para conocer el comportamiento mecánico del material tanto en elementos estructurales individuales como en estructuras completas, las pruebas experimentales juegan un papel indispensable en este aspecto. Por otro lado los programas de análisis estructural y de simulación numérica también ayudan a estudiar ese comportamiento mecánico. A manera de solventar lo relativo a la etapa experimental fue necesario diseñar dispositivos especiales que nos brindaran la posibilidad de experimentar con estructuras completas a escala real y reproducir en la medida de lo posible las condiciones en que estas se encuentran trabajando. Para el presente caso de estudio, el fenómeno de subsidencia se relaciona directamente con desniveles en la superficie del terreno que ocasionan asentamientos diferenciales en las construcciones y por consecuencia provocan la afectación de los elementos estructurales. Con este antecedente se trabaja en el proyecto de generar una estructura que funcione como soporte de una construcción a escala real y además tenga la posibilidad de ser afectada por desplazamientos diferenciales simulando los efectos de la subsidencia. De esta idea surge el proyecto de la Mesa de Simulación de Hundimientos diferenciales, la cual en primera instancia sirve para alojar el prototipo de vivienda a escala real construido con módulos prefabricados de acero rolado en frío y poliestireno.

4.2 DESARROLLO DEL MODELO DE LA PLATAFORMA DE SIMULACIÓN DE HUNDIMIENTOS

El modelo definitivo de la plataforma de simulación de hundimientos es el resultado de varias propuestas que se fueron presentando durante el desarrollo del proyecto. El principal objetivo del proyecto de la plataforma, es el de proponer una estructura que sea capaz de cumplir con las siguientes características:

- Soportar una construcción a escala real, pensando que esta podría ser de diferentes materiales de construcción tales como acero, mampostería, concreto, madera, etc.
- Aplicar desplazamientos verticales controlados para simular los asentamientos diferenciales producidos por la subsidencia y el agrietamiento.
- Estructura modular que tenga la posibilidad de adaptarse a diferentes arreglos geométricos en planta.
- Ensamble y estructuración sencilla para que pueda ser montada o instalada con el mínimo número de personas, de manera segura y rápida.
- Con las dimensiones adecuadas para un fácil acceso en la supervisión y revisión de la estructura antes, durante y después de las pruebas experimentales.

Dos de las propuestas más representativas para la construcción de la plataforma se describen a continuación.

4.2.1 Sistema modular.

Este sistema consiste en dividir la plataforma de soporte en 18 módulos independientes cubriendo toda el área de pruebas de 72 m². Cada uno de los módulos cubre un área de 4 m². Están formados por un sistema independiente para el desplazamiento vertical que consiste en un dispositivo mecánico que funciona en forma de tijera y que puede alojar 2 actuadores hidráulicos de doble acción con una capacidad de 150 kN cada uno. Los actuadores pueden trabajar en empuje y retroceso (figura 88).

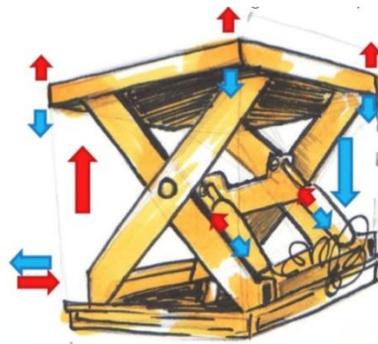


Figura 88.- Dispositivo móvil en forma de tijera para generar desplazamientos verticales (Soto, 2013)

Para la transmisión de los desplazamientos verticales a la estructura simulando la subsidencia, se realiza por medio de placas de acero de sección cuadrada de 2m por lado, conectadas tanto al dispositivo mecánico como a la estructura de prueba (figura 89).



Figura 89.- Vista en planta de la plataforma de simulación de hundimientos, (Soto, 2013).

Con este sistema de módulos se tiene la posibilidad de generar diferentes planos de falla en la estructura de prueba; la condición es que todos los módulos en una línea propuesta deben de trabajar en sincronía para lograr el efecto de falla esperado (figura 90). El inconveniente de esta primera propuesta lo representa la cantidad de material a utilizar ya que al ser placas de acero estructural requieren de espesores considerables para soportar las cargas aplicadas sin sufrir deformaciones excesivas que afecten la prueba. Por otro lado al ser módulos independientes se necesitan 2 actuadores hidráulico de 15 toneladas

para cada módulo y un sistema para hacerlos trabajar en sincronía. Al ser elementos más pesados con un sistema hidráulico en sincronía el costo de la estructura se incrementa considerablemente.

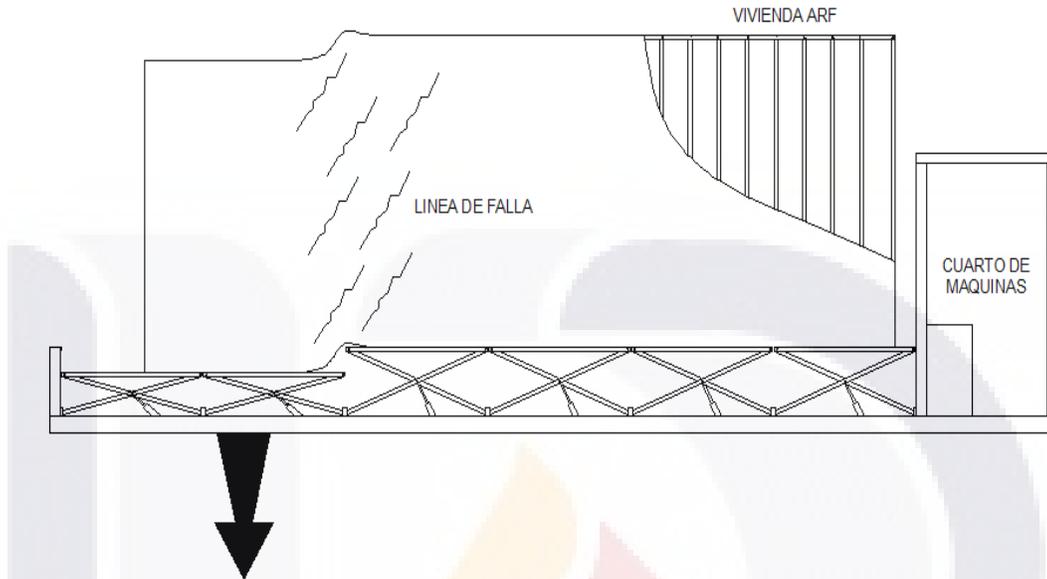


Figura 90.- Esquema del sistema de trabajo de la plataforma metálica y dispositivo móvil en forma de tijera (Soto, 2013).

4.2.2 Sistema a base de marcos.

Este sistema consiste en una estructura de acero desplantada sobre una serie de zapatas corridas de concreto reforzado como elementos de la cimentación. La superficie utilizada para esta construcción es de aproximadamente 80 m², y consiste de 7 zapatas corridas que alojan un total de 35 dados de concreto reforzado para soportar un total de 27 columnas de acero estructural. Para soportar la estructura a ensayar se utilizan una serie de marcos rígidos de acero con dimensiones estándar los cuales se fijan a cada columna por medio de pernos (figura 91).

Para simular el efecto de desplazamientos verticales se utilizan los marcos móviles que emplean un sistema hidráulico para generar los movimientos de la estructura (figura 91). Tanto las columnas como los marcos tienen dimensiones estándar, lo que les permite ubicarse en cualquier sitio de la plataforma, de esta manera se logra que puedan adaptarse a diferentes configuraciones en planta de la estructura a ensayar.

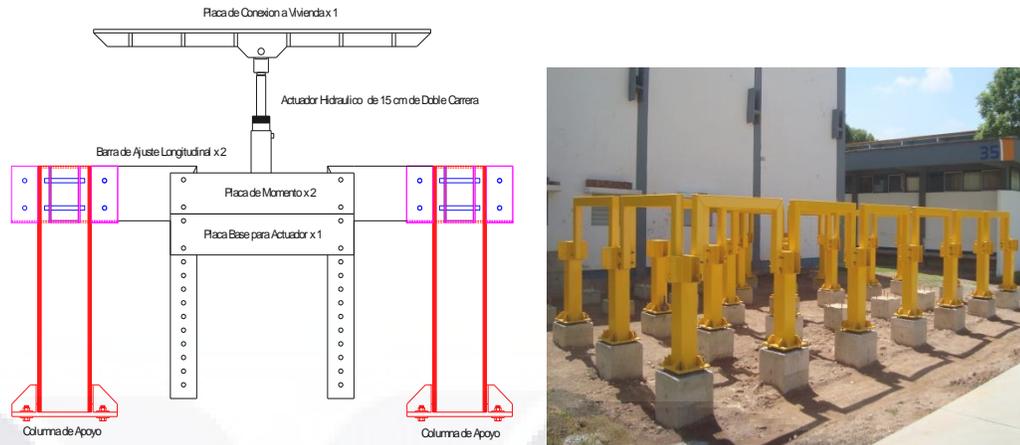


Figura 91.- Izquierda: esquema de estructuración del marco móvil.
Derecha: marcos fijos en la plataforma de simulación.

4.3 ESTRUCTURACIÓN

Cimentación:

Conformada por un total de 7 zapatas corridas de concreto reforzado de 710 cm de largo por 95 cm de ancho y un espesor de 30 cm, armadas con varillas de refuerzo del número 5 en ambos sentidos (figura 92). Cada zapata cuenta con 5 dados de cimentación para desplante de la estructura metálica, tienen una sección transversal de 40 cm x 40 cm de concreto reforzado armados con varillas longitudinales del número 4 y estribos del número 3 colocados a cada 15 cm en toda la altura del dado. Concreto con una resistencia de diseño de 250 kg/cm². En total la plataforma cuenta con 35 dados para soporte de las columnas de acero.

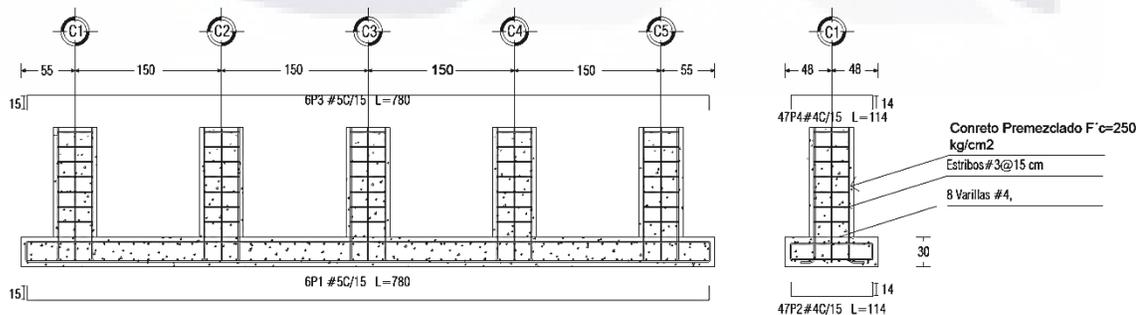


Figura 92.- Detalles del armado de la cimentación a base de zapatas y dados de concreto reforzado.

Columnas de acero:

Fabricadas con perfiles de acero estructural de sección cuadrada de 20 cm por lado, con una altura de 90 cm. Cuenta con una placa base de 1.6 cm de espesor y cartelas de refuerzo en la base de la columna de 6 mm de espesor. En la parte superior cada columna cuenta con placas de conexión de 0.63 cm de espesor donde se conectan los marcos de soporte, (figura 93).



Figura 93.- Columnas de acero estructural para soporte de marcos.

Marco fijo:

Elementos de acero estructural que funcionan como soporte de la estructura que se desplanta sobre ellos, además de proporcionar rigidez a todo el sistema (figura 94 izquierda). Se forman con perfil estructural tubular de sección cuadrada de 10 cm por lado. Tienen una longitud de 128 cm y una altura de 70 cm. Se conectan a las columnas por medio de pernos de acero de 5/8" en ambos lados. Debido a sus dimensiones estándar pueden intercambiarse en cualquier sitio de la plataforma.

Marco móvil:

Formado por dos elementos de acero en escuadra invertida, placas de unión, placa de soporte, actuador hidráulico y viga de carga (figura 94 derecha). Las placas de soporte son de 1.27 cm de espesor con perforaciones en los extremos a fin de adaptar la base del actuador a diferentes alturas. La viga de carga está formada por una placa de 1.27 cm de espesor y 2



Figura 94.- Izquierda: sistema de marcos fijos en la plataforma de simulación.
Derecha: Sistema de marco móvil con actuador hidráulico.

placas de soporte que ayudan a rigidizar la viga en toda su longitud y evitan deformaciones excesivas. El actuador se sujeta a la base por medio de tornillos de alta resistencia para permitir la aplicación de carga en tensión. El marco móvil está diseñado para utilizarse en todo el sistema de columnas así como para trabajar bajo esfuerzos de tensión o compresión.

4.4 CONSTRUCCIÓN DE LA PLATAFORMA

La plataforma de simulación de hundimientos diferenciales se ubica dentro de las instalaciones de la Universidad Autónoma de Aguascalientes, a un costado del edificio 34 el cual corresponde con el laboratorio de mecánica de suelos, construcción y estructuras de la carrera de ingeniería civil. La construcción de la plataforma tiene como objetivo principal la investigación de nuevos materiales en el desempeño estructural ante asentamientos diferenciales simulando el efecto producido por la subsidencia regional. El área de construcción cubre un total de 80 metros cuadrados e inicialmente se proyectó para alojar un prototipo de vivienda a escala real construida con paneles de acero rolado en frío de pared delgada con recubrimiento de poliestireno expandido. El diseño estructural de la plataforma permite incluso el ensaye de estructuras construidas con los materiales tradicionalmente utilizados en la edificación de viviendas, por lo que el nivel de

desplante de la cimentación es considerado a una profundidad de 140 cm en promedio (figura 95).



Figura 95.- Proceso de excavación para desplante de cimentación de la plataforma de simulación de hundimientos.

De acuerdo con las pruebas de mecánica de suelos realizadas a los diferentes estratos que conforman el subsuelo del sitio de construcción de la plataforma, se pudo identificar el tipo de material, su clasificación y sus principales características mecánicas. Los diferentes estratos de la zona de construcción se muestran en la figura 96.



Figura 96.- Estratigrafía del sitio de construcción de la plataforma.

En concordancia con el diseño de la cimentación se requieren una serie de zapatas corridas de 90 cm de ancho por 7.10 m de longitud. Con un espesor de la cimentación de 30 cm. Para el armado de las zapatas longitudinalmente se emplearon varillas corrugadas del número 5, a cada 15 cm, tanto en la parrilla superior como en la parrilla inferior (figura 97). Transversalmente se emplearon varillas del número 4 a cada 15 cm de separación. Los dados de cimentación presentan una sección transversal de 40x40 cm y una altura a la base de las columnas de 105 cm (figura 98).



Figura 97.- Detalle del acero de refuerzo en zapatas de cimentación.



Figura 98.- Construcción de columnas de concreto reforzado para soporte de estructura metálica.

Finalmente el montaje, la alineación, la nivelación y el ensamblado de las columnas y marcos de acero estructural en la configuración adecuada para alojar al prototipo de vivienda a escala real construida de acero rolado en frío (figura 99).



Figura 99.- Ensamble de la estructura metálica de la plataforma de simulación y montaje de la vivienda.

4.5 UTILIDAD

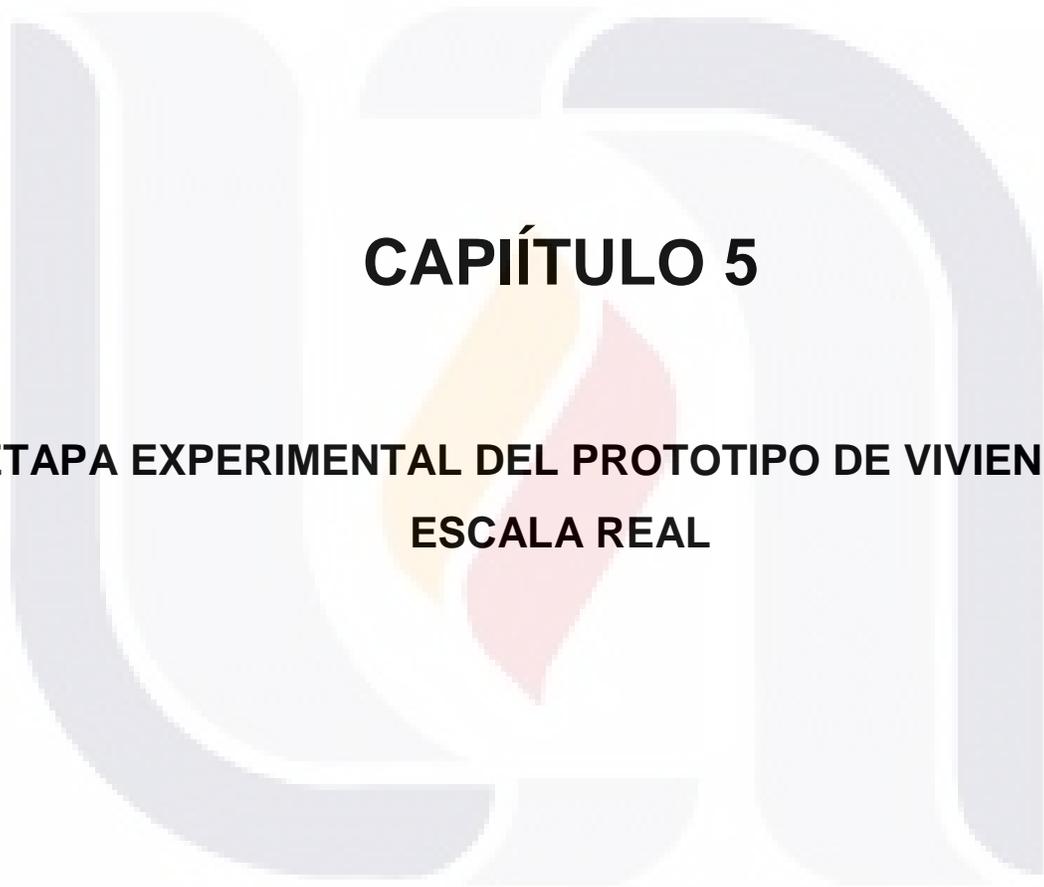
Una de las ventajas de la construcción de la plataforma de simulación de hundimientos es que debido a las dimensiones de la cimentación (zapatas y dados de concreto reforzado) esta estructura puede ser utilizada no solo para materiales ligeros como puede ser el acero rolado en frío, el aluminio, la madera y otros sino que puede utilizarse para ensayar elementos aislados o estructuras a escala real de materiales tradicionales como el tabique, block, la mampostería y el concreto reforzado. Otra de las ventajas que presenta la plataforma es que al ser una estructura modular, puede adecuarse para diferentes configuraciones en planta de los elementos a ensayar, lo que le permite una gran versatilidad al ampliarse las posibilidades de aplicación.

4.6 Conclusiones del capítulo 4

Para estar en condiciones de proponer el acero rolado en frío como material de construcción en viviendas localizadas en zonas afectadas por subsidencia se hace necesaria la experimentación de un prototipo de vivienda construida con este material.

Para generar el efecto de subsidencia, la plataforma de simulación es la estructura perfecta para lograr este objetivo. La plataforma se construye con las características necesarias para alojar un prototipo de vivienda a escala real y someterla a hundimientos diferenciales. En el capítulo 5 se presenta todo lo relacionado con la construcción y ensamblaje de la estructura realizada con elementos de acero rolado en frío de pared delgada así como las pruebas experimentales que se efectúan a la vivienda.





CAPÍTULO 5

ETAPA EXPERIMENTAL DEL PROTOTIPO DE VIVIENDA A ESCALA REAL

5 ETAPA EXPERIMENTAL DEL PROTOTIPO DE VIVIENDA A ESCALA REAL

5.1 INTRODUCCIÓN

El acero rolado en frío de pared delgada es un material que en los últimos años ha incrementado su uso en la industria de la construcción. Este material se utiliza principalmente en la construcción de viviendas de uno y dos niveles, en edificios de oficinas se utiliza como muros divisorios en interiores; y en exteriores como parte de una fachada. En el área industrial se utiliza en la construcción de techumbres para naves industriales. Debido a que es un material con características mecánicas diferentes a los perfiles de acero comunes, las pruebas de laboratorio juegan un papel muy importante ya que por medio de los diferentes ensayos que se le hacen al material es posible conocer su comportamiento mecánico y capacidad de carga, que son dos parámetros indispensables cuando se trabaja en el diseño de estructuras. La experimentación en elementos aislados como vigas, columnas, conectores, etc.; ofrece una visión más cercana a la realidad del comportamiento del material, pero deja de lado la interacción de los diferentes elementos trabajando en conjunto.

Con el fin de evaluar el desempeño de los diferentes elementos estructurales trabajando en colaboración, se propone la construcción de un prototipo a escala real de una vivienda de acero rolado en frío de pared delgada. El objetivo de la prueba es revisar el comportamiento mecánico de la estructura cuando es afectada por hundimientos diferenciales como los producidos por el fenómeno de subsidencia.

A fin de llevar a cabo la campaña experimental se eligieron dos puntos de la estructura para aplicar los desplazamientos diferenciales. El primero de ellos ubicado en una de las esquinas de la vivienda en el lado sur de la construcción, mientras que el otro punto de ensayo se llevó a cabo en el muro lado norte. En ambos casos los movimientos verticales se fueron aplicando por etapas hasta alcanzar el valor de desplazamiento objetivo previamente establecido.

5.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES

Las características generales del prototipo de vivienda a escala real son las siguientes:

- Superficie construida 38 m²
- Muros contruidos a base de marcos de acero rolado en frio de pared delgada formados con perfiles verticales de sección canal con borde rígido con denominación 350S162-33 separados a cada 40 cm. Conectados con perfiles de sección canal simple calibre 18 fijados por ambos lados con tornillos punta de broca cabeza extraplana. Con un recubrimiento de poliestireno expandido de alta densidad de 16 kg/m³ de 7.5 cm de espesor.
- Sistema de losa fabricada con elementos viga sección canal de 20.32 cm de peralte calibre 16 colocados a cada 40 cm con recubrimiento de poliestireno expandido de alta densidad de 12.7 cm de espesor.
- Sistema de contraventeo metálico en diagonal fabricado con cercha galvanizada de 5 cm de ancho, conectado en extremos de muro y losa por medio de placas de conexión de 25 cm.
- Sistema de anclaje al piso por medio de elementos Hold-Down. Fijados por medio de espárragos de 5/8" de diámetro por 15 cm de longitud en vértices de contravientos.

5.3 ESTRUCTURACIÓN

Los marcos de acero habilitados como muros de carga se construyen a base de elementos verticales en sección canal con borde rígido de acero rolado en frio de calibre 20 con denominación 350S162-33, utiliza elementos de amarre de forma horizontal compuesto por 2 canales simples de calibre 22 con denominación 350T125-33 (figura 100). Presentan un grado de galvanizado G-60 para ambos elementos.

La conexión entre studs y tracks se realiza por medio de tornillos punta de broca del número 8 con cabeza plana de 20 mm de longitud, utilizando en cada unión un total de 4 tornillos, 2 por cada lado. Este tipo de unión entre los elementos permite cierto grado de flexibilidad que caracteriza el comportamiento mecánico de una estructura de este tipo.

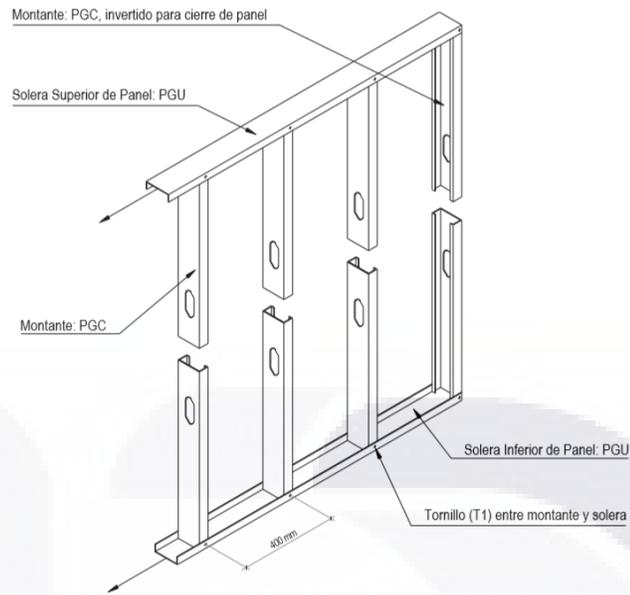


Figura 100.- Esquema de la estructuración de studs y tracks en muros del prototipo de vivienda (Consulsteel, 2014).

El muro tiene un alma de poliestireno expandido de alta densidad de 16 kg/m³ con un espesor de 7.66 cm. El espaciamiento de los studs depende de la función estructural pero en general puede variar de 40 a 60 cm. Para este caso en particular la separación de studs en muros de carga fue de 40 cm. El espesor del muro incluyendo el poliestireno alcanza valor de 11.4 cm (figura 101).

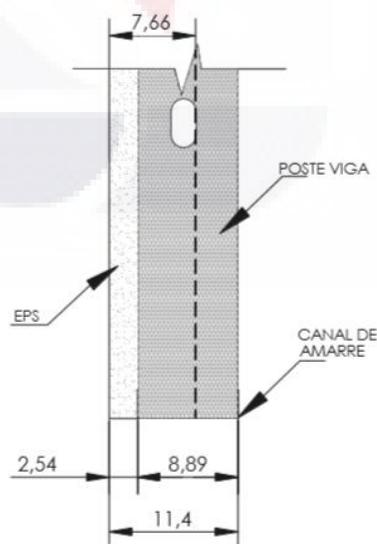


Figura 101.- Sección transversal del muro con dimensiones incluyendo el poliestireno expandido (GBS, 2013).

Entre las características más importantes de este sistema constructivo están las siguientes:

Peso del panel 6.5 kg/m²

Resistencia a la compresión simple 5 kg/cm²

Resistencia a carga lateral 1500 kg/m

Resistencia a carga perpendicular 100 kg/m²

Resistencia térmica R 12.5

Absorción de agua 4.0 %

Cada uno de los módulos estándar que conforman los muros se unen entre sí por medio de tornillos punta de broca del número 8 de 2.5 cm de longitud, colocados en promedio a cada 50 cm de separación. El anclaje mínimo requerido al piso es por medio de taquete expansor de 1/2" por 2" colocados a cada 120 cm. Las placas de poliestireno expandido que conforman el muro, se procesan en planta a partir de bloques de EPS de alta densidad y son insertadas entre cada elemento vertical para proporcionar aislamiento termo acústico y rigidez al sistema (figura 102). Estos bloques se fabrican con materiales del grado I auto-extinguible, por lo que el material utilizado en este panel no alimenta el fuego gracias a un agente ignífugo.



Figura 102.- Detalles de corte y ensamblado del poliestireno expandido.

En los vanos de puertas y ventanas se colocan dinteles de refuerzo en sección cajón fijados a los studs por medio de 28 tornillos punta de broca de 1.5 cm de longitud en cada extremo del dintel (figura 103).



Figura 103.- Estructuración típica en vanos de puertas y ventanas (Consulsteel, 2014).

Sistema de losas: el sistema de losa también está formado por medio de módulos estándar prefabricados de acero rolado en frío con recubrimiento de poliestireno expandido de alta densidad de 12.7 cm de espesor. Los perfiles utilizados en el sistema de losa son en sección canal simple calibre 16 y con 20.32 cm de peralte (figura 104).

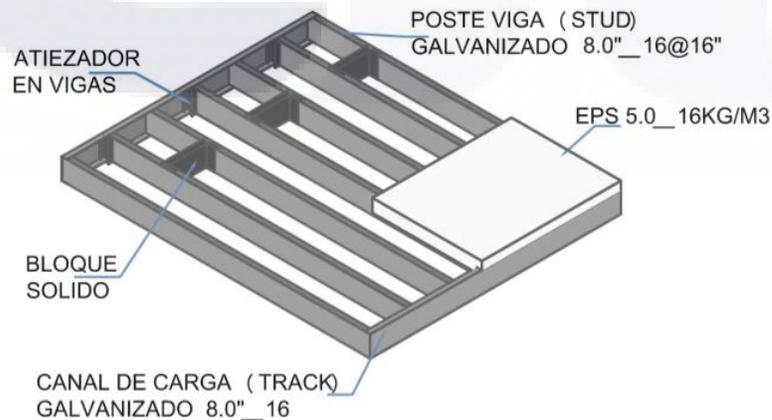


Figura 104.- Estructuración típica de panel para losa de azotea (GBS, 2013).

El sistema de losas también presenta un sistema de contraventeo lateral que tiene las mismas características del utilizado para los muros, cerchas metálicas calibre 22, de 5 cm de ancho, colocadas en diagonal las cuales se fijan a la estructura por medio de placas de conexión con las mismas características de las aplicadas a los muros (figura 105).



Figura 105.- Contraventeo superior en el sistema de losas.

Sistema de anclaje. Para el sistema de fijación de los muros a la cimentación este se realiza por medio de anclajes tipo hold down que se colocan en lugares convenientes como lo son los puntos de conexión de los contravientos en la parte inferior de la estructura y en otros sitios como las esquinas de algunos muros. El anclaje tipo hold down está compuesto por la pieza principal de soporte que es una pieza metálica en forma de escuadra y los accesorios de fijación; espárragos de 5/8" de diámetro y 15 cm de longitud, tuercas y roldanas (figura 106).

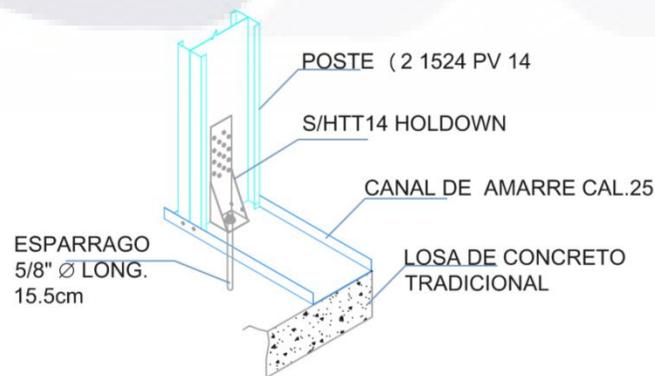


Figura 106.- Sistema de anclaje al piso con elementos tipo hold-down (GBS, 2013).

Sistema de contraventeo: Debido a sus condiciones de ensamblaje, los marcos de acero rolado en frio son muy eficientes trabajando ante cargas de compresión, pero ante cargas laterales estos elementos disminuyen considerablemente su capacidad. Tomando en cuenta esta debilidad, se hace necesario proporcionarles una rigidez adicional para poder soportar las cargas laterales que pueden afectar a la estructura. Para lo cual se utiliza un sistema de contravientos a base de cerchas de acero galvanizadas, calibre 22 de 5 cm de ancho las cuales se fijan a las placas de conexión, superior e inferior, por medio de 18 tornillos punta de broca de 1.5 cm de longitud en cada extremo. Las placas de conexión son de 25 cm de ancho y se fijan al muro por medio de 15 tornillos punta de broca de 1.5 cm de longitud (figura 107). Justo en las placas de conexión inferiores se colocan los anclajes para evitar tanto el deslizamiento como el volteo de los muros debido a las cargas laterales.

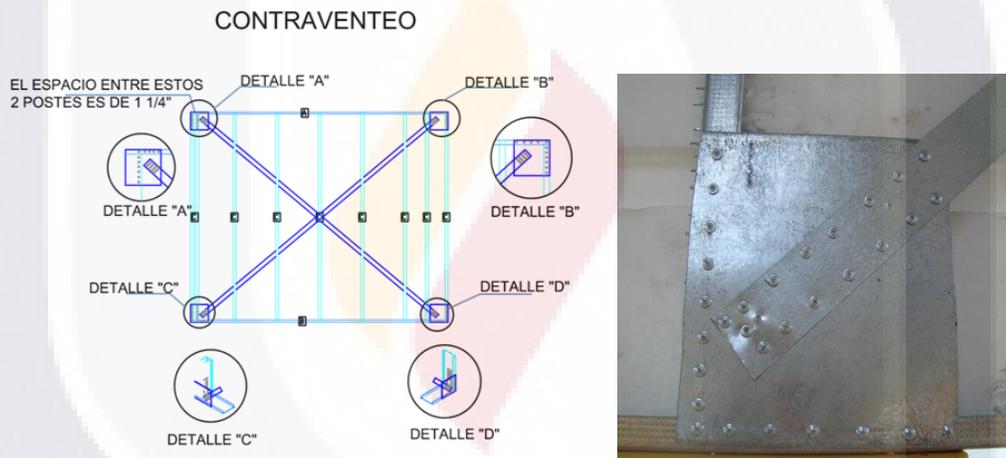


Figura 107.- Estructuración del sistema de contravientos en muros (GBS, 2013)

Sistema de conexión.- La conexión simple entre muro consecutivo se lleva a cabo por medio de tornillos de cabeza hexagonal THX 34 o superior. Para la conexión de muros en esquina se utilizan placas en ángulo de 7x15x8 con un espesor de 2 mm y 4 tornillos punta de broca del número 8 de 2.5 cm de longitud. La fijación de los muros al piso de concreto se realiza por medio de taquetes expansores de 1/2" x 2", colocados a cada 120 cm. En la conexión de los muros con la losa de azotea se utilizan placas en ángulo de 7 x 15 x 8 cm de ancho, con un espesor de 2 mm, conectadas con 4 tornillos punta de broca Nº 8, de 2.5 cm de longitud, ubicadas en cada elemento viga que conecta con los studs del muro (figura 108).



Figura 108.- Conectores en ángulo para uniones muro-losa.

5.4 ENSAYO ANTE EL EFECTO PULL-DOWN.

Experimentalmente el efecto pull-down consiste en someter la estructura a diferentes niveles de desplazamiento, hasta alcanzar un desplazamiento objetivo o que la estructura falle. Los desplazamientos se aplican verticalmente hacia abajo con el fin de simular los efectos de asentamientos diferenciales provocados por el fenómeno de subsidencia y se generan por medio de un dispositivo móvil, que puede ubicarse en distintos puntos de la estructura.

El objetivo de las pruebas experimentales es conocer el comportamiento mecánico de la estructura, observar los daños que se producen en los diferentes elementos ante cierto nivel de asentamiento y determinar el grado de afectación alrededor del punto de desplazamiento. De la misma forma se estudia la influencia que generan estos desplazamientos verticales, en conexiones, elementos de fijación, elementos de soporte lateral y material de recubrimiento.

Como se ha comentado anteriormente la mesa de simulación de hundimientos, está conformada por 23 columnas de acero estructural de 90 cm de altura de sección cuadrada de 20.3 cm x 20.3 cm, y marcos de acero actuando como vigas de soporte con sección cuadrada de 10 cm x 10 cm y una longitud de 128 cm, las cuales directamente soportan la estructura del prototipo de vivienda (figura 109).



Figura 109.- Estructura de acero rolado en frío montada sobre plataforma de simulación de hundimientos diferenciales.

Para generar los desplazamientos verticales se utiliza un marco móvil, el cual tiene la posibilidad de alojar un actuador hidráulico que por medio de una viga de carga se une a la estructura (figura 110). Este dispositivo móvil tiene la posibilidad de adaptarse a varias alturas con el fin de utilizarse con actuadores hidráulicos de diferentes dimensiones y capacidades.



Figura 110.- Dispositivo móvil para la aplicación de desplazamientos verticales

5.5 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

La etapa experimental del prototipo de vivienda se llevó a cabo en 2 fases, la fase 1 corresponde con los desplazamientos aplicados en el lado sur de la construcción mientras que la fase 2 se llevó a cabo en el muro norte.

FASE 1

Esta primera fase experimental del prototipo de vivienda se realizó durante 4 etapas consecutivas de desplazamiento vertical aplicado en un punto específico de la estructura localizado entre los ejes 7 y 8 de acuerdo con el plano de la figura 111. El dispositivo móvil se ubicó sobre el eje **C** entre los ejes 7 y 8. Se fijó al Track inferior de la estructura por medio de tornillos punta de broca y segmentos de placa de acero para evitar el punzonamiento del tornillo sobre la lámina. Para esta primera fase de prueba experimental se utilizó un actuador hidráulico de doble acción de 160 kN de capacidad, con una bomba manual con sistema para empuje y retroceso. Se propuso un desplazamiento objetivo para la prueba de 90 mm, el cual se llevó a cabo en cuatro etapas (Tabla 12).

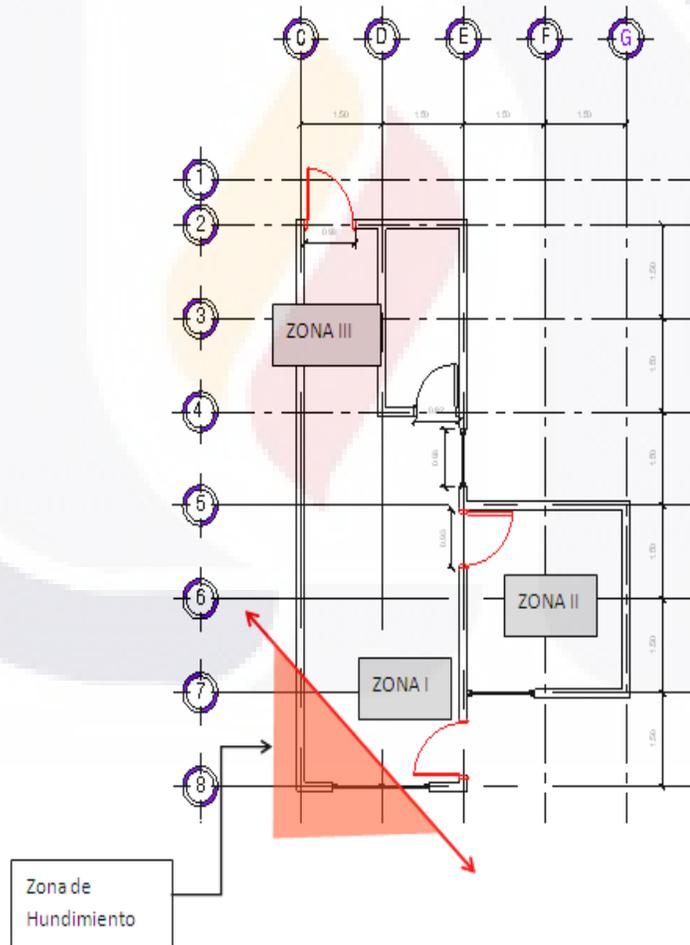


Figura 111.- Plano de la construcción que muestra la ubicación del dispositivo móvil para la generación de hundimientos.

Tabla 12.- Etapas de desplazamiento durante la prueba experimental.

ETAPA	DESPLAZAMIENTO (mm)
Primera	25
Segunda	25
Tercera	30
Final	10

Primera Etapa (2.5 cm de desplazamiento).

En esta primera etapa se observan daños locales muy cercanos al punto de aplicación de la carga. No se aprecian a simple vista daños considerables más allá del muro afectado por el desplazamiento. Los daños más visibles y aun no permanentes se localizan en el track inferior de aplicación de la carga (figura 112), en donde se observan deformaciones del patín principalmente. Otros de los daños visibles y también no permanentes aún, son los producidos sobre los elementos de soporte lateral (diagonales) ubicados en el mismo muro de aplicación de la carga. Se observa de acuerdo a la figura 112, esfuerzos de tensión y compresión actuando en estos elementos.

En promedio en esta etapa se aplicó una velocidad de carga de 12.5 mm/min.



Figura 112.- Izquierda: Inicio de la deformación del track inferior en la viga de carga. Derecha: Deformaciones en contravientos por carga aplicada.

Segunda Etapa 25 mm de desplazamiento. (Acumulado 50 mm en total).

En esta etapa de carga se empieza a notar la afectación de la aplicación de la carga en elementos alejados del punto de carga, tal es el caso de la viga perimetral del sistema de losa la cual ante estas cargas aplicadas se deforma en el sentido longitudinal por medio del pandeo local del alma con ondulaciones continuas en prácticamente toda la viga (figura 113). Se considera que estas deformaciones aún no se pueden tomar como permanentes. Por otra parte la deformación en el Track inferior se hace más notable generándose deformaciones en prácticamente toda la longitud cargada. Además de que se produce la falla por tensión de uno de los tornillos de fijación (figuras 113 y 115).

En relación con los contravientos del muro, se hace evidente el incremento de esfuerzo al que se encuentran sometidos a través de las deformaciones del elemento a compresión y en este caso se afectan los contravientos en muros de la zona I y zona III, figura 114 y 115 (de acuerdo con el plano de la figura 111).



Figura 113.- Izquierda: Pandeo local por efectos de compresión en viga perimetral de losa. Derecha: Deformación de track inferior y falla del tornillo por esfuerzos de tensión.



Figura 114.- Efecto de los esfuerzos de tensión y compresión en contravientos.



Figura 115.- Izquierda: Deformación excesiva en track inferior e inicios de rotura del mismo. Derecha: Parte posterior de vivienda con esfuerzos de tensión y compresión en contravientos

Tercera Etapa 30 mm de Desplazamiento. (Acumulado 80 mm en total).

En esta etapa la falla del track inferior es inminente aunque todavía es capaz de soportar carga. Inicia el desgarramiento del track iniciando la fisura en las perforaciones de los tornillos de unión track-stud (figura 116). Los efectos del desplazamiento acumulado se trasladan más allá del panel donde se aplica la carga, y afectan elementos de zonas contiguas, (zona I,II y III) donde se generan tensiones en los contravientos que inducen

esfuerzos de tensión en losa y muro provocando la separación de los módulos de poliestireno (Figuras 116 y 117). En esta etapa de carga, los daños a los elementos diagonales tanto en muros como en losas aún se consideran no permanentes.



Figura 116.- Izquierda.-Desgarramiento de Track inferior y desprendimiento de tornillos de fijación. Derecha.- Asentamiento de 80 mm produce esfuerzos de tensión en azotea.

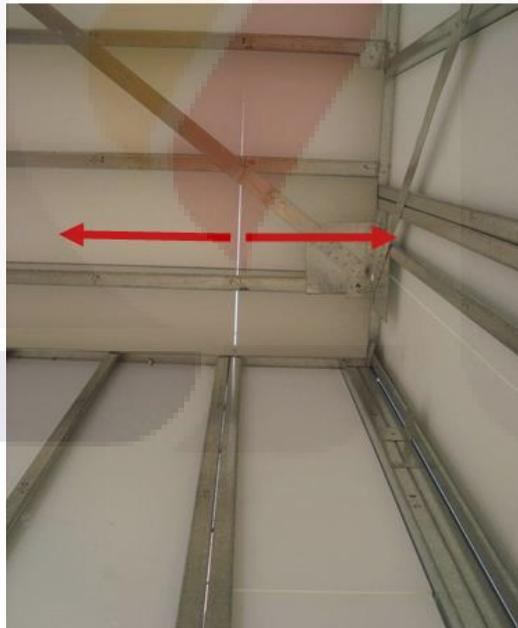


Figura 117.- Desplazamiento de 80 mm en parte frontal de la vivienda provoca esfuerzos de tensión en losa y muro en parte posterior de la vivienda

Etapa Final 20 mm de Desplazamiento. (Acumulado 90 mm).

En esta etapa finalmente se produce la falla en el track de carga debido al desprendimiento de algunos de los tornillos de fijación al marco móvil por efectos de la tensión ejercida. De la misma forma se produce la rotura casi completa del mismo track, perdiendo por completo su capacidad de carga (Figura 118).



Figura 118.- Falla de sujeción por desgarramiento del track y desprendimiento de tornillos de fijación.

En la última etapa de la prueba se estableció un desplazamiento objetivo de 100 mm, el cual no alcanzó a desarrollarse debido a la falla del track inferior, así como al desprendimiento de los tornillos de fijación. Al generarse la falla súbita de los elementos de fijación del track con la viga de aplicación de carga, la estructura presentó una recuperación de 10 mm, lo cual se infiere que, a excepción del Track de carga, la gran mayoría de los demás elementos afectados no sufrieron daños significativos que pudieran considerarse permanentes ya que regresaron a su condición original después de retirarse la carga, solo algunos studs cercanos al punto de desplazamiento se considera que alcanzaron un porcentaje cercano a su capacidad máxima.

FASE 2

La segunda fase experimental del prototipo de vivienda se llevó a cabo en tres etapas consecutivas de desplazamiento vertical aplicado en otro punto de la estructura localizado en el eje 2-D, de acuerdo con el plano de la figura 119. El actuador hidráulico se ubicó justamente en ese punto 2-D con el fin de generar un desplazamiento completo de todo el muro norte de la vivienda.

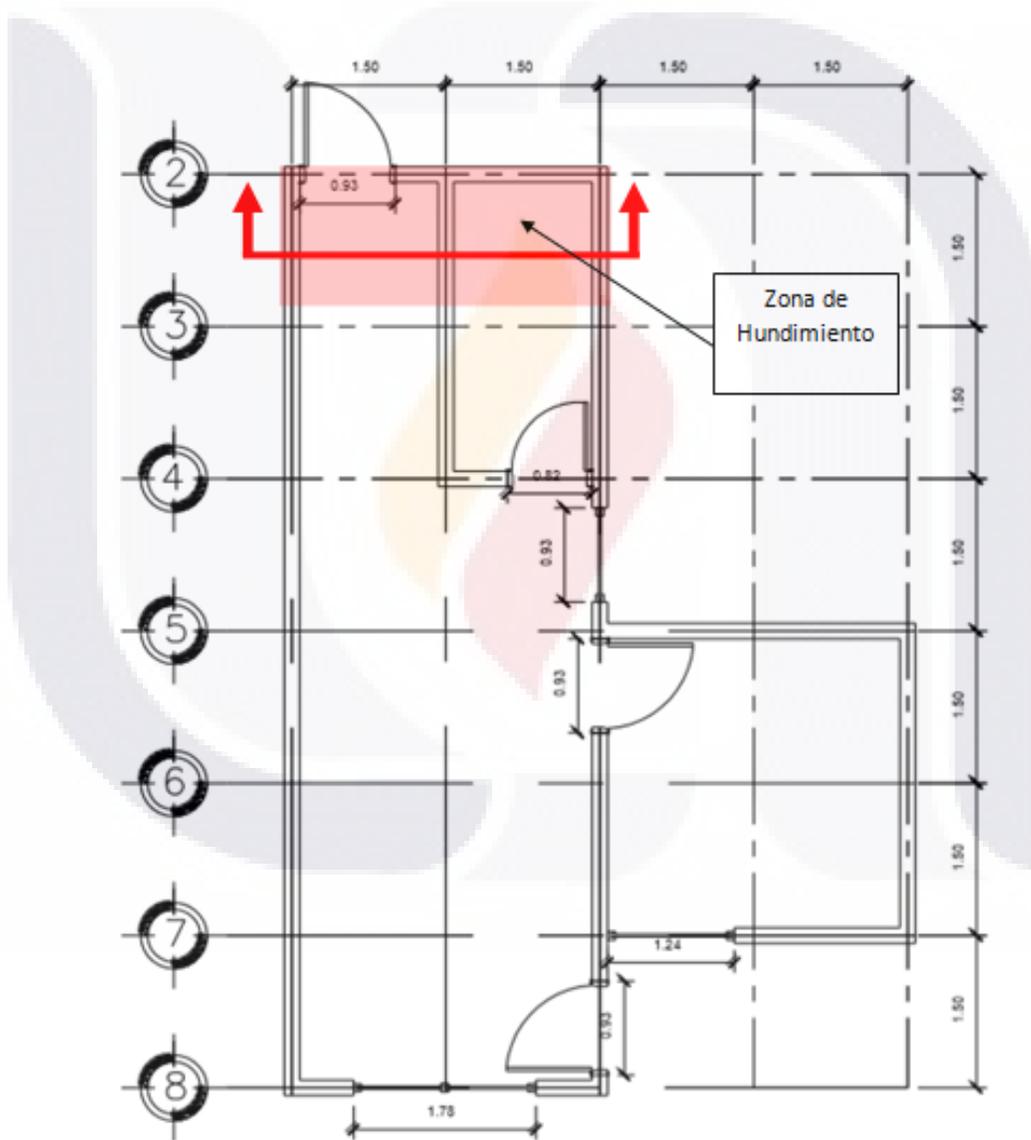


Figura 119.- Plano de la construcción que muestra la ubicación del dispositivo móvil para la generación de hundimientos.

Para lograr lo anterior y evitar fallas locales de las conexiones o de los tornillos se colocaron elementos tipo hold-down en cada uno de los studs, anclados a la viga de carga por medio de un tornillo de 5/8" y una longitud de 16 cm. La fijación a los muros se realizó por medio de 14 tornillos punta de broca del número 8, con una longitud de 30 mm atornillados a la viga de carga (figura 120).

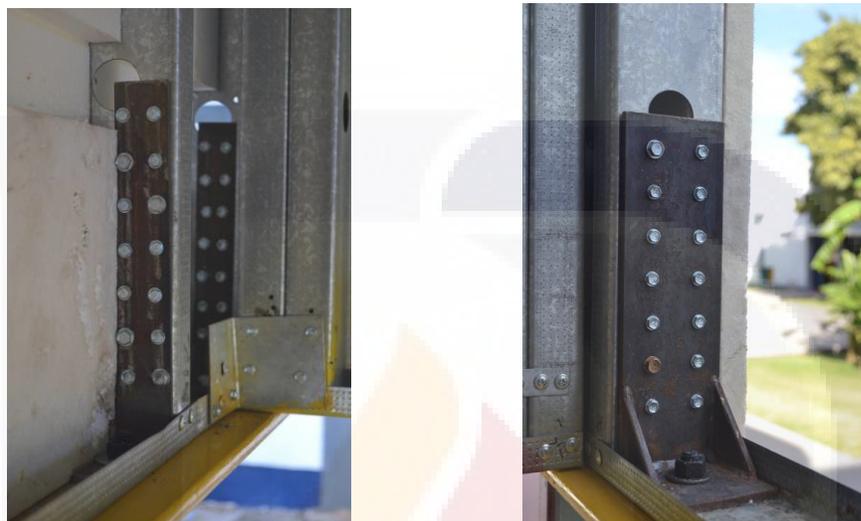


Figura 120.- Anclajes tipo Hold-Down en studs de muro norte.

En la segunda fase de la etapa experimental se utilizó un actuador hidráulico de doble acción de 160 kN de capacidad, con una bomba manual con sistema para empuje y retroceso. Se propuso un desplazamiento objetivo para la prueba de 150 mm, el cual se llevó a cabo en cuatro etapas con asentamientos a cada 50 mm (Tabla 13).

Tabla 13.- Etapas de desplazamiento para la segunda fase de experimentación.

ETAPA	DESPLAZAMIENTO (mm)
Primera	50
Segunda	50
Tercera	50

En comparación con la fase 1 de la campaña experimental del prototipo de vivienda, en esta fase se consideró una mayor longitud libre entre apoyos y el sistema mecánico para

la aplicación de los desplazamientos se ubicó en el centro del claro del muro lado norte (Figura 121).



Figura 121.- Izquierda: Vista lateral del punto de aplicación de los desplazamientos.
Derecha: Vista frontal del punto de aplicación de desplazamientos

Primera Etapa (50mm de desplazamiento).

Para un hundimiento de la estructura del orden de 50 mm, básicamente el área de afectación se limita a la zona cercana al punto de aplicación de los desplazamientos en donde se pueden observar daños en los tracks inferiores con deformaciones en el área de los patines del perfil. Los tracks afectados en esta etapa corresponden al muro de carga y al muro central que conecta justo en el punto de aplicación de los desplazamientos (figura 122). Hasta este momento las conexiones entre los diferentes elementos no se ven afectadas por los desplazamientos.



Figura 122.- Deformaciones en tracks inferiores cercanos al punto de desplazamiento



Figura 123.- Izquierda: Inicia separación del poliestireno en la parte superior e inferior del muro.
Derecha: Contravientos en diagonal soportando esfuerzos de tensión y compresión.

En la parte inferior de los muros laterales el panel de poliestireno comienza a desprenderse de la estructura metálica sin sufrir fractura, mientras que el muro de carga en su extremo superior presenta un desprendimiento del sistema de losa del orden de 4 cm al centro del claro (figura 123). La deformación Otros elementos sensibles a un asentamiento de 50 mm, son los contravientos en diagonal, los cuales ante mínimos desplazamientos verticales comienzan a soportar y transmitir esfuerzos de tensión y compresión (figura 123). El muro donde se aplican los desplazamientos se comporta como un cuerpo rígido al deformarse prácticamente todo el módulo de manera vertical.

Segunda Etapa (50 mm de desplazamiento).

En esta etapa de desplazamiento los esfuerzos de flexión se incrementan considerablemente generando deformaciones excesivas en los tracks inferiores. Esta condición de esfuerzos, aunado a la presencia de elementos rigidizantes como studs y placas de conexión, origina que se formen articulaciones plasticas principalmente en aquellos tracks de muros que conectan con el muro de carga (figura 124).

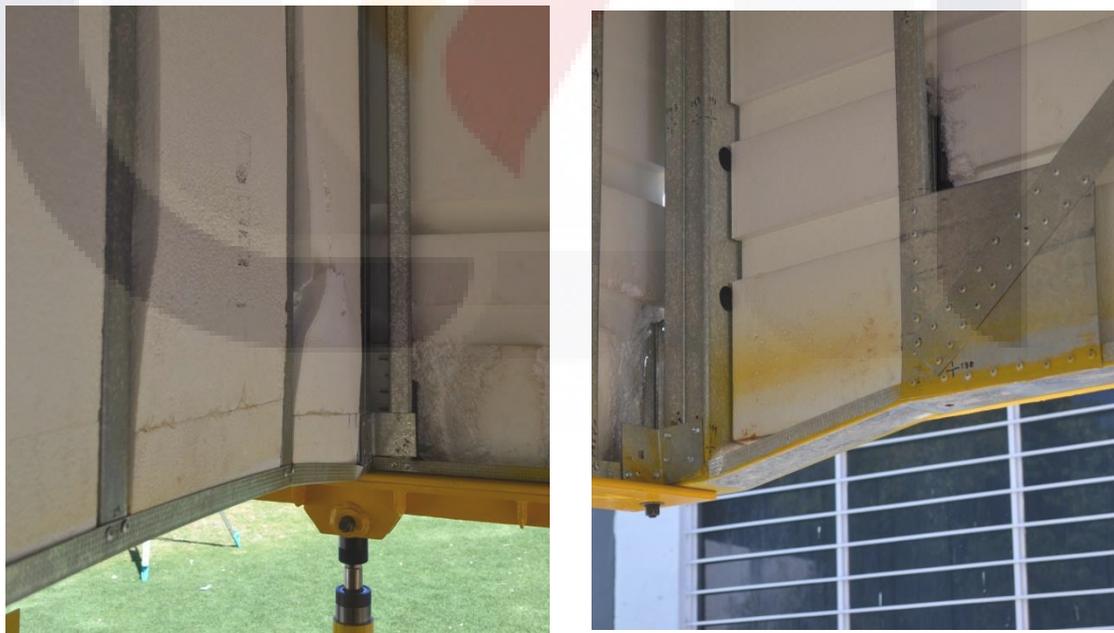


Figura 124.- Izquierda: Fractura del poliestireno y deformacion de track inferior en muro central.
Derecha: Deformacion de track inferior en muro lateral lado oriente de la construccion.

En la parte superior el daño se manifiesta principalmente en los elementos de conexión como las placas en angulo que comienzan a rotar por los esfuerzos aplicados. La separación entre muro y losa se hace mas evidente sobre todo en la parte central del muro que es donde se aplican los desplazamientos verticales (figura 125). El incremento en los desplazamientos incrementa el daño a las placas de conexión y contravientos (figura 126).



Figura 125.- Izquierda: Incremento de la separación del muro de carga en la conexión muro-losa. Derecha: Deformación del track superior y desplazamiento de clips conectores.



Figura 126.- Deformación excesiva en cerchas metálicas por esfuerzos de compresión.

Tercera etapa (50 mm de desplazamiento)

Es la etapa final de las pruebas experimentales en donde se alcanzó un desplazamiento total acumulado de 150 mm. En este nivel de desplazamiento, algunos elementos estructurales alcanzaron su máxima resistencia. Los tracks inferiores comenzaron a fracturarse en los puntos de conexión los cuales son zonas vulnerables ya que se reduce el área efectiva de los patines, por las perforaciones para alojar los tornillos de fijación (figura 127). Una de las ventajas del material es que presenta excelentes características mecánicas para recibir grandes deformaciones sin fallar, lo que permite a los muros adaptarse gradualmente a los asentamientos diferenciales en una especie de “escalonamiento” gradual tal como se observa en la figura 128.



Figura 127.- Izquierda: Fractura del poliestireno e inicio de desgarre de track inferior
 Derecha: Niveles de desplazamiento entre los muros central, oriente y poniente.



Figura 128.- “Escalonamientos” en muros que conectan con el muro de carga

En lo que corresponde con el muro central, el track superior también llegó a la falla por las deformaciones excesivas por esfuerzos de flexión generados por los desplazamientos verticales (figura 129). Por otro lado también se presentó la falla por pandeo local del stud exterior del muro lado norte, en la zona de conexión con el anclaje tipo hold-down (figura 129).



Figura 129.- Izquierda: Deformación del poliestireno y track en la parte superior de muro central. Derecha: Deformación en stud de muro lateral y separación de anclaje hold-down.

Las conexiones superiores del muro son otros elementos que llegaron a la falla al alcanzar el desplazamiento máximo de 150 mm. La parte central del muro fue la más

afectada al desprenderse completamente de las conexiones sobre el track del sistema de losa (figura 130).

Una gran parte del muro de carga se comportó como un cuerpo rígido ya que descendió verticalmente desde los primeros desplazamientos hasta alcanzar un máximo de 150 mm en su parte central. De esta manera los mayores esfuerzos se presentaron en los elementos de conexión del muro con el sistema de losa y por consecuencia la falla del sistema se adjudica a los ángulos conectores, descritos en el párrafo anterior.



Figura 130.- Izquierda: Falla general del muro en la unión con el sistema de losa. Derecha: Detalle de la falla del ángulo de conexión muro-losa por esfuerzos cortantes en tornillos.

5.6 Conclusiones del capítulo 5

Sin duda alguna la experimentación de estructuras a escala real es una de las actividades de investigación que generan un gran cúmulo de conocimientos sobre el tema de estudio. Permite conocer en tiempo real el comportamiento mecánico de cada uno de los elementos estructurales, así como la resistencia de los diferentes tipos de conexiones que presentan. Por otra parte ofrece la posibilidad de dar seguimiento a las fisuras, deformaciones y grietas que se van presentando en los materiales durante la etapa experimental y de esta manera conocer las ventajas y desventajas que tiene el sistema constructivo. El ensaye pull-down de estructuras a escala real, es una prueba

experimental novedosa que se aplica en este estudio y permite visualizar desde otra perspectiva el comportamiento de las estructuras. Es el inicio de este tipo de pruebas que sin duda alguna se irán enriqueciendo con conocimientos nuevos que surjan de futuras aplicaciones.





CAPÍTULO 6

SIMULACIÓN NUMÉRICA

6 SIMULACIÓN NUMÉRICA

6.1 INTRODUCCIÓN

Las pruebas experimentales en elementos estructurales permiten un conocimiento más amplio de su comportamiento mecánico; de la misma forma proporcionan información para mejorar el diseño estructural de los mismos. Por medio de las pruebas experimentales también es posible establecer normas o especificaciones en diferentes condiciones de trabajo de las estructuras. Otra forma de analizar las estructuras ante determinadas condiciones de carga es por medio de la simulación, haciendo uso de algún software de análisis por elementos finitos. Este tipo de simulación permite revisar virtualmente el comportamiento mecánico de los elementos o estructuras e identificar los niveles de esfuerzo y deformación a que se encuentran trabajando; esto permite modificar los parámetros, efectuar una gran cantidad de ensayos virtuales y determinar aquellos elementos que han llegado a la falla. Para el presente caso de estudio se realizaron simulaciones en tres condiciones: prueba de tensión en probetas estándar, prueba a compresión axial en studs de diferentes dimensiones y la simulación numérica en una estructura completa. Al ser un material relativamente nuevo en la construcción de viviendas, la simulación numérica permite efectuar pruebas ante asentamientos diferenciales de la estructura y compararlos con pruebas experimentales sobre esta misma condición de carga.

6.2 SIMULACIÓN DE PROBETAS A TENSIÓN

Para determinar las características mecánicas del material que se utiliza en la elaboración de los perfiles de acero rolado en frío de pared delgada, se llevan a cabo una serie de pruebas a tensión axial en probetas estándar. Este tipo de pruebas proporcionan información sobre la resistencia máxima, elasticidad, esfuerzo de fluencia y deformación del material ensayado. Tomando como referencia esta información, se elaboraron modelos de simulación de las probetas del material para llevar a cabo un análisis por elemento finito. Asignando las características mecánicas del acero, las dimensiones de las probetas estándar así como las condiciones de frontera y la discretización del área de prueba. Uno de los objetivos de la simulación es aplicar técnicas novedosas en el estudio del comportamiento de los materiales, que sirvan de base para trabajos más complejos y que de alguna manera permitan un acercamiento al desempeño de las estructuras por medio de un gran número de simulaciones que en casos muy particulares permitan la sustitución de pruebas experimentales. El análisis por elemento finito es complejo sobre todo cuando se trata de evaluar materiales con características especiales que son poco utilizados. La modelación se realizó utilizando el software Abaqus/CAE versión 6.1. En la figura 131 se muestra una de las probetas estándar en la prueba de tensión axial y sus correspondientes imágenes de esfuerzos y deformaciones para una determinada etapa de carga. Por las características del material, la geometría y el tipo de prueba, el tipo de elemento finito considerado fue el de tipo lámina (Shell), este tipo de elementos se utilizan para modelar estructuras en las cuales el espesor es significativamente más pequeño que el resto de las dimensiones, también se consideró un análisis plano en material deformable. Las condiciones de deformación elásticas y plásticas se tomaron de los resultados de la prueba experimental. Los modelos constitutivos que proporciona el software, consideran este tipo de respuestas elásticas e inelásticas. Las propiedades elásticas se definen por el módulo de elasticidad y la relación de Poisson. En el caso del análisis en el rango plástico se utilizan los modelos de plasticidad clásicos para metales que aplican superficies de fluencia de Von Mises asociadas a un flujo plástico. La discretización se realiza en la superficie de referencia mientras que el espesor queda definido en las propiedades de la sección. La discretización se lleva a cabo de acuerdo con las dimensiones del elemento, por medio del mallado se generan las divisiones adecuadas con los resultados esperados. En cuanto a las condiciones de frontera, el extremo inferior de la probeta se consideró fijo, con restricción a desplazamientos y

rotaciones mientras que el extremo superior con libertad de desplazamiento vertical se le asignó un valor de 3.5 cm como desplazamiento máximo.

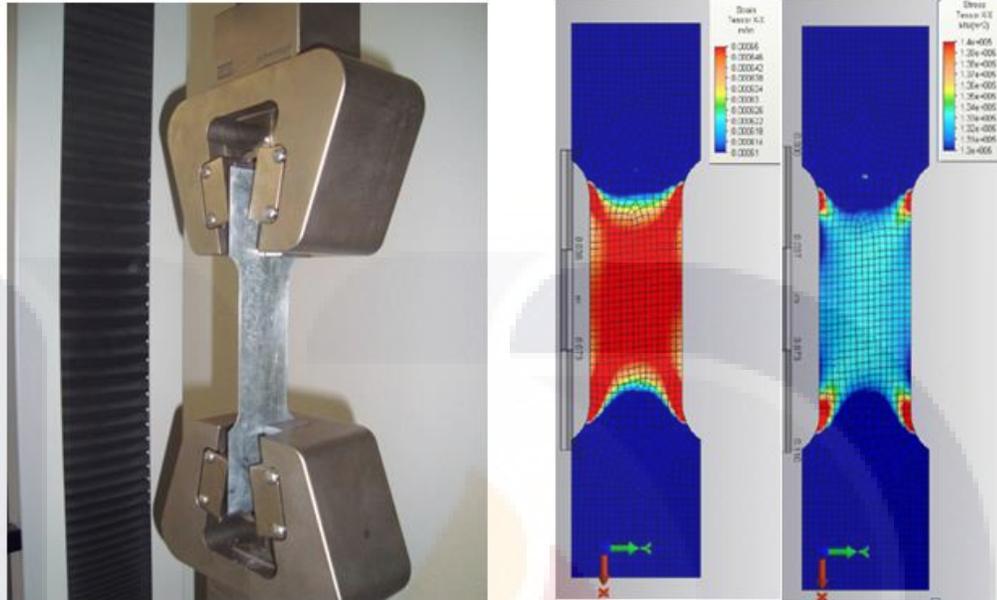


Figura 131.- Ensaye de probeta a tensión y su correspondiente esquema de esfuerzos y deformaciones en el modelo de simulación numérica.

6.3 SIMULACIÓN DE PERFILES A COMPRESIÓN

Para el caso de los elementos en compresión, se tomaron como referencia los resultados obtenidos de las pruebas experimentales a compresión axial efectuadas a studs con diferentes longitudes. En este caso en particular se muestran los resultados obtenidos en la simulación de un perfil de sección canal con borde rígido de 74 cm de longitud. Las propiedades mecánicas y de comportamiento del material se basaron en datos obtenidos de las pruebas a tensión de probetas estándar. La característica principal de este material es que los perfiles estructurales presentan espesores de algunos cuantos milímetros por lo que el comportamiento ante compresión axial está basado en los diferentes modos de pandeo. De esta manera la forma de falla de estos perfiles resulta ser más compleja en comparación con los elementos de acero rolado en caliente. De ahí la necesidad de estudiar el material desde diferentes perspectivas como la experimentación y la simulación. Para generar el modelo del stud en compresión axial y con el fin de representar la mejor condición del material se consideró un elemento tipo lamina (Shell)

en extrusión a manera de visualizar las deformaciones por pandeo local debido a la condición del material. Se utilizó un análisis en tres dimensiones en un elemento deformable. Para la discretización del modelo se utilizaron secciones regulares en el mallado a fin de simplificar el análisis del mismo, empleando una dimensión global aproximada de 1.5 y un factor de dimensión mínima de 0.1. En cuanto a las condiciones de frontera, en el extremo inferior del stud se consideró una condición de apoyo rígido, impidiendo desplazamientos y rotaciones en las tres direcciones. Para el extremo superior se consideró libertad de movimiento en el eje vertical que es donde se aplicó un desplazamiento total uniforme de 1.5 cm en toda la sección transversal del elemento. Por el comportamiento inelástico del material se aplican los modelos de plasticidad para metales que aplican superficies de fluencia de Von Mises.

En las imágenes siguientes (132 a 134) se muestran algunas etapas del desarrollo de la simulación por el método del elemento finito en un stud de 740 mm de longitud.

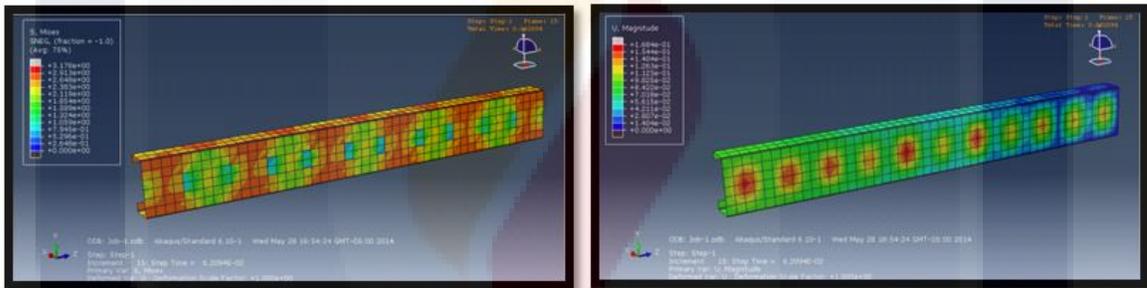


Figura 132.- Para un 12% del desarrollo de la simulación se observa el pandeo local en el alma del stud por medio de ondulaciones de la placa (Abaqus, 2006).

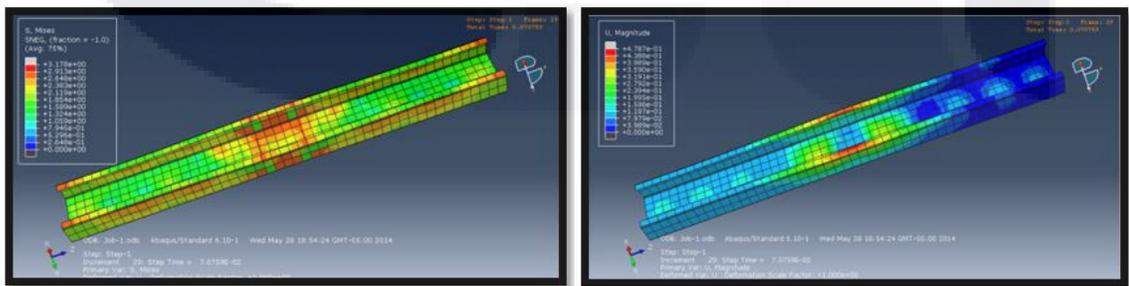


Figura 133.- Para un 25% del desarrollo de la simulación se observa la concentración de esfuerzos en la parte central del stud y las deformaciones locales en el alma del perfil (Abaqus, 2006).

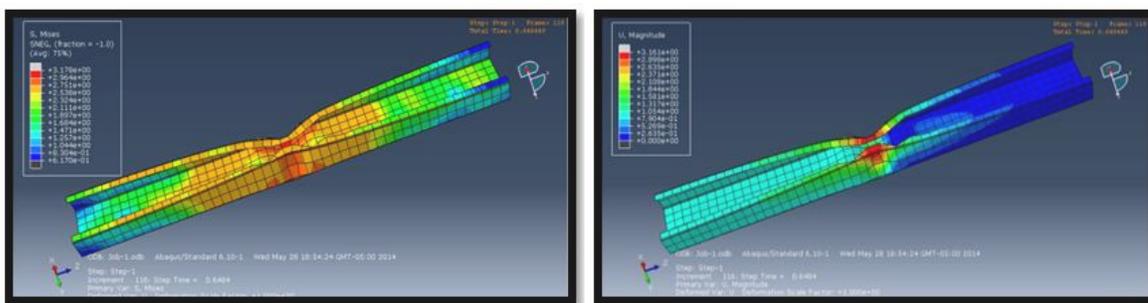


Figura 134.- Para un 100% del desarrollo de la simulación se observa el máximo nivel de esfuerzos en la parte central del stud provocado por el pandeo distorsional (Abaqus, 2006).

La simulación por elemento finito es un procedimiento complejo, que en la mayoría de los casos requiere la calibración del modelo aplicando parámetros obtenidos por medio de pruebas experimentales. En este caso se tomaron de referencia las pruebas experimentales a diferentes studs en compresión axial con lo que los resultados obtenidos de la simulación fueron satisfactorios al comportamiento típico de los mismos.

6.4 SIMULACIÓN NUMÉRICA DE MARCOS ANTE EL EFECTO PULL-DOWN

Como primera etapa se realizó un análisis numérico para evaluar el comportamiento de los marcos de acero rolado en frío ante carga lateral con el objetivo de calibrar los modelos virtuales tomando como referencia los resultados experimentales. Se determinaron valores de rigidez para cada uno de los modelos considerando los diferentes tipos de material. Como segunda etapa, se hizo un análisis numérico evaluando el comportamiento de los marcos ante desplazamiento vertical, simulando el efecto producido por hundimientos diferenciales en una estructura. Para la construcción de los modelos numéricos se utilizó el software SAP2000 versión 12.0. Se generaron modelos con diferentes espesores, calibres y materiales de recubrimiento. Los modelos de simulación numérica se construyeron en base a los datos obtenidos de las pruebas experimentales a carga lateral efectuadas a los marcos con recubrimiento de poliestireno expandido, así como retomando información de varios ensayos realizados por diversos autores, (Zhou, 2006), (Pan, 2011), (Baran, 2012) y (Nithyadharan, 2012), (Tabla 14). En los ensayos realizados por estos autores se consideraron los marcos con diferentes materiales de recubrimiento como el panel de yeso, el panel de silicato de calcio y el

panel de madera OSB, rigidizados con perfiles de acero rolado en frio de pared delgada de diferentes calibres y separaciones, en la figura 135 se muestran gráficamente estos resultados a carga lateral incluyendo las pruebas al marco con poliestireno en donde puede apreciarse las diferencias de resistencia de todos los ensayos considerados. Los modelos utilizados para estas simulaciones se formaron utilizando elementos tipo barra para studs y tracks y tipo área para recubrimientos. Los elementos tipo área se discretizaron en tamaños máximos de 10cm, la conectividad entre elementos tipo barra se consideró semirrígida y se le asignó un resorte con rigidez rotacional cuyo valor se determinó de las pruebas experimentales.

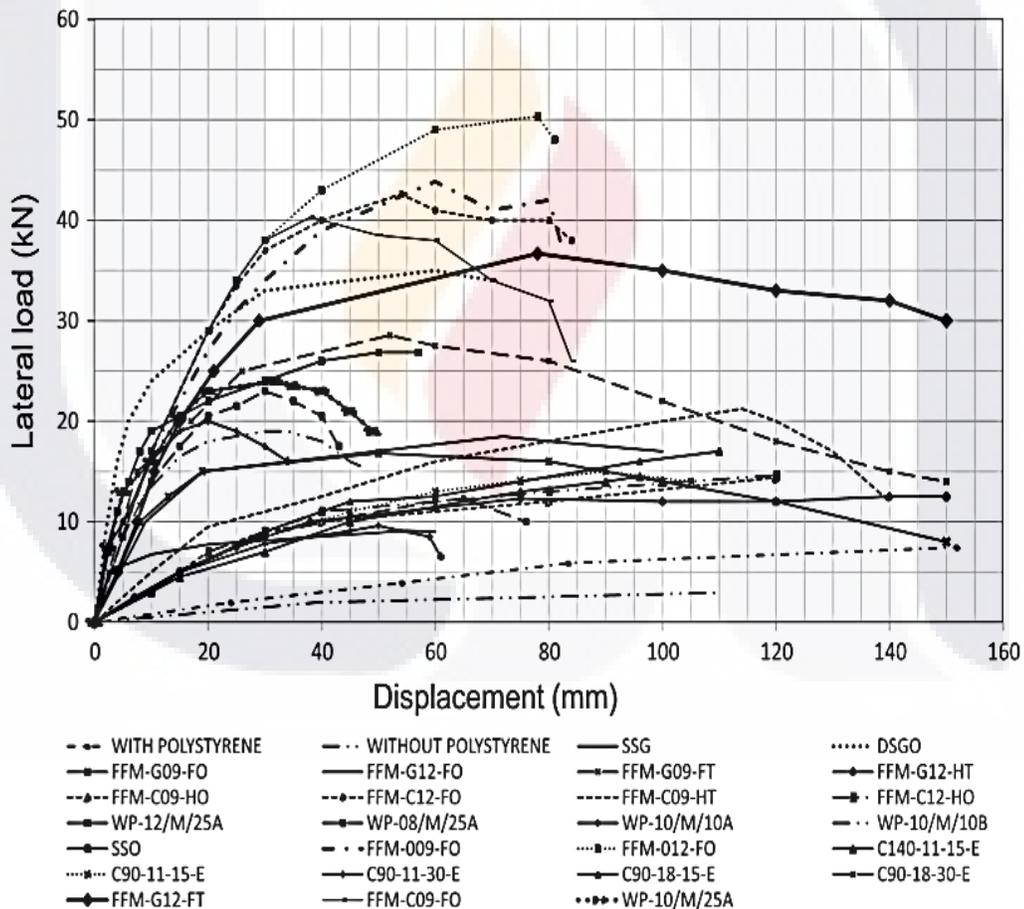


Figura 135.- Resultados a carga lateral en pruebas realizadas por varios autores (Hernández et al, 2015)

Tabla 14.- Características y resistencias a carga lateral en marcos con diferentes tipos de recubrimiento.

#	TIPO DE RECUBRIMIENTO	ASPECTO	STUDS-CANAL-SEPARACION	AUTOR	NOMENCLATURA	M máx. (KN-m)	K1 (KN-m/rad)	P(MAX) KN	DESPLAZ. (mm)
PANEL DE POLIESTIRENO									
A	PANEL CON POLIESTIRENO	1.60x1.50	C88.70x43.20x11.1x0.9, U88.7x2.2.8x0.70 , S-405mm	UAA	UAA C/POL	2.24	31.82	7.46	151.90
B	PANEL SIN POLIESTIRENO	1.60x1.50	C88.70x43.20x11.1x0.9, U88.7x2.2.8x0.70 , S-405mm	UAA	UAA S/POL	0.84	22.57	2.94	109.82
PANEL DE YESO									
1	Panel de yeso (Simple)	3 x 2.40 m	C89X44.5X12X1, U92x40x1 S-600mm	Zhou Xuhong	SSG	5.40	3,240.00	9.12	55.00
2	Panel de yeso (Doble Y-Osb)	3 x 2.40 m	C89X44.5X12X1, U92x40x1 S-600mm	Zhou Xuhong	DSGO	20.99	6,480.01	34.99	60.00
3	Panel de yeso (Simple)9mm	2.40 x 2.40 m	C92X65X12X1.6, U95.2x45x1.6 S-400mm	Chi-Ling Pan	FFM-G09-FO	5.76	905.15	16.81	50.00
4	Panel de yeso (Simple)12mm	2.40 x 2.40 m	C92X65X12X1.6, U95.2x45x1.6 S-400mm	Chi-Ling Pan	FFM-G12-FO	6.29	864.00	18.48	72.00
5	Panel de yeso (Doble)9mm	2.40 x 2.40 m	C92X65X12X1.6, U95.2x45x1.6 S-400mm	Chi-Ling Pan	FFM-G09-FT	9.69	1,039.41	28.55	52.00
6	Panel de yeso (Doble)12mm	2.40 x 2.40 m	C92X65X12X1.6, U95.2x45x1.6 S-400mm	Chi-Ling Pan	FFM-G12-FT	12.53	994.31	36.69	78.00
7	Panel de yeso (Doble)12mm	2.40 x 1.20 m	C92X65X12X1.6, U95.2x45x1.6 S-400mm	Chi-Ling Pan	FFM-G12-HT	7.35	510.00	12.31	75.00
SILICATO DE CALCIO									
8	Panel S. Calcio (simple) 9 mm	2.40 x 2.40 m	C92X65X12X1.6, U95.2x45x1.6 S-400mm	Chi-Ling Pan	FFM-C09-FO	13.71	1,193.17	40.29	38.00
9	Panel S. Calcio (simple) 9 mm	1.22x2.44	C92X65X12X1.6, U95.2x45x1.6 S-400mm	Chi-Ling Pan	FFM-C09-HO	8.65	504.01	14.41	120.00
10	Panel S. Calcio (simple) 12 mm	2.40 x 2.40 m	C92X65X12X1.6, U95.2x45x1.6 S-400mm	Chi-Ling Pan	FFM-C12-FO	14.35	1,193.17	42.60	54.00
11	Panel S. Calcio (doble) 9 mm	1.22x2.44	C92X65X12X1.6, U95.2x45x1.6 S-400mm	Chi-Ling Pan	FFM-C09-HT	12.54	684.02	21.25	114.00
12	Panel S. Calcio (simple) 12 mm	1.22x2.44	C92X65X12X1.6, U95.2x45x1.6 S-400mm	Chi-Ling Pan	FFM-C12-HO	8.78	504.01	14.64	120.00
PANEL OSB									
13	Panel S. Calcio (doble) 12 mm	1.20 x 2.40	C100X50X20X1.2, U103x50x1.2 S-600mm	Nithyadharan	WP-12/M/25A	13.44	1,843.21	28.00	30.00
14	Panel S. Calcio (doble) 10 mm	1.20 x 2.40	C100X50X20X1.2, U103x50x1.2 S-600mm	Nithyadharan	WP-10/M/25A	11.44	1,843.21	24.00	32.00
15	Panel S. Calcio (doble) 8 mm	1.20 x 2.40	C100X50X20X1.2, U103x50x1.2 S-600mm	Nithyadharan	WP-08/M/25A	11.04	1,612.81	23.00	30.00
16	Panel S. Calcio (doble) 10 mm	1.20 x 2.40	C100X50X20X1.2, U103x50x1.2 S-600mm	Nithyadharan	WP-10/M/10A	9.60	1,843.21	20.00	20.00
17	Panel S. Calcio (doble) 10 mm	2p 0.6x2.4	C100X50X20X1.2, U103x50x1.2 S-600mm	Nithyadharan	WP-10/M/10B	9.12	1,555.21	19.00	34.00
PANEL OSB									
18	Panel OSB (Simple)	3 x 2.40 m	C89X44.5X12X1, U92x40x1 S-600mm	Zhou Xuhong	SSO	16.10	4,500.00	26.84	50.00
19	Panel OSB (Simple)9mm	2.40 x 2.40 m	C92X65X12X1.6, U95.2x45x1.6 S-400mm	Chi-Ling Pan	FFM-009-FO	15.04	1,110.88	43.86	60.00
20	Panel OSB (Simple)12mm	2.40 x 2.40 m	C92X65X12X1.6, U95.2x45x1.6 S-400mm	Chi-Ling Pan	FFM-012-FO	17.06	1,193.17	50.35	78.00
21	Panel OSB (Simple)11mm	1.22 x 2.44 m	C140X47X12X0.8, U140x47x0.8 S-600mm	Baran	C140-11-15-E	6.72	220.85	14.50	96.00
22	Panel OSB (Simple)11mm	1.22 x 2.44 m	C90X47X12X0.8, U90x47x0.8 S-600mm	Baran	C90-11-15-E	7.20	249.65	14.10	75.00
23	Panel OSB (Simple)11mm	1.22 x 2.44 m	C90X47X12X0.8, U90x47x0.8 S-600mm	Baran	C90-11-30-E	4.61	299.54	9.60	50.00
24	Panel OSB (Simple)18mm	1.22 x 2.44 m	C90X47X12X0.8, U90x47x0.8 S-600mm	Baran	C90-18-15-E	8.16	345.62	16.00	96.00
25	Panel OSB (Simple)18mm	1.22 x 2.44 m	C90X47X12X0.8, U90x47x0.8 S-600mm	Baran	C90-18-30-E	5.76	334.10	12.30	65.00

6.5 CURVAS MOMENTO-ROTACIÓN

Para representar adecuadamente la simulación numérica tanto de los marcos como de la estructura a escala real resulta necesario conocer el comportamiento de los elementos estructurales cuando se encuentran trabajando a esfuerzos superiores al esfuerzo de fluencia. Conociendo también que por su condición de esbeltez, los elementos de acero rolado en frío de pared delgada presentan un comportamiento distinto en cuanto a rigidez, resistencia, ductilidad y modos de falla en relación con los elementos de acero rolado en caliente. En este sentido las especificaciones de diseño proponen métodos aproximados para considerar la reducción de rigidez debido al pandeo local, usando variaciones del método de anchos efectivos (Ayhan, 2012). Solo que estas reducciones de rigidez son válidas hasta la resistencia máxima del elemento y no significa que son adecuadas para determinar la rigidez más allá de la resistencia máxima, por lo que a fin de tener un análisis más realista, es necesario evaluar el comportamiento de los elementos más allá de la resistencia máxima. Ya que la respuesta momento-rotación de las vigas de acero rolado en frío es altamente sensible a la esbeltez de la sección transversal, por lo que para llevar a cabo el análisis estático no lineal, fue necesario determinar las curvas Momento-Rotación para cada uno de los perfiles utilizados como studs, ya que estas curvas describen su comportamiento mecánico en zonas donde tienden a formarse articulaciones plásticas. Las curvas utilizadas en este estudio fueron calculadas y adaptadas en base al procedimiento analítico propuesto por (Ayhan, 2012) quienes a su vez tomaron como referencia las curvas momento-rotación propuestas por (ASCE 41-06, 2007). Según estos investigadores, la curva tipo 1 (ASCE 41-06, 2007) incluye tanto la pérdida de rigidez pre-pico como las características de degradación del elemento post-pico, se considera la más adecuada para representar el comportamiento mecánico de vigas de acero rolado en frío de pared delgada.

Para la construcción de las curvas momento-rotación que sirvieron de referencia para alimentar los modelos de simulación, se tomó como base el procedimiento propuesto por Ayhan y Schafer. Siguiendo la secuencia de cálculo que proponen estos investigadores, se determinaron las curvas momento-rotación tanto para el caso del pandeo local como para el pandeo distorsional de los elementos estructurales (Figuras 136 y 137).

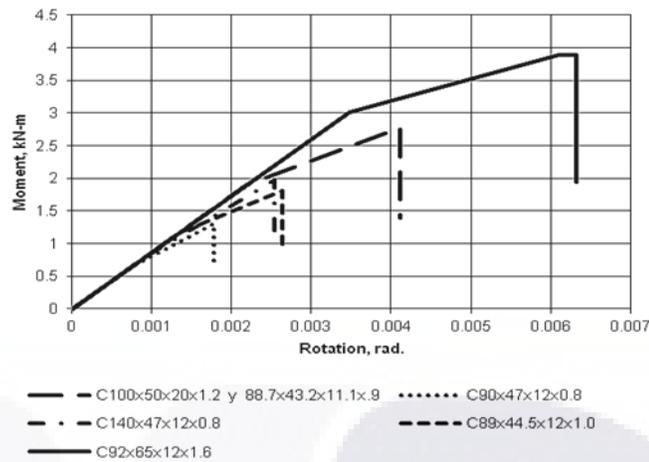


Figura136. Curvas momento-rotación del pandeo local

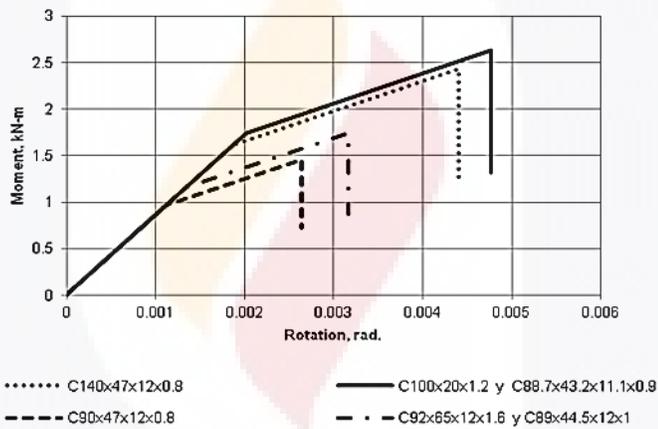


Figura 137.- Curvas momento-rotación del pandeo distorsional

Se consideraron los perfiles más representativos de todos los marcos analizados. Es importante aclarar que para las condiciones de los perfiles utilizados en estos ensayos y simulaciones es más probable que se presente la falla por pandeo distorsional, debido a que la curva teórica de comportamiento para este tipo de pandeo admite menos magnitud de momento flexionante, por tanto es la que se emplea en la asignación de rótulas plásticas para el análisis estático no lineal en los modelos de simulación.

6.6 SUMULACIÓN NUMERICA NO LINEAL DEL PROTOTIPO DE VIVIENDA A ESCALA REAL

Al igual que la etapa experimental, la etapa de simulación numérica también se realizó en dos fases, correspondientes a dos zonas distintas de aplicación del efecto pull-down. Como descrito en el capítulo 5 la primera de ellas sobre el eje C entre los ejes 7 y 8, al lado Sur de la construcción. El segundo punto ubicado en el eje 2-D hacia el lado Norte de la construcción. Se utilizó el software de análisis estructural SAP2000, (SAP, 2008) aplicando un análisis estático no lineal tanto en el modo push-over como en la adaptación para el efecto pull-down. El modelo se construyó con la configuración en planta del prototipo de vivienda que se muestra en la figura 138. Como descrito anteriormente el prototipo de vivienda consiste en una construcción de aproximadamente 38 m², construida de forma modular con paneles de dimensiones estándar tanto en muros como en losa.

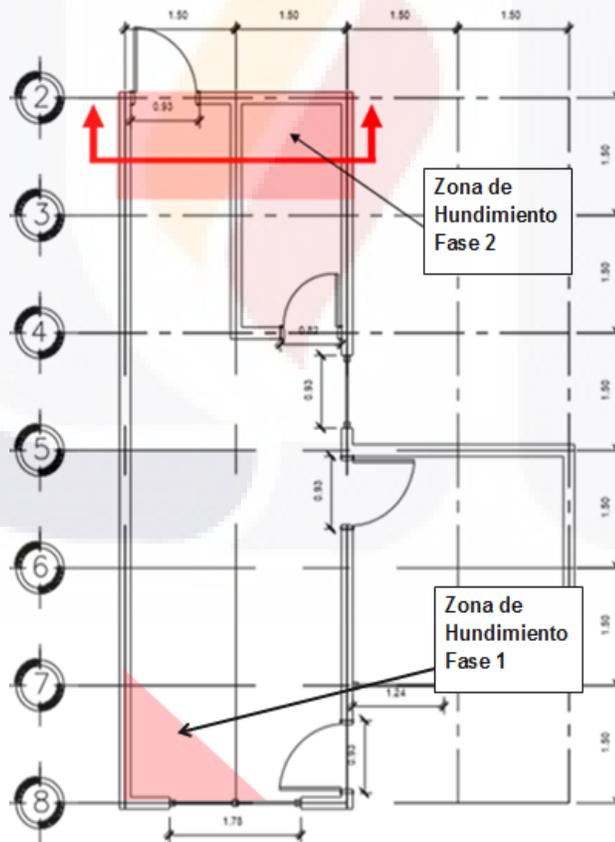


Figura 138.- Planta arquitectónica del prototipo de vivienda donde se efectúan las simulaciones de los hundimientos diferenciales.

Para poder representar los diferentes elementos estructurales que conforman el esqueleto de la construcción, se utilizaron elementos tipo barra tanto para los studs como para los tracks. Utilizando las dimensiones estándar de su sección transversal en ambos perfiles. Para simular el material de recubrimiento se utilizaron elementos tipo área. Para el caso de las conexiones entre studs y tracks se utilizó una conexión semirrígida con las propiedades obtenidas de la etapa experimental, de la misma forma se le asignaron las propiedades mecánicas del poliestireno expandido y por último para la aplicación de las articulaciones plásticas en el modelo de la estructura (figura 139), se realizaron utilizando el procedimiento propuesto por el Dr. Benjamin Schafer, para elementos de acero rolado en frío de pared delgada.

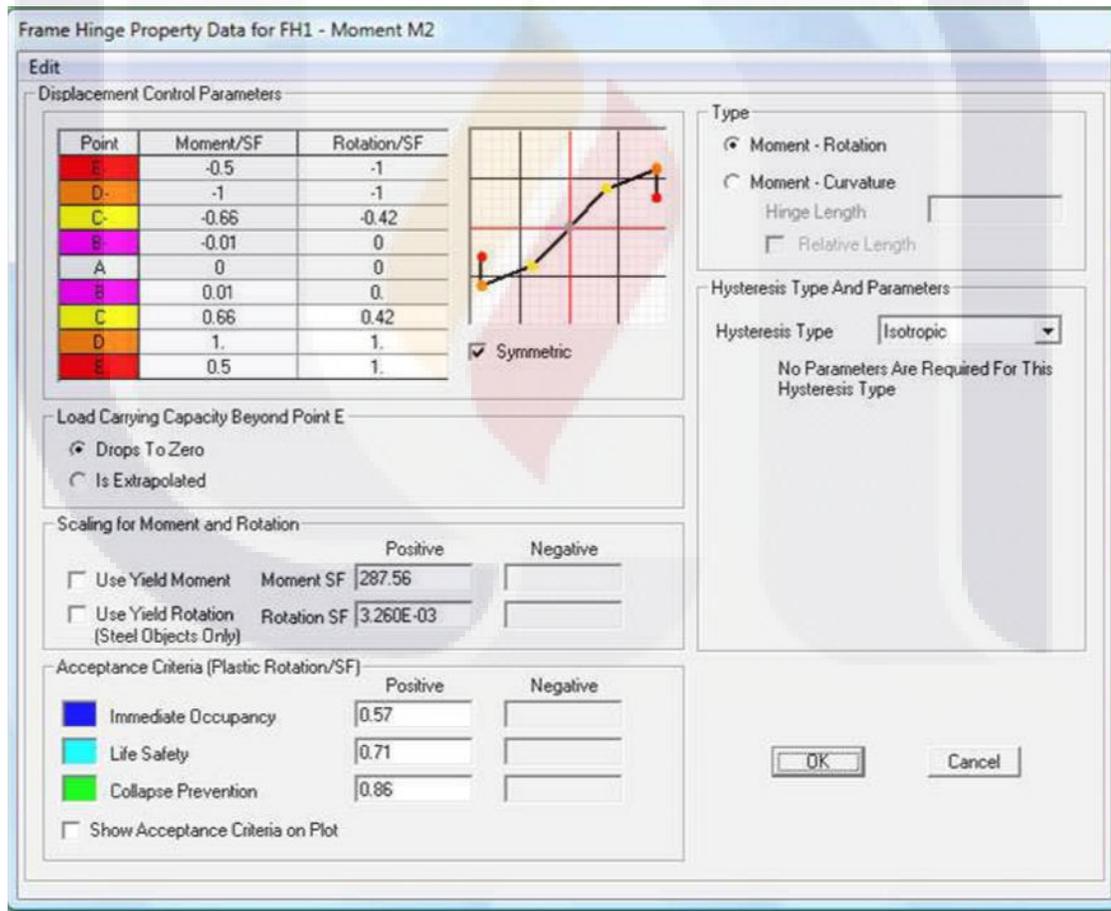


Figura 139.- Características de la curva momento-rotación asignada al modelo de simulación. (SAP2000, 2008).

Para el desarrollo de la simulación se consideraron dos tipos de acciones: el peso propio de la estructura y como carga accidental los hundimientos diferenciales. Lo anterior con el fin de acercarse lo más a la prueba experimental en la cual solo se consideran las mismas acciones que en el modelo. Debido a que se pretende revisar el comportamiento de la estructura ante hundimientos diferenciales, para este caso en particular no se consideran las combinaciones ni los factores de amplificación de cargas ni los factores de reducción de capacidad. Valores de rigidez del sistema así como las curvas momento-rotación de las articulaciones, fueron previamente determinadas con el fin de alimentar el modelo de simulación. En la figura 140 se muestra la estructuración del prototipo de vivienda utilizada en el modelo.

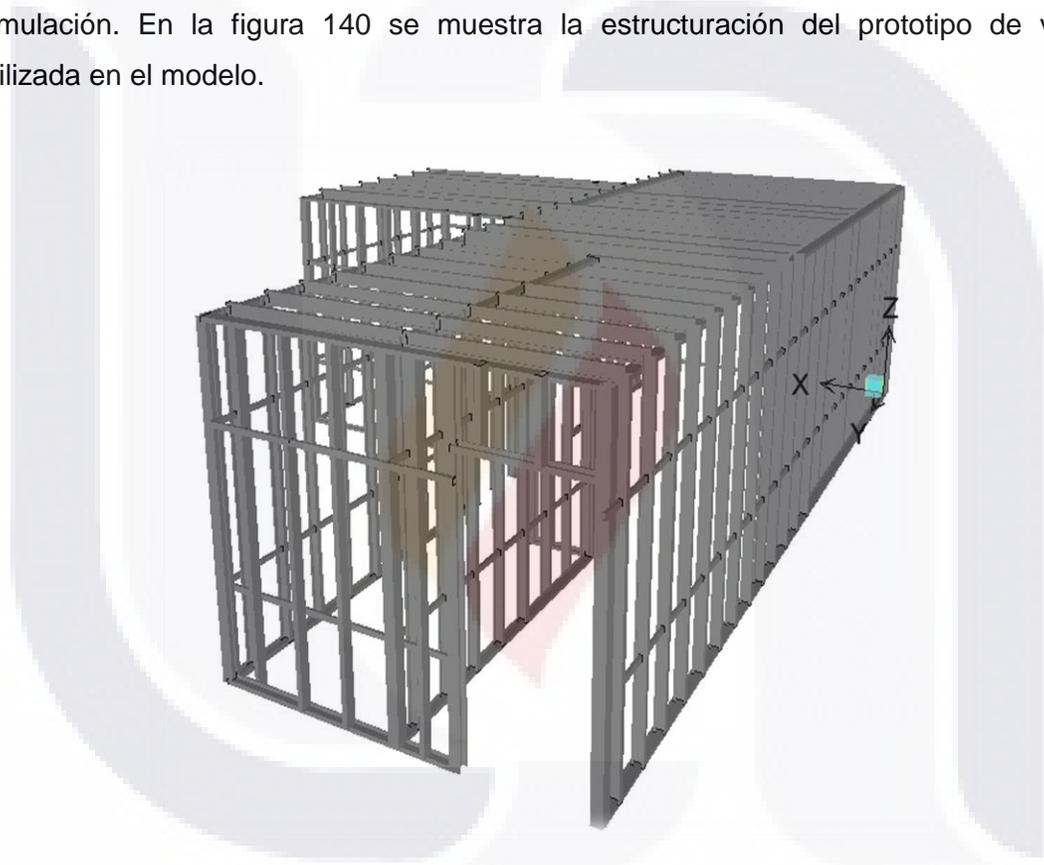


Figura 140.- Esquema de la estructura utilizada en el modelo de simulación numérica (SAP2000, 2008).

Previamente a la simulación se determinaron los valores necesarios para alimentar al software como lo es las propiedades y características mecánicas del material, la rigidez de los materiales, las condiciones de carga y la asignación de las curvas momento rotación (figuras 141 y 142).

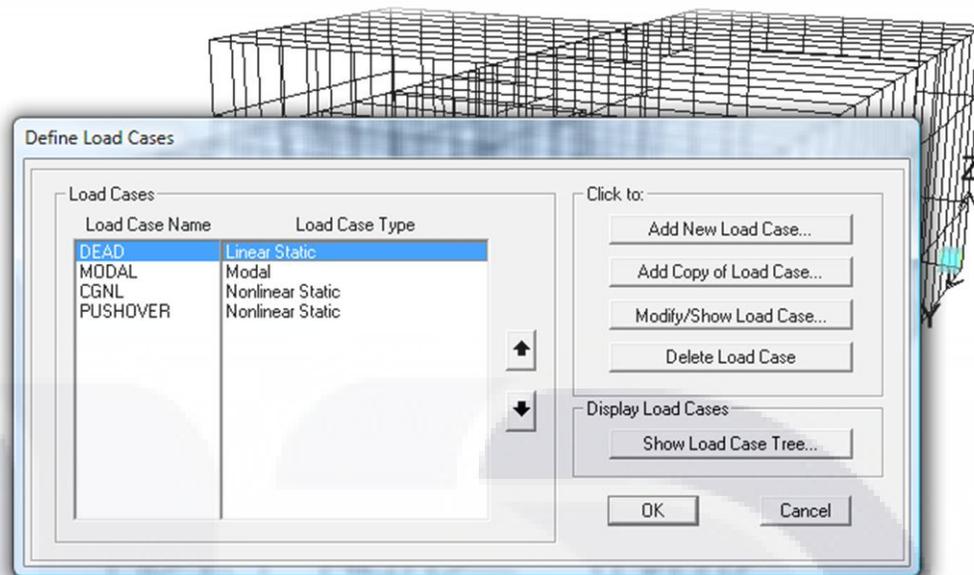


Figura 141.- Asignación de los estados de carga para el modelo de simulación. (SAP2000, 2008).

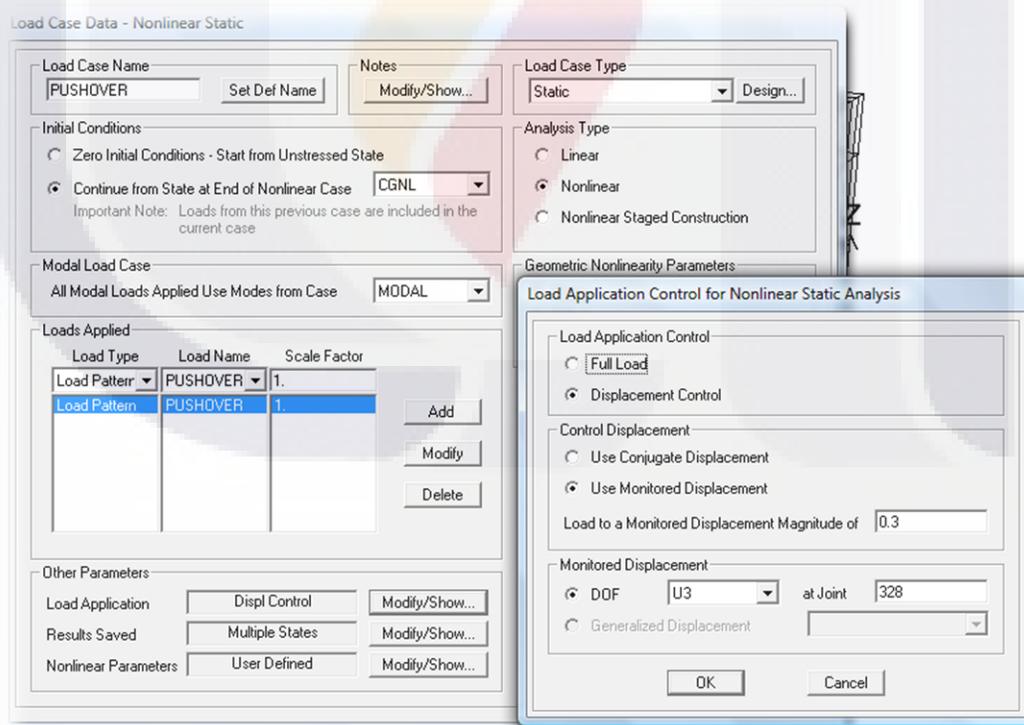


Figura 142.- Configuración de los parámetros en el modelo de simulación correspondientes al análisis no lineal mediante la técnica del pull-down.(SAP2000,2008).

Fase 1

Después de la definición de los parámetros se realizó en análisis numérico del modelo y posteriormente se recuperó, analizó y procesó la información obtenida a fin de determinar el desempeño de los elementos estructurales. La simulación de hundimientos se llevó a cabo en diferentes etapas con el fin de revisar el comportamiento mecánico de la estructura y el nivel de desempeño de los diferentes elementos estructurales al incrementarse gradualmente los desplazamientos. La zona de estudio se muestra en la figura 143, que corresponde con la fachada lateral del prototipo de vivienda. El nudo de control corresponde a la ubicación del stud 444. En el modelo de simulación se ejecutaron varias etapas de desplazamiento vertical, iniciando con la etapa 1 con un valor de 8 cm, hasta la última etapa con un valor de desplazamiento de 21.15 cm. En las imágenes 144 a 150 se muestra el comportamiento de studs en el modelo de simulación en diferentes etapas de desplazamiento.

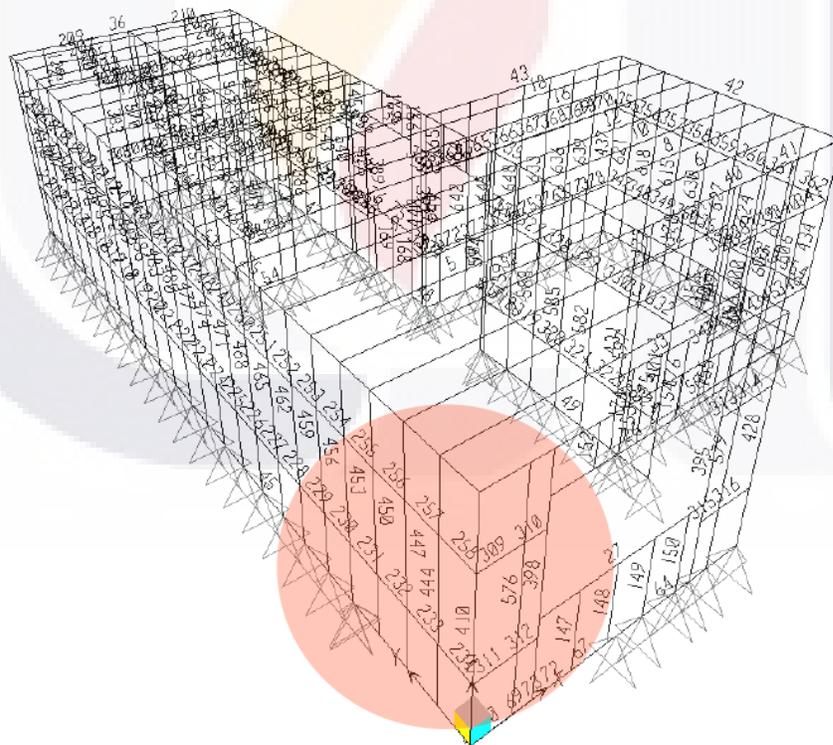


Figura 143.- Estructuración del prototipo de vivienda indicándose la zona de estudio (SAP2000, 2008).

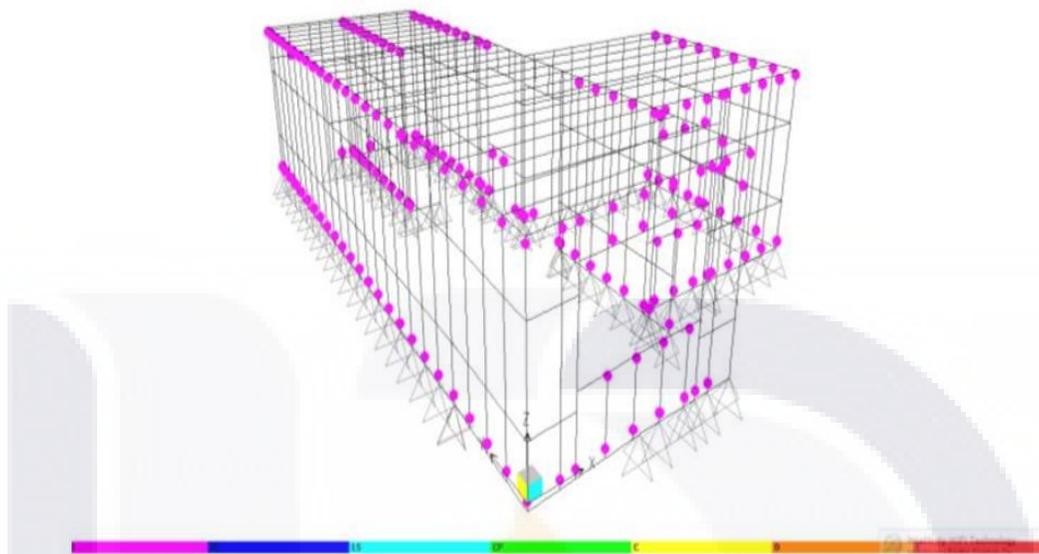


Figura 144.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 8 cm (SAP2000, 2008).

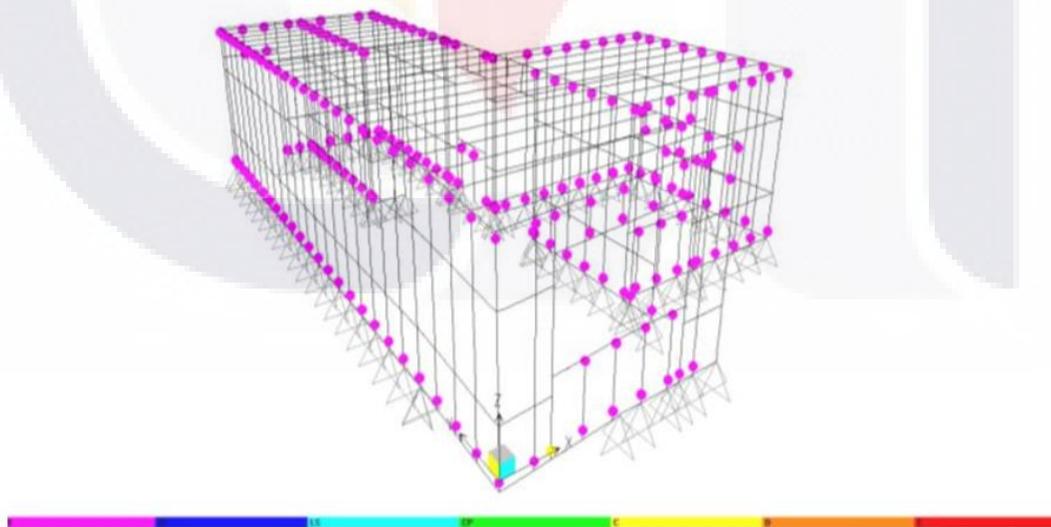


Figura 145.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 11.6 cm (SAP2000, 2008).

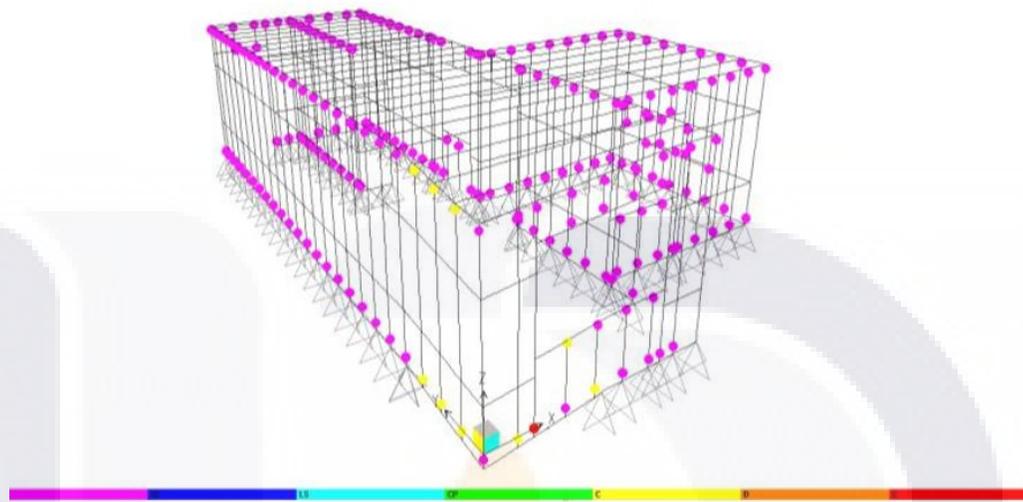


Figura 146.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 15.60 cm (SAP2000, 2008).

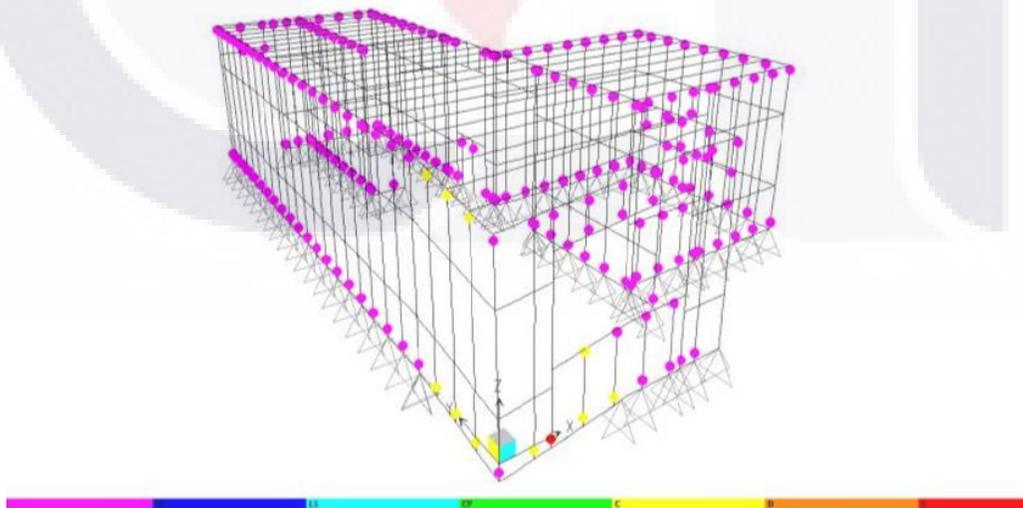


Figura 147.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 19.70 cm (SAP2000, 2008).

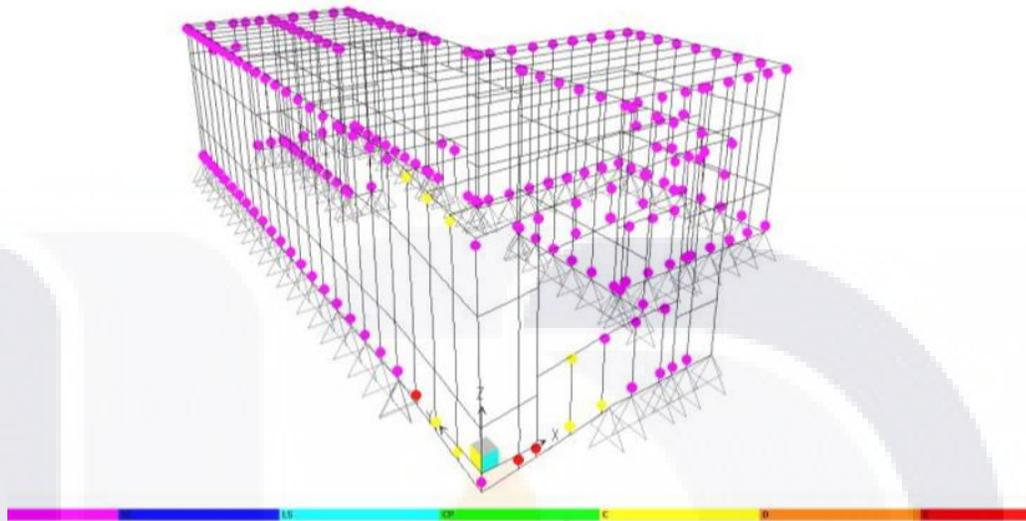


Figura 148.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 20.10 cm (SAP2000, 2008).

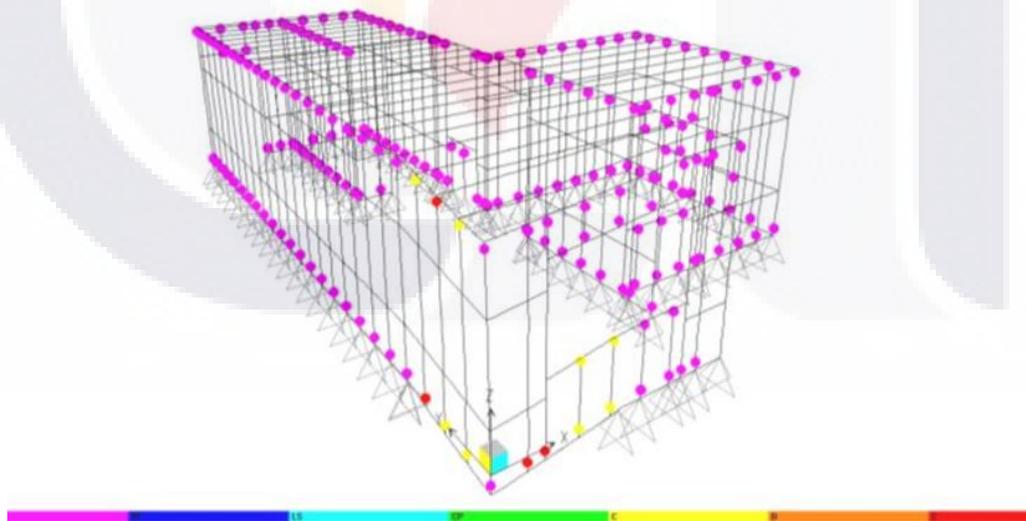


Figura 149.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 21.10 cm (SAP2000, 2008).

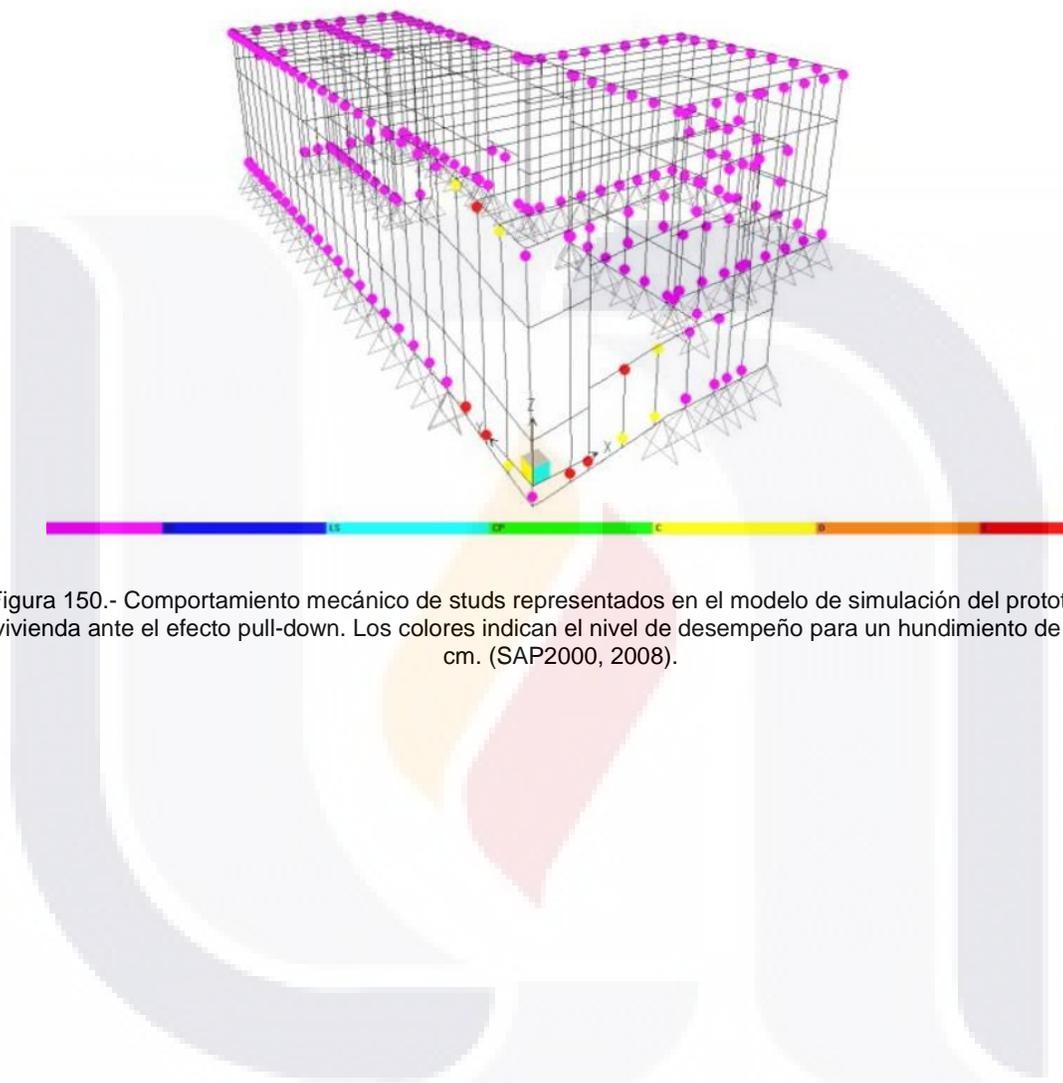


Figura 150.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 21.15 cm. (SAP2000, 2008).

Fase 2

Corresponde con la simulación de desplazamientos diferenciales en el lado sur de la construcción, en la figura 150 se muestra el modelo del prototipo de vivienda realizado en el software SAP2000. El punto de control es el que pertenece al extremo inferior del stud 416. Para alcanzar el nivel de desplazamiento objetivo la simulación se llevó a cabo en varias etapas de desplazamiento, iniciando la primera etapa con un valor de desplazamiento de 0.18 cm, hasta la etapa 10 con un desplazamiento alcanzado de 23.72 cm. En las figuras 152 a 161 se muestra el comportamiento de los studs en el modelo de simulación en diferentes etapas de desplazamiento.

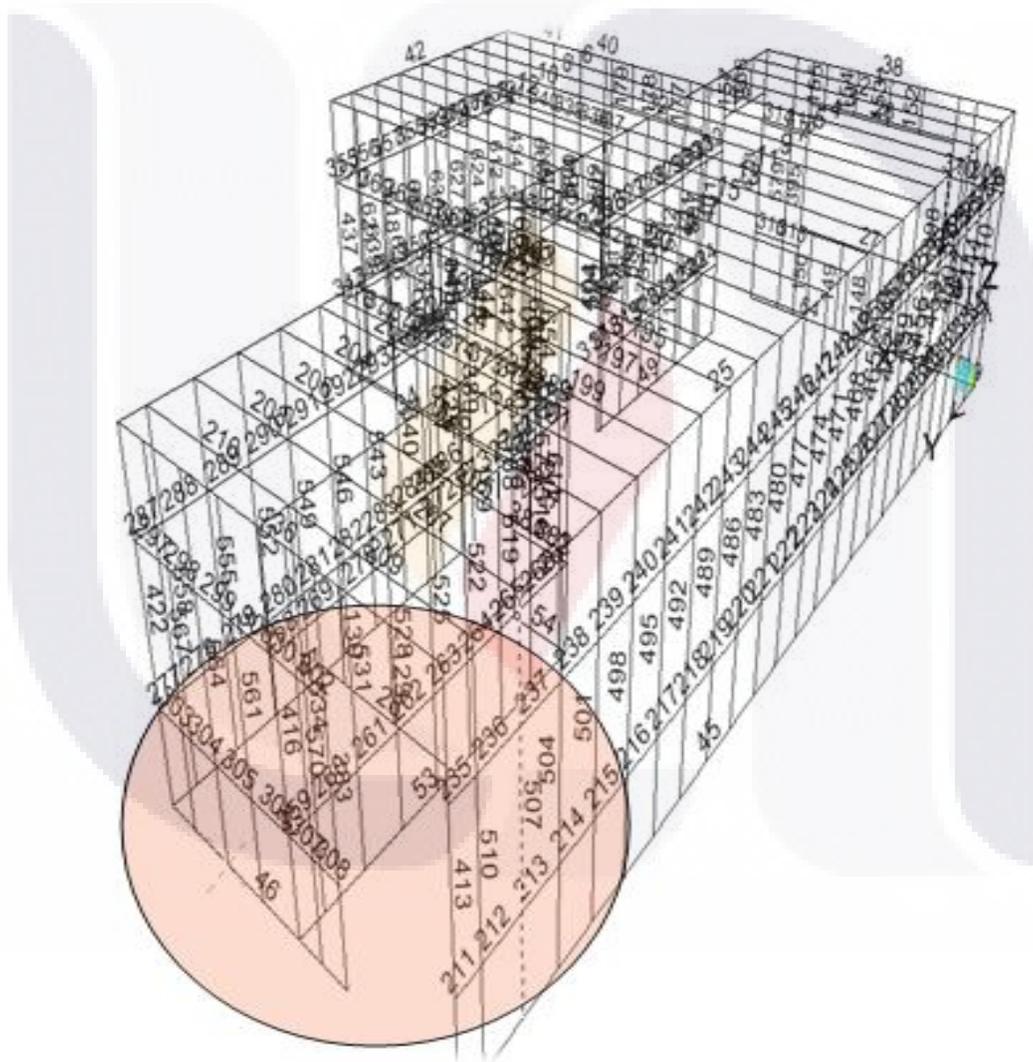


Figura 151.- Zona de estudio correspondiente a la segunda fase de la simulación (SAP2000).

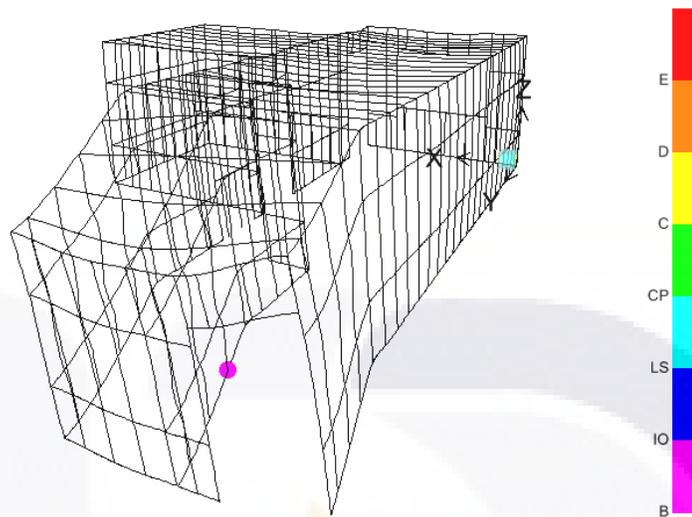


Figura 152.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 0.25 cm (SAP2000, 2008).

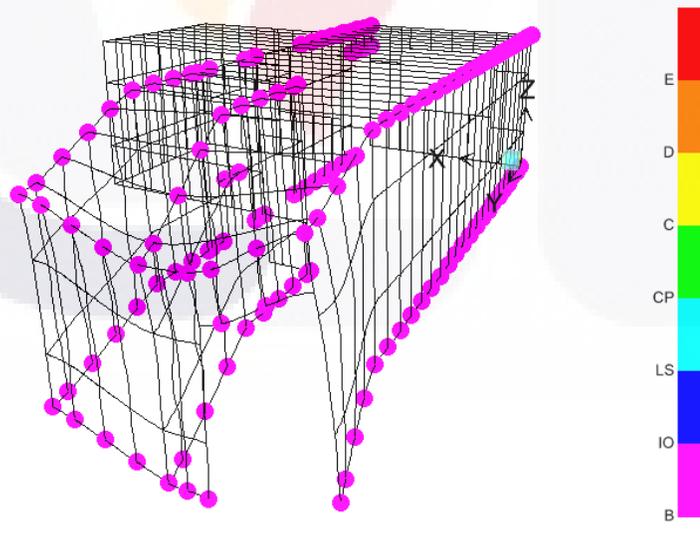


Figura 153.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 3.51 cm. (SAP2000, 2008).

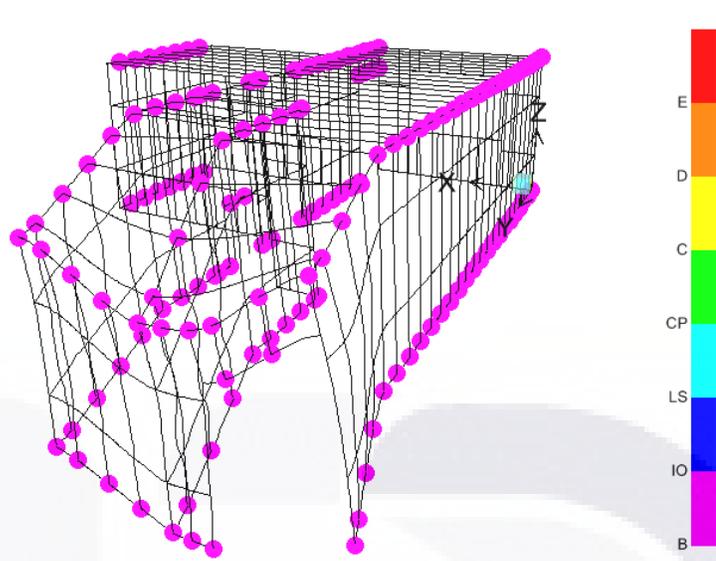


Figura 154.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 6.57 cm (SAP2000, 2008).

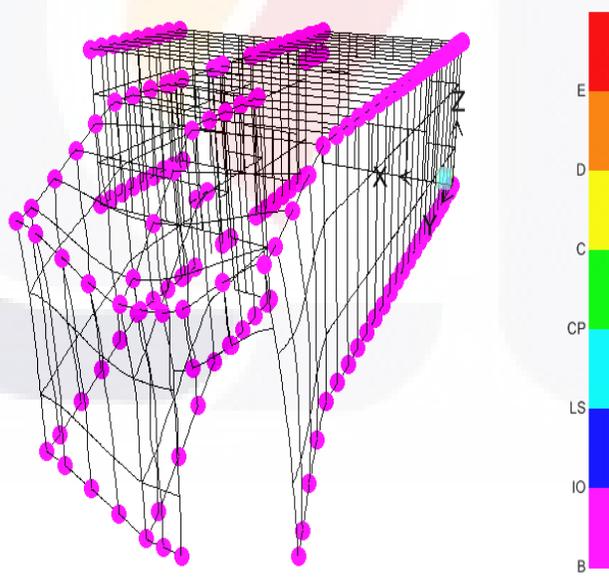


Figura 155.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 11.39 cm (SAP2000, 2008)

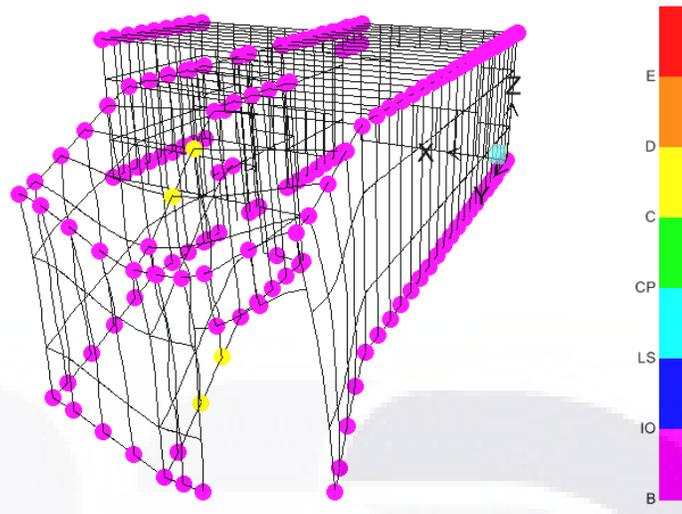


Figura 156.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 14.70 cm (SAP2000, 2008).

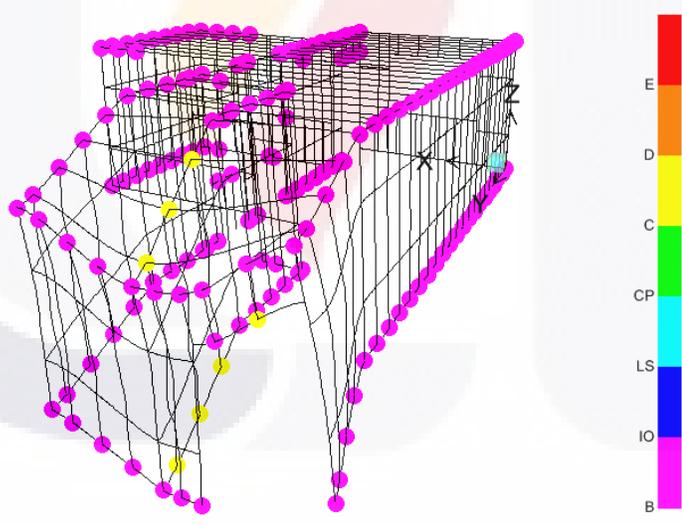


Figura 157.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 17.80 cm (SAP2000, 2008).

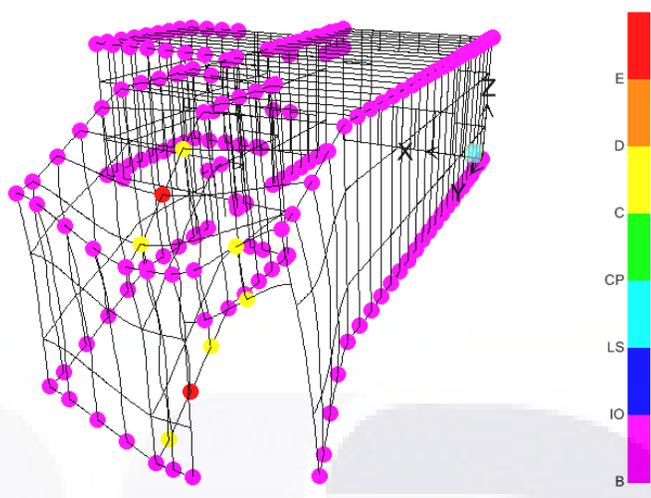


Figura 158.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 20.10 cm (SAP2000, 2008).

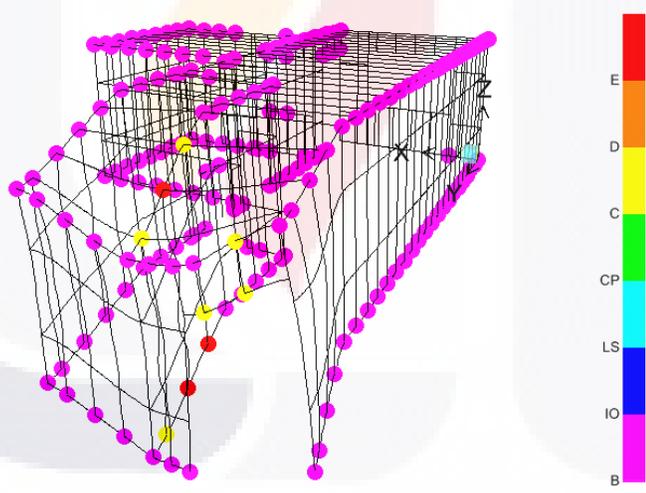


Figura 159.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 22.80 cm (SAP2000, 2008).

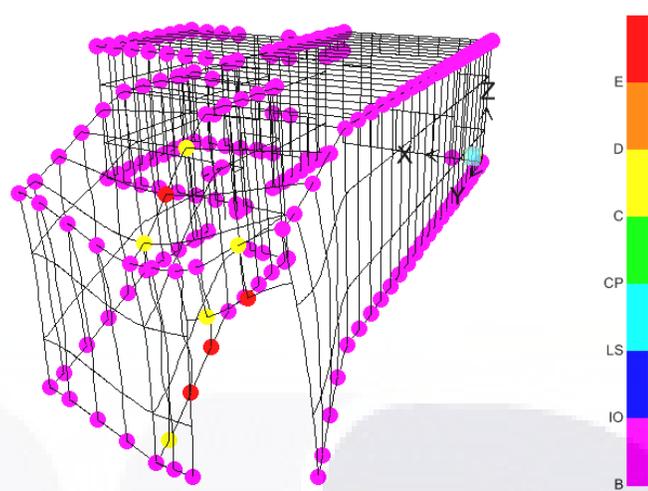


Figura 160.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 23.16 cm.

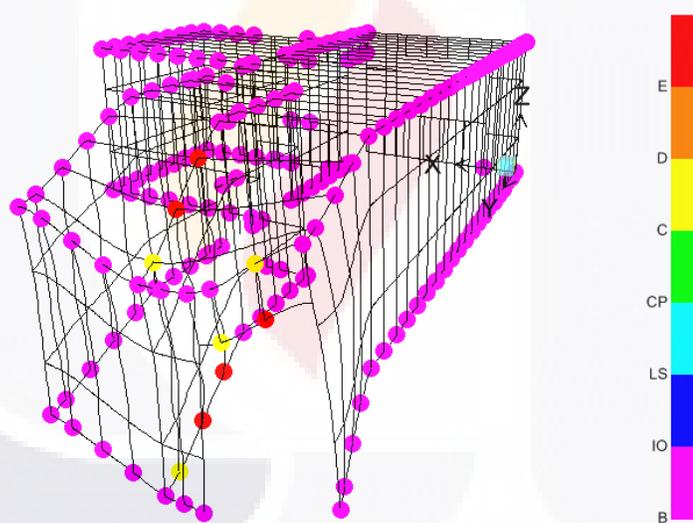


Figura 161.- Comportamiento mecánico de studs representados en el modelo de simulación del prototipo de vivienda ante el efecto pull-down. Los colores indican el nivel de desempeño para un hundimiento de 23.72 cm (SAP2000, 2008).

6.7 Conclusiones del capítulo 6

Sin duda alguna la simulación numérica es una gran herramienta para el cálculo y el diseño estructural que ayuda a los ingenieros a conocer mejor a los materiales y su comportamiento ante los efectos aplicados. Otra de las ventajas es que permite revisar virtualmente el desempeño de los elementos que conforman la estructura e identificar los niveles de esfuerzo y deformación a que se encuentran trabajando, con la posibilidad de modificar los parámetros de referencia para efectuar una gran cantidad de simulaciones virtuales y determinar aquellos elementos que han alcanzado su resistencia máxima de trabajo, incluso más allá de los límites elásticos del material. Indudablemente con el uso de estas herramientas virtuales ayudan en buena medida en la comprensión del comportamiento estructural de los elementos de acero rolado en frío de pared delgada al compararlos con resultados experimentales; el gran reto aquí es generar un modelo que represente de la mejor manera posible las condiciones de trabajo y cargas que se presentan en las estructuras reales y de esta manera tener los elementos adecuados para optimizar el diseño estructural.



CAPÍTULO 7

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

7 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

7.1 Probetas a tensión axial

En relación con las pruebas experimentales a probetas estándar se pudo establecer que los parámetros obtenidos por medio de la prueba de tensión, arrojaron valores superiores a los valores mínimos especificados en la norma correspondiente aplicable a este tipo de material, en donde se establece que el esfuerzo de fluencia debe ser por lo menos de 33 ksi (240 MPa), la relación F_u/F_y debe ser mayor que 1.08 y el porcentaje de elongación total debe tener un mínimo de 20%. Los resultados obtenidos de los ensayos a la tensión se muestran en la tabla 15 en donde puede notarse que los valores experimentales superan en un porcentaje considerable a los parámetros de la norma correspondiente.

Tabla 15.- Resultados de los ensayos a tensión en probetas estándar

Probeta	Ancho (mm)	Espesor (mm)	F_u (MPa)	F_y (MPa)	F_u/F_y	Elongación (%)
PS – 1	35.98	0.95	326.5	255.9	1.28	28.9
PS – 2	35.98	0.93	340.6	262.1	1.30	28.7
PS – 3	36.00	0.94	330.3	254.5	1.30	29.4

La elongación mínima es rebasada en al menos un 8% en relación con el 20% que se pide como valor mínimo. Esta capacidad de deformación se asocia directamente con la ductilidad del material la cual se considera como la capacidad para deformarse considerablemente sin fallar. En lo que respecta al esfuerzo de fluencia este es superado en al menos un 5% en las 3 pruebas consideradas. Por lo que respecta a la relación F_u/F_y esta es superada en al menos un 15%. De esta manera se establece que el material utilizado para la fabricación de los perfiles de acero, cumple satisfactoriamente con los requisitos mínimos que solicita la norma correspondiente. De la misma forma se observa la capacidad del material para soportar deformaciones considerables antes de alcanzar la falla.

7.2 Studs en compresión axial

Los resultados de las pruebas a compresión axial que se realizaron a los studs se resumen en la tabla 16. Se puede apreciar que los valores encontrados para cada par de

ensayos de la misma longitud presentan una variación del 2% para los studs S-1 y S-2, del 35% para los studs S-3 y S-4, finalmente una variación del 13% para los studs S-5 y S-6. Para el caso de los studs S-3 y S-4 la magnitud de la variación se atribuye a la falla por pandeo local del stud S-4 en la conexión superior con la placa de apoyo. Debido a que los studs presentan un espesor muy delgado, la falla de los elementos no siempre sigue un patrón bien definido por lo que puede presentarse en zonas susceptibles en toda la longitud del stud tal como puede apreciarse en las diferentes formas de falla de los studs ensayados así como en el desarrollo de las curvas esfuerzo-deformación.

Tabla 16.- Resultados de la prueba a compresión axial de diferentes perfiles.

Stud	Longitud (mm)	Área (mm ²)	Carga máxima (KN)	Esfuerzo máximo (MPa)
S – 1	300	182.5	29.3	160.6
S – 2	300	182.5	29.6	162.2
S – 3	500	182.5	29.3	160.6
S – 4	500	182.5	21.6	118.4
S – 5	791	182.5	22.6	123.9
S – 6	793	182.5	20.0	109.6

El comportamiento de los studs ante compresión axial está gobernado por los diferentes modos de pandeo: local, distorsional y global, los cuales dependen de la sección transversal y de la longitud del elemento, debido a lo anterior los valores máximos de resistencia disminuyen conforme la longitud del elemento se incrementa.

7.3 Marcos ante carga lateral

De los datos obtenidos durante las pruebas experimentales en cada uno de los marcos, se realizaron las gráficas carga-desplazamiento en donde se visualiza el comportamiento general de la estructura en cuanto a resistencia, deformación máxima y rigidez (figura 162). Como se puede observar en la imagen, el valor de la pendiente de la curva en la primera recta de ascenso representa la rigidez de la estructura sin poliestireno que se utilizó para calibrar los modelos de simulación. De igual forma se puede apreciar la contribución del poliestireno a la rigidez del sistema que es aproximadamente del 30%. La segunda recta de ascenso cuya pendiente es menor en ambas curvas, representa la

rigidez deteriorada de la estructura con y sin poliestireno, una vez que han cedido las conexiones y el recubrimiento o solamente las conexiones, según sea el caso.

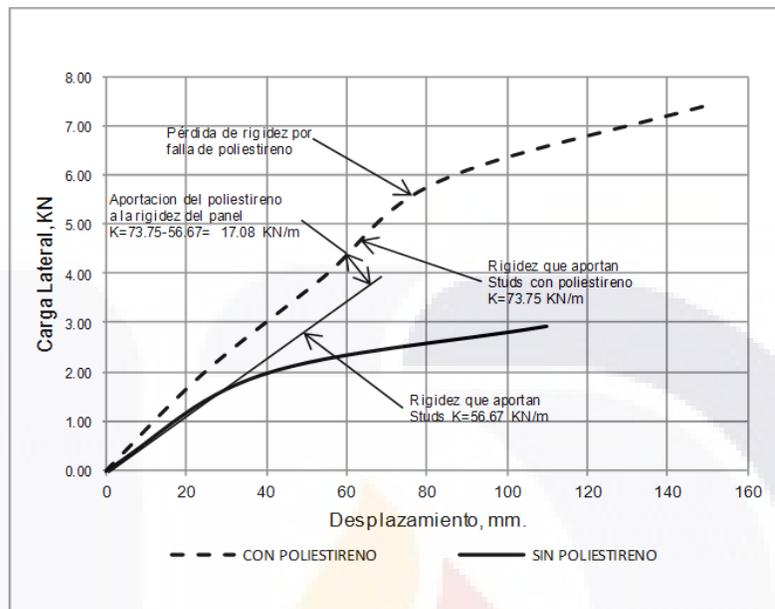


Figura 162.- Curva carga-desplazamiento para marcos con y sin poliestireno.

Otra información importante que se deduce de estas graficas es la que se presenta en la tabla 17 en donde se puede observar que el marco con poliestireno expandido alcanzó una resistencia última a fuerza cortante de 4.52 kN/m, mientras que el marco sin recubrimiento presentó un valor de 1.84 kN/m. Aunque la capacidad del poliestireno a esfuerzos cortantes es relativamente baja en relación con otros materiales de construcción, este tipo de recubrimiento ayuda al sistema a mejorar en más del 100% la capacidad del marco a carga lateral. En relación con la rigidez elástica de los marcos, el marco con poliestireno presentó un valor de rigidez de 0.75 kN/mm, mientras que el marco sin recubrimiento desarrolló una rigidez de 0.60 kN/m. En lo que respecta a la ductilidad del sistema, el panel sin recubrimiento desarrolló una mayor ductilidad, ya que presentó un valor de 5.03, en contraste con el panel con poliestireno, el cual alcanzó un valor de ductilidad de 2.16. Se pudo observar también que a pesar de que se aplicó un desplazamiento objetivo de 151 mm, en ambos marcos, los elementos de anclaje tipo “Hold Down”, no llegaron a desarrollar toda su capacidad, ya que no presentaron en ningún caso, desprendimiento de los tornillos de fijación al marco.

Tabla 17. Parámetros del comportamiento estructural en la prueba experimental

Espécimen	Carga ultima (KN)	Rigidez elástica (KN/mm)	Resistencia cortante (KN/m)	Ductilidad
Marco con poliestireno	7.24	0.75	4.52	2.16
Marco sin poliestireno	2.94	0.60	1.84	5.03

Una característica importante que se observa del comportamiento mecánico del marco con poliestireno es que a pesar de que este material por si solo ofrece poca resistencia, al trabajar en colaboración con la estructura proporciona al marco una rigidez y ductilidad suficiente que permite al sistema absorber deformaciones considerables sin llegar a la falla.

7.4 CURVAS DE FRAGILIDAD PARA MARCOS ANTE EL EFECTO PULL-DOWN

7.4.1 Definición de los estados de daño

Al construir las curvas de fragilidad es indispensable tener una idea clara de los daños que se generan en el elemento o estructura a fin de poder caracterizarlos e identificarlos como zonas de frontera de la degradación de la estructura. Para el caso en particular es identificar los estados de daño cuando la estructura se ve sometida a un desplazamiento vertical simulando los efectos de hundimiento del suelo. Por medio del modelo de análisis se establecieron 3 estados de daño para la estructura: leve, moderado y completo. (Hernández et al, 2015).

Existen diferentes métodos para generar las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad del daño entre los que se pueden mencionar: métodos basados en observaciones de campo, métodos experimentales, métodos a partir de la opinión de expertos y los Métodos analíticos, estos últimos se clasifican en deterministas y probabilistas. Por las condiciones de estudio el método que aplica el presente trabajo es precisamente el Método Analítico Probabilista, basado en un modelo de elemento finito (MEF). Generalmente la distorsión angular de entrepiso es uno de los parámetros considerados para estimar la intensidad del daño en una estructura, la cual está asociada con el comportamiento elástico e inelástico de la misma. En algunos otros casos se considera la Aceleración Máxima del Suelo (PGA). Para el presente caso de estudio, en el

que se consideran marcos de acero rolado en frío con diferentes materiales de recubrimiento y estructuración, el parámetro de referencia aplicado es el Momento Plástico, el cual se asocia directamente a la distorsión angular de entrepiso. De acuerdo con lo anterior, se definieron tres estados de daño relacionados con el Momento Plástico, 0.5 MP, 0.65 MP y M_{Máx} (Tabla 18). Como se considera un modelo analítico los estados de daño se tomaron en cuenta en base al momento plástico que es el momento correspondiente a la fluencia del material.

Tabla 18. Estados de daño para marcos de acero rolado en frío ante pull-down (Hernández et al 2015)

Estado de Daño	Magnitud	Parámetro
ED-1	Leve	0.5 MP
ED-2	Moderado	0.65 MP
ED-3	Completo	M Máx.

7.4.2 Curvas de fragilidad

Para la construcción de las curvas de fragilidad ante asentamientos diferenciales (figuras 163 a 166), se tomaron de referencia los resultados obtenidos de las simulaciones realizadas a los modelos virtuales para cada uno de los materiales de recubrimiento considerados. El parámetro de referencia fue la distorsión angular del marco asociada al momento plástico. Los niveles de desplazamiento aplicados a los modelos fueron del orden de 10, 20 y 30 cm los cuales se aplicaron de manera instantánea en cada etapa. Con la variación de algunas características de los marcos sin modificar la relación de aspecto de los modelos, se generó una base de datos estadísticos. Por medio del análisis estadístico de estos resultados obtenidos al aplicar el procedimiento de Pull-Down a cada uno de los marcos en estudio se determinaron los valores promedio (θ) y de dispersión (β) para cada estado de daño, se alimentaron las funciones de fragilidad descritas anteriormente, para cada uno de los estados de daño considerados y se generaron las curvas de fragilidad ante subsidencia

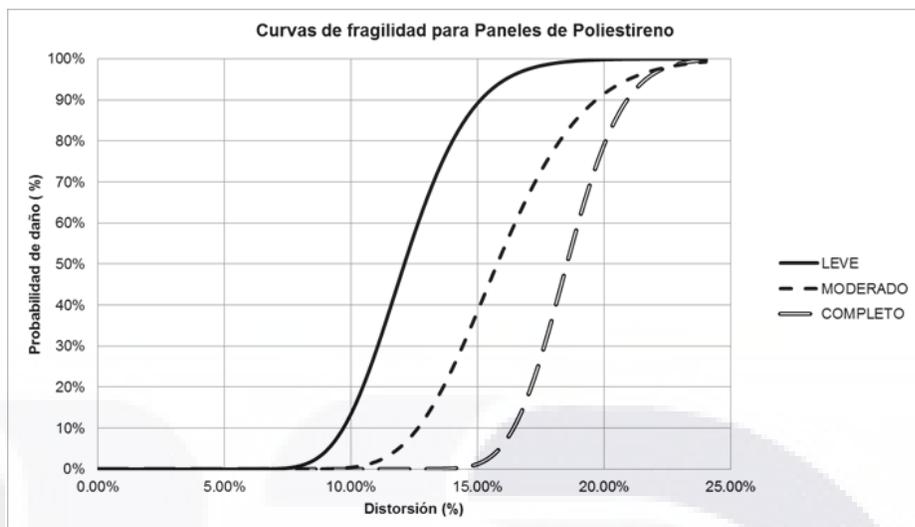


Figura 163.- Curvas de fragilidad ante pull-down para marcos con poliestireno expandido

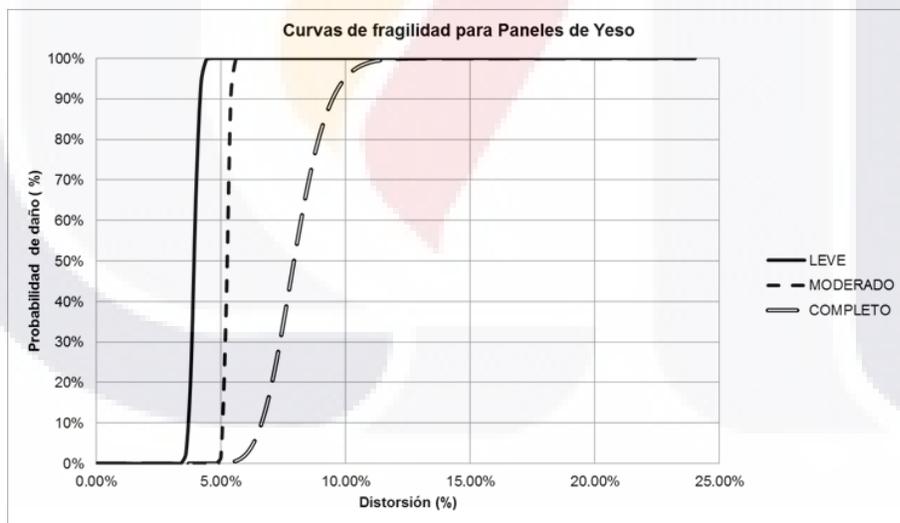


Figura 164.- Curvas de fragilidad ante pull-down para marcos con panel de yeso

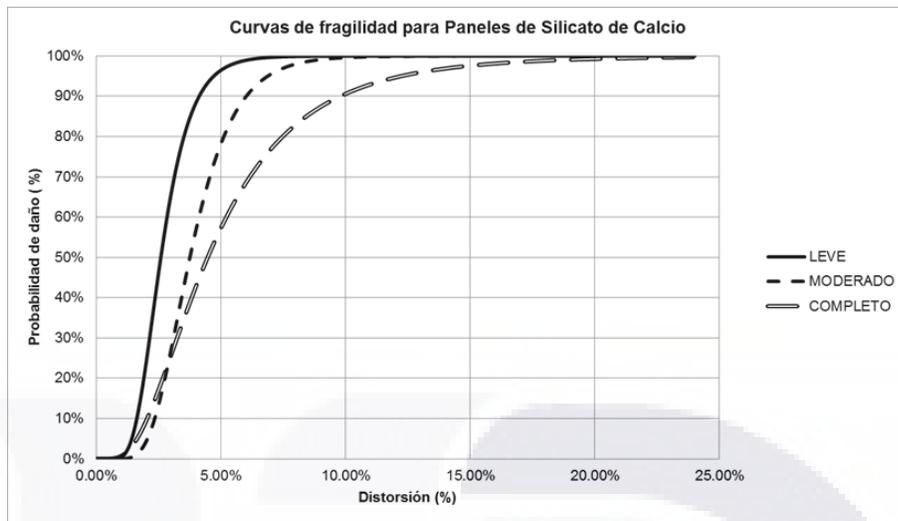


Figura 165.- Curvas de fragilidad ante pull-down para marcos con silicato de calcio

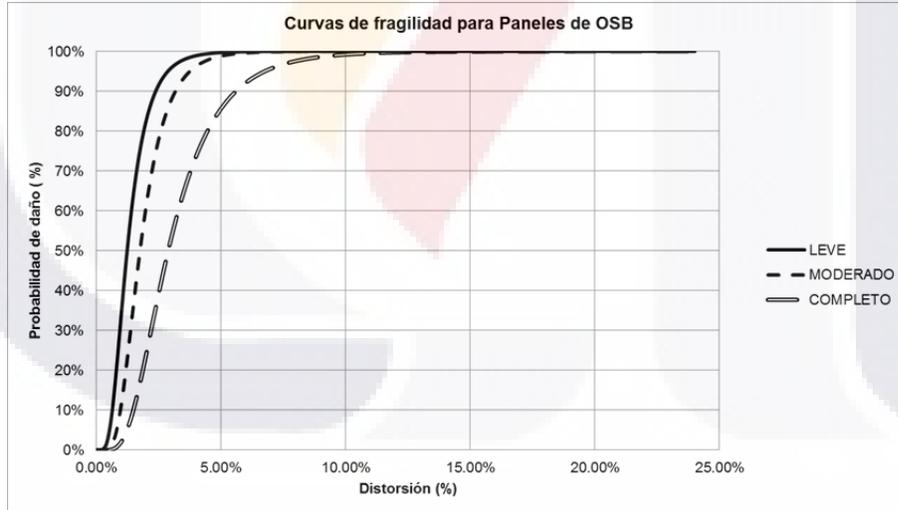


Figura 166.- Curvas de fragilidad ante pull-down para marcos con panel OSB

7.5 Etapa experimental del prototipo de vivienda

7.5.1 Fase 1

Durante la fase 1 de experimentación, los daños más significativos ocurrieron sobre el muro Poniente que corresponde con la ubicación del dispositivo móvil. Durante las tres etapas de carga los elementos cercanos al punto de desplazamiento se vieron sometidos a diferentes tipos de esfuerzos aunque el daño principal ocurrió sobre el track inferior de carga el cual sufrió desgarramiento de alma y patín, sobre todo en los puntos de conexión con studs y con la viga de carga (figura 167). El hecho de que el track inferior fallara por desgarramiento, ocasionó que el resto de los elementos trabajaran a niveles de esfuerzos por debajo de su capacidad máxima. Por medio de las nivelaciones topográficas que se realizaron durante las tres etapas de desplazamiento se pudo apreciar el comportamiento de aquellos elementos que resultaron afectados. En las imágenes de la 168 a la 173 se presentan los patrones de desplazamiento de cada uno de los muros afectados durante las tres etapas.



Figura 167.- Falla de track inferior por desgarramiento del patín y esfuerzos de tensión y compresión en diagonales de contraventeo.

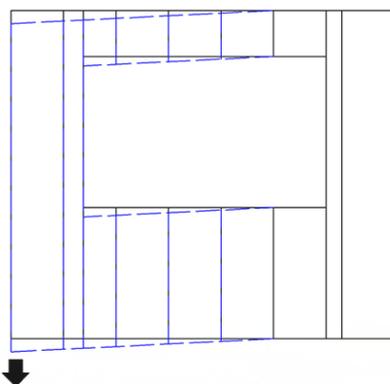


Figura 168.- Esquema de deformaciones del muro lado sur de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su primera etapa. Se pueden observar los asentamientos diferenciales en el extremo del muro.

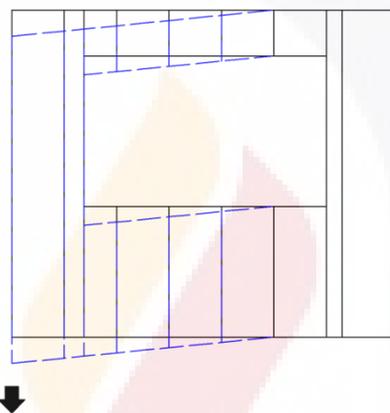


Figura 169.- Esquema de deformaciones del muro lado sur de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su segunda etapa. Se pueden observar los asentamientos diferenciales en el extremo del muro.

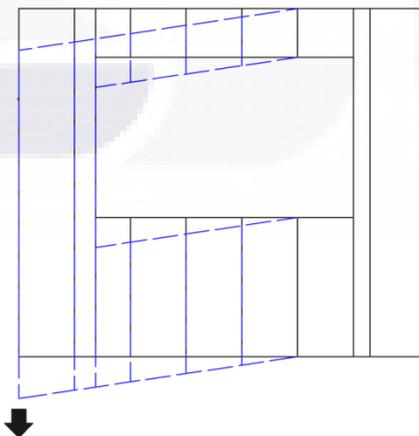


Figura 170.- Esquema de deformaciones del muro lado sur de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su tercera etapa. Se pueden observar los asentamientos diferenciales en el extremo del muro.

7.5.2 Fase 2

La fase 2 de experimentación se realizó sobre el extremo Norte de la estructura a escala real. En esta fase el área de afectación se incrementó considerablemente por lo que los muros que presentaron daños permanentes fueron los siguientes: muro Norte, muro Poniente, muro central y muro Oriente. El desplazamiento vertical se aplicó sobre toda la longitud del muro lado Norte. En esta fase se vieron afectadas también las conexiones track-stud de los muros involucrados tanto en su parte superior como en su parte inferior. De la misma forma los clips conectores muro-losa alcanzaron su capacidad máxima fallando por esfuerzo cortante. Se logró un desplazamiento diferencial en el plano del muro tal como se aprecia en la figura 174. En donde se puede observar que el desplazamiento máximo se generó al centro del muro y un desplazamiento mínimo en el extremo derecho. También pueden observarse los daños sobre el vano de la puerta el cual se distorsiona ante este asentamiento diferencial.



Figura 174.- Deformaciones máximas producidas en el muro norte de acuerdo con las mediciones topográficas realizadas durante la prueba experimental.

Otros daños observados en esta última etapa de desplazamiento corresponden a los muros central y lado oriente con asentamientos totales de 15 cm y 10 cm respectivamente. Se puede observar el “escalonomiento” producido sobre los tracks al descender el muro lado sur 15 cm (figura 175). Puede notarse la formación de articulaciones plásticas justo en los puntos de unión track-stud al rebasar la capacidad elástica del elemento horizontal. El reacomodo de los elementos ante los desplazamientos aplicados, es relevante ya que permite observar la capacidad del material para soportar deformaciones sin fallar súbitamente.



Figura 175.- Daños en tracks inferiores de los muros central y oriente.

Al igual que en la prueba experimental de la Fase 1, en esta segunda fase también se realizaron mediciones con equipo topográfico durante las tres etapas de desplazamiento de la estructura. De acuerdo con la información de los niveles registrados durante la prueba, del área afectada por los asentamientos, se realizaron esquemas de comportamiento de todos los muros involucrados en el área afectada. En las figuras de la 176 a la 187 se muestran los esquemas de deformación de cada uno de los muros involucrados.

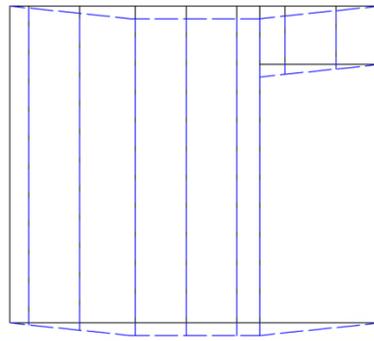


Figura 176.- Esquema de deformaciones del muro lado sur de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su primera etapa. Se pueden observar los asentamientos diferenciales entre los extremos y la parte central del muro.

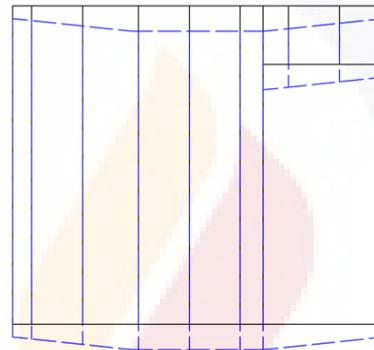


Figura 177.- Esquema de deformaciones del muro lado sur de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su segunda etapa. Se puede observar los asentamientos diferenciales entre los extremos y la parte central del muro.

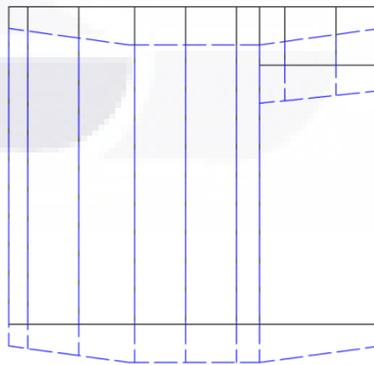


Figura 178.- Esquema de deformaciones del muro lado sur de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su tercera etapa. Se puede observar los asentamientos diferenciales entre los extremos y la parte central del muro.

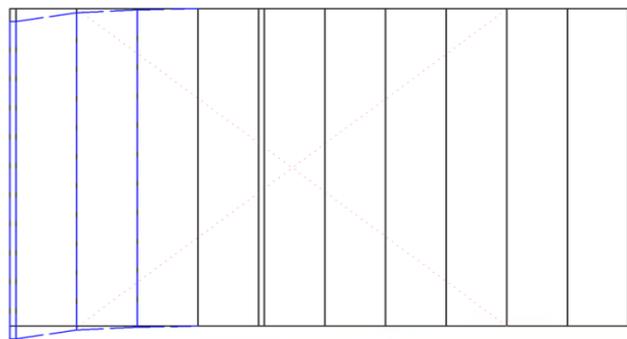


Figura 179.- Esquema de deformaciones del muro lado poniente de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su primera etapa. Se puede observar los asentamientos diferenciales en el extremo izquierdo del muro.

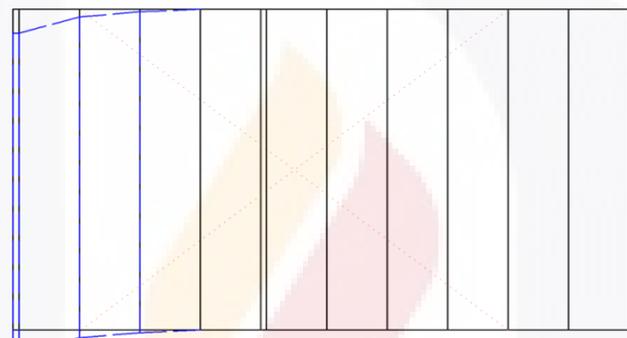


Figura 180.- Esquema de deformaciones del muro lado poniente de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su segunda etapa. Se puede observar los asentamientos diferenciales en el extremo izquierdo del muro.

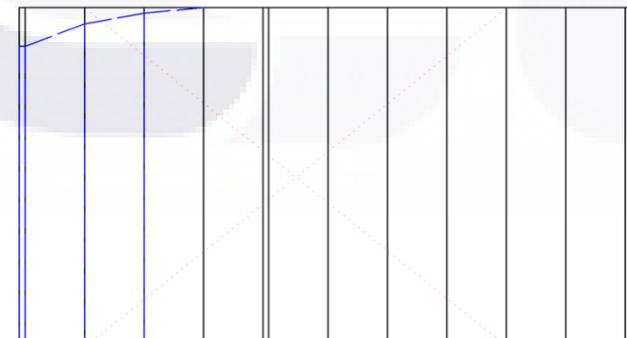


Figura 181.- Esquema de deformaciones del muro lado poniente de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su tercera etapa. Se puede observar los asentamientos diferenciales en el extremo izquierdo del muro.

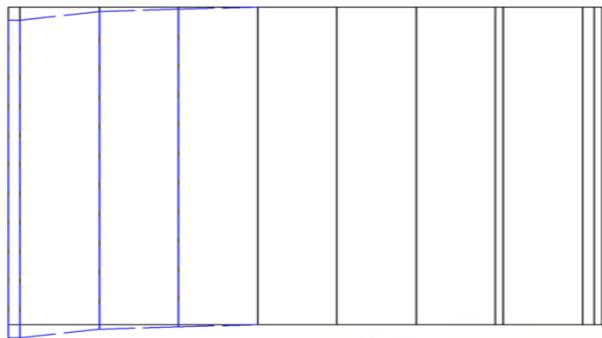


Figura 182.- Esquema de deformaciones del muro central de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su primera etapa. Se pueden observar los asentamientos diferenciales en el extremo izquierdo del muro.

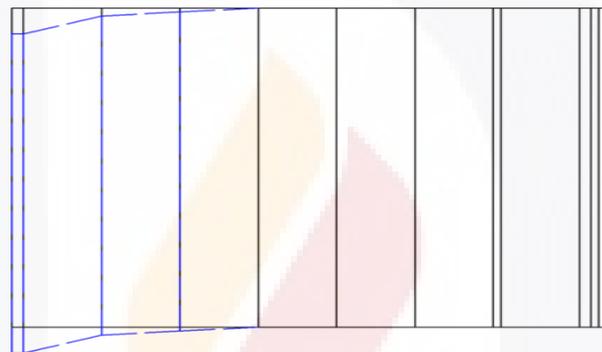


Figura 183.- Esquema de deformaciones del muro central de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su segunda etapa. Se puede observar los asentamientos diferenciales en el extremo izquierdo del muro.

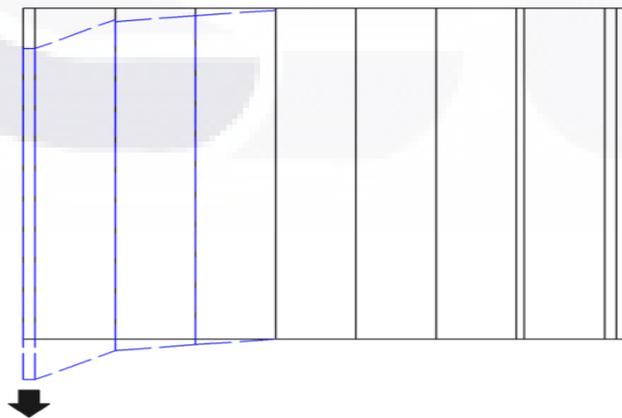


Figura 184.- Esquema de deformaciones del muro central de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su tercera etapa. Se puede observar los asentamientos diferenciales en el extremo izquierdo del muro.

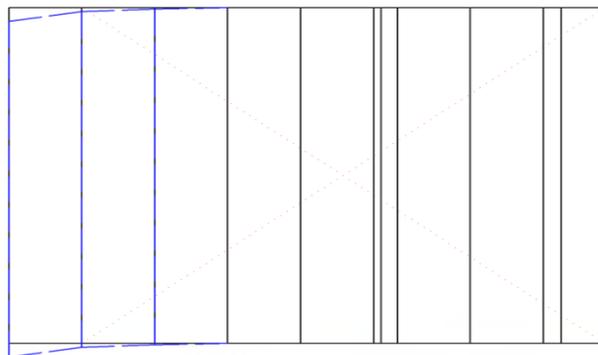


Figura 185.- Esquema de deformaciones del muro lado oriente de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su primera etapa. Se puede observar los asentamientos diferenciales en el extremo del muro.

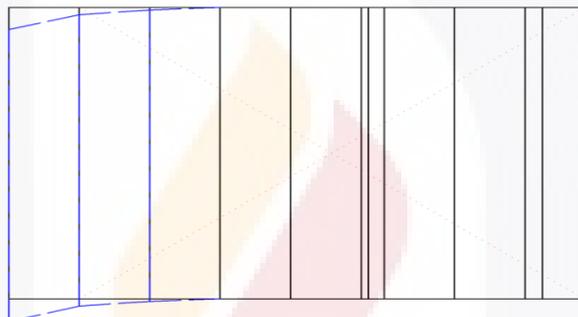


Figura 186.- Esquema de deformaciones del muro lado oriente de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su segunda etapa. Se pueden observar los asentamientos diferenciales en el extremo del muro.

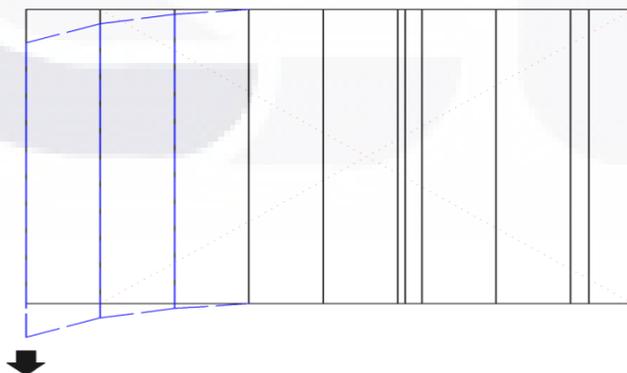


Figura 187.- Esquema de deformaciones del muro lado sur de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado a la estructura en su tercera etapa. Se puede observar que el máximo nivel de asentamientos ocurre en uno de los extremos del muro.

7.6 Simulación Numérica

Al igual que la etapa experimental, la etapa de simulación numérica de la estructura se llevó a cabo en dos fases, en las cuales se consideraron los mismos sitios de aplicación de los desplazamientos con el fin de poder establecer un comparativo entre los resultados experimentales y los resultados numéricos. La primera fase sobre el lado Sur de la estructura mientras que la segunda sobre el lado Norte. Para llevar a cabo la simulación numérica se utilizó el software SAP2000. En los párrafos siguientes se detallan los resultados obtenidos en cada uno de los análisis.

7.6.1 Simulación numérica fase 1

En esta fase de la simulación se analiza el comportamiento de los muros que se ven afectados por los desplazamientos virtuales aplicados a la estructura. Para esta primera fase corresponden con el muro fachada sur y el muro lateral poniente

Comportamiento estructural de studs en muro lado Sur

Debido a la forma en que la estructura se apoya sobre la plataforma de simulación y a la forma de aplicación de los hundimientos diferenciales; resulta conveniente revisar principalmente el comportamiento mecánico de los studs ya que estos elementos son susceptibles de formar articulaciones plásticas en sus extremos superior e inferior.

De acuerdo con los datos obtenidos de la simulación, se observa que los daños de mayor consideración se generan en la parte inferior de la estructura por lo que en promedio los puntos cercanos a las conexiones track-stud presentan los mayores daños. Cerca del 75% de los elementos afectados en esta área de hundimiento virtual, trabajan a más del 80% de su capacidad en la parte inferior (figura 188), mientras que en la parte superior estos mismos studs solo trabajan al 60% (figura 189).

Los studs que se encuentran dentro del área influencia del hundimiento y que sufren algún tipo de afectación son los elementos 576, 398, 147 y 148.

La fachada sur tiene la característica de presentar un vano de ventana que representa el 25% de la superficie total del muro. Justamente en uno de los bordes de este hueco de

ventana se encuentra el stud 398 el cual presenta el menor trabajo mecánico del resto de los studs (figura 188). Este elemento alcanza solamente el 75% de su capacidad en la parte inferior y el 45% en el extremo superior. Se infiere que estos valores mínimos de resistencia del stud 398 son consecuencia de la reducción de rigidez en el muro causada por el área libre de la ventana. Para el caso del stud 576 se observa en la figura 183 que el elemento alcanza su resistencia máxima para un 100% de su capacidad en una máxima distorsión angular del 13%. En lo que corresponde con los studs 147 y 148 localizados en la parte baja del hueco de la ventana, alcanzan su resistencia máxima para una distorsión angular del orden de 14%.

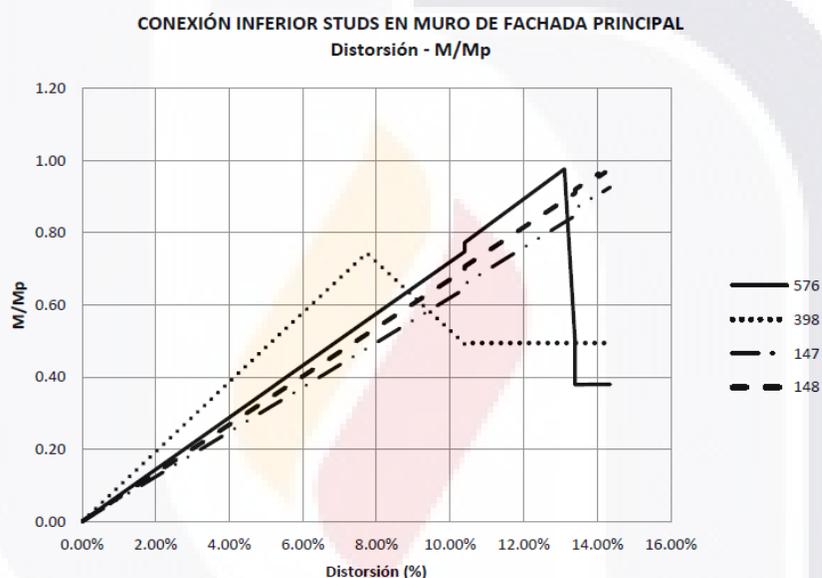


Figura 188.- Comportamiento de la parte inferior de los studs 576, 398, 147 y 148 de la fachada principal del modelo de simulación ante el efecto pull-down.

En lo que corresponde con el extremo superior de los studs, el elemento 398 es el que presenta los valores mínimos de resistencia el cual alcanza solamente el 45% de su capacidad para una máxima distorsión angular del 14%. En cuanto a los studs 576 y 148 presentan un comportamiento mecánico muy similar y en promedio alcanzan tan solo el 60% de su capacidad para una distorsión máxima del 14%. En relación con el stud 147 que se localiza aproximadamente a 60 cm del punto de aplicación del hundimiento, se observa que es el único elemento que alcanza a desarrollar el 100% de su capacidad para una distorsión angular del 14% (figura 189).

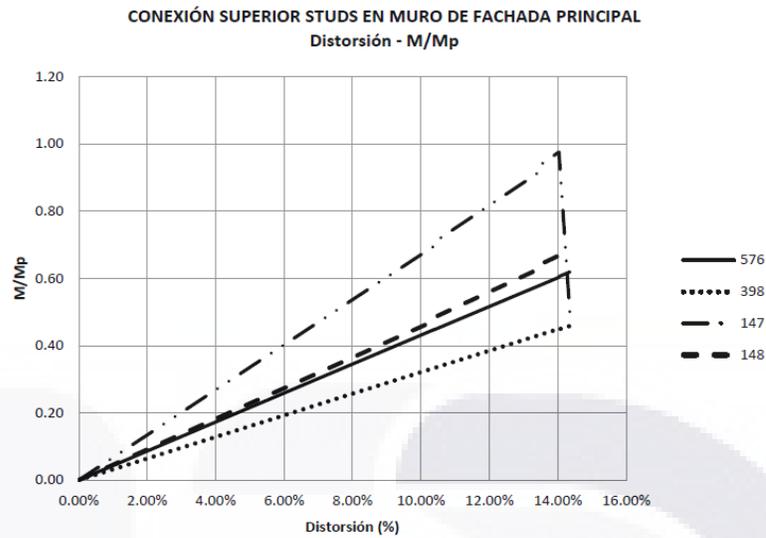


Figura 189.- Comportamiento de la parte superior de los studs 576, 398, 147 y 148 de la fachada principal del modelo de simulación ante el efecto pulldown.

En la figura 190 se presenta una gráfica resumen del comportamiento promedio de los studs en la fachada lado sur de la estructura, en ella se puede observar que se muestra el valor de momento máximo que se presenta en cualquiera de los studs ya sea en su parte superior o inferior. La curva muestra un comportamiento ascendente y proporcional a la distorsión hasta un valor aproximado de 7.5%. Posteriormente el valor de resistencia se mantiene constante en un 75% de capacidad entre los valores 7.5% y 10.5% de distorsión.

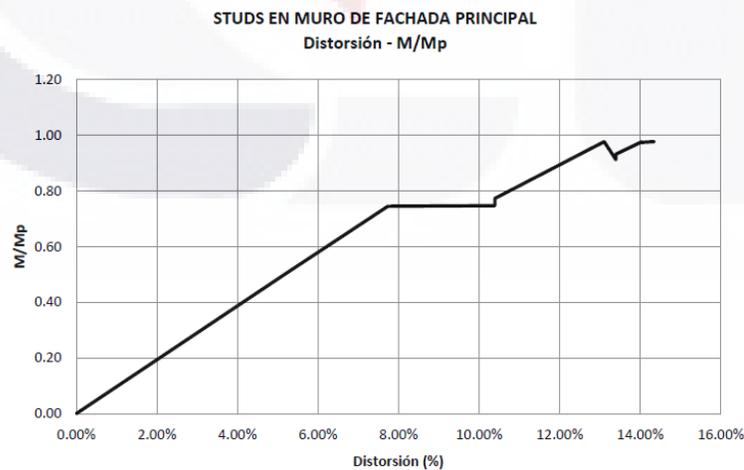


Figura 190.- Comportamiento general de los studs de la fachada principal del modelo de simulación ante el efecto pulldown.

A partir del 10.5% de distorsión presenta un aumento hasta un valor aproximado de 13% de distorsión, posteriormente hay un ligero descenso en la capacidad de los studs del 95% al 90% para recuperarse casi de inmediato hasta finalmente llegar a un 95% de su capacidad en una distorsión del 14%. El segmento de la curva correspondiente entre el 8% y el 14% de distorsión (figura 190), corresponde a un comportamiento dúctil de los elementos y la estructura ya que ante los desplazamientos aplicados los esfuerzos se van redistribuyendo entre los diferentes elementos, lo que permite que la capacidad del muro se vea incrementada al trabajar todos los elementos en conjunto.

Comportamiento estructural de studs en muro poniente

En lo que respecta al muro lateral oriente el comportamiento mecánico que presenta es un tanto cuanto diferente al de la fachada principal ya que en este caso, corresponde con un muro que no presenta aberturas de puertas o ventanas, con lo que la rigidez del mismo se ve incrementada considerablemente. Los studs en su parte superior e inferior se comportan de una manera muy similar y en ambos casos trabajan al máximo de su capacidad para una distorsión aproximada del 13%. Conforme se alejan del punto de aplicación de la carga los studs trabajan a menos capacidad y para el caso del elemento 410 tan solo alcanza un 55% de su capacidad (figura 191).

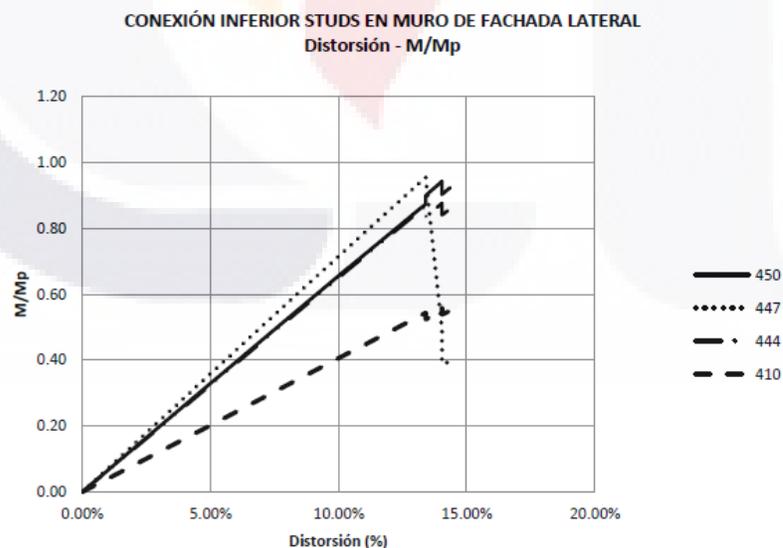


Figura 191.- Comportamiento de la parte inferior de los studs 450, 447, 444 y 410 de la fachada lateral del modelo de simulación ante el efecto pull-down

Puede observarse también que los studs 444, 447 y 450, tienen un comportamiento mecánico muy parecido, es decir, desarrollan prácticamente la misma pendiente y por consecuencia alcanzan valores de capacidad y distorsión muy similares (figura 192). La causa principal de este comportamiento se debe a que el muro lateral que se describe no presenta discontinuidad en su rigidez debido a que no existen huecos de puertas o ventanas que debiliten la resistencia del muro.

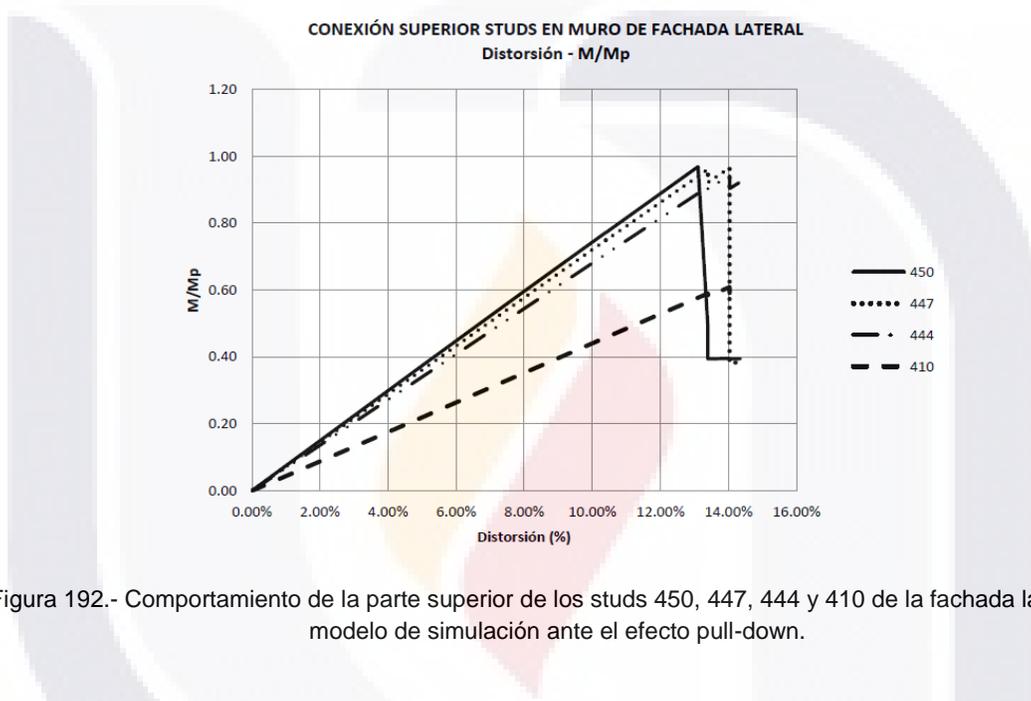


Figura 192.- Comportamiento de la parte superior de los studs 450, 447, 444 y 410 de la fachada lateral del modelo de simulación ante el efecto pull-down.

En la imagen siguiente (figura 193) se muestra un resumen del comportamiento global de los studs en el muro lateral del modelo de simulación. En esta grafica se puede observar que existe un comportamiento lineal uniforme que define la parte recta de la curva en prácticamente todo el desarrollo de la simulación de hundimientos alcanzando un máximo de distorsión del 14%. Por el contrario el comportamiento global de los studs en la fachada principal (figura193) presenta un comportamiento menos uniforme como consecuencia del vano de la ventana en este muro.

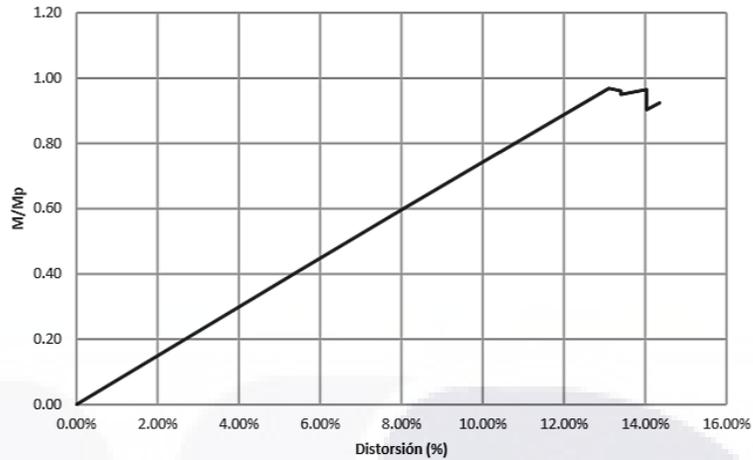


Figura 193.- Comportamiento general de los studs de fachada lateral del modelo de elementos finitos del prototipo de vivienda que se somete a hundimientos diferenciales, realizando un análisis estático no lineal con la técnica pull-down.

7.6.2 Simulación numérica fase 2

En esta fase de la simulación se analiza el comportamiento de los muros que se ven afectados por los desplazamientos virtuales aplicados a la estructura. Para esta segunda fase le corresponden los muros Norte, Poniente, Central y Oriente.

Comportamiento estructural de studs en muro Norte

El muro en cuestión se forma con 8 studs de los cuales 7 se consideran para su análisis en esta etapa de la simulación, presenta un vano que corresponde con la puerta posterior de la estructura, los desplazamientos se simulan aplicados sobre el stud 416 que corresponde con la intersección del muro central. Analizando el comportamiento global de los studs en este muro se puede visualizar de acuerdo con la gráficas presentadas (figuras 194,195 196 y 197) para fines prácticos la conexión superior como la conexión inferior presentan un desempeño muy similar en cuanto a la distorsión máxima alcanzada que corresponde con un 13%. La mínima distorsión corresponde al stud 413 con un valor del 7%. En relación con la resistencia de los mismos se puede observar que el stud 416 alcanza en la conexión inferior los valores más altos que corresponden a un 58% de su capacidad máxima, mientras que el stud 570 en la conexión inferior alcanza apenas un 5% de su capacidad máxima. Los valores máximos de resistencia alcanzados por el stud

416 se atribuyen a la rigidez que aduiere al ser punto de conexión con el muro central lo que incrementa su capacidad para soportar desplazamientos.

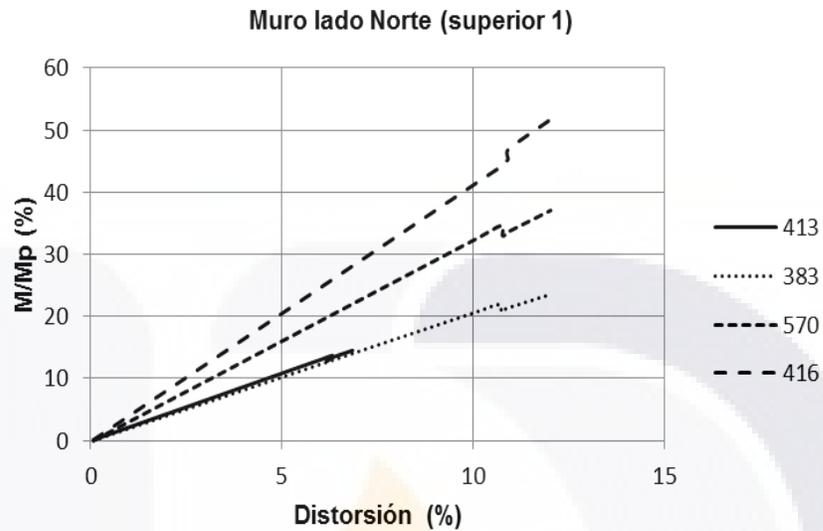


Figura 194.- Comportamiento en conexión inferior de studs 501, 504, 507 y 510 de muro poniente.

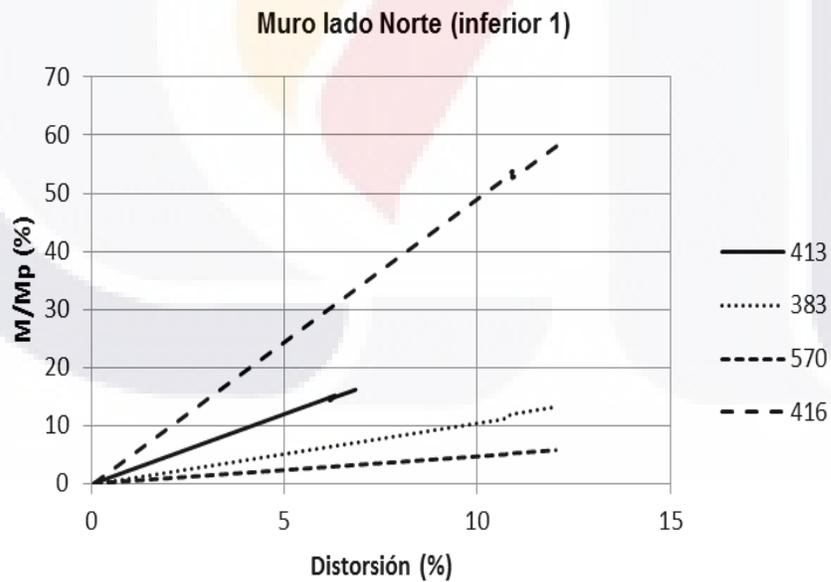


Figura 195.- Comportamiento en conexión inferior de studs 416,570, 383 y 413 de muro norte.

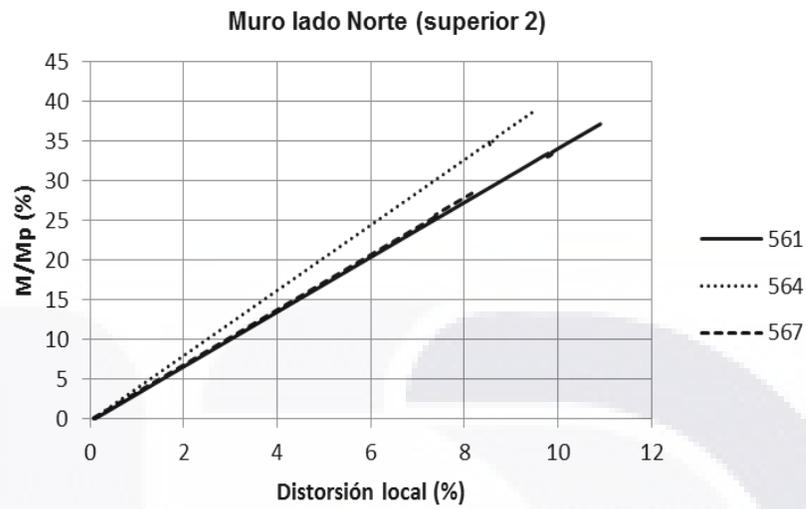


Figura 196.- Comportamiento en conexión superior de studs 567, 564 y 561 de muro poniente.

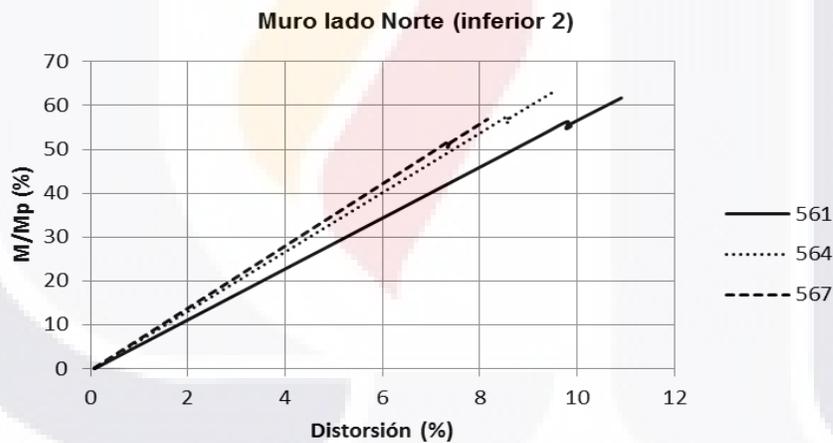


Figura 197.- Comportamiento en conexión inferior de studs 501, 504, 507 y 510 de muro poniente.

Comportamiento estructural de studs en muro Poniente

Los elementos que presentan daño durante esta etapa de simulación corresponden a los studs 510, 507, 504 y 501. Se puede decir que tanto en la conexión superior como en la conexión inferior no existen diferencias significativas entre los studs en cuanto a su comportamiento ante los máximos desplazamientos, es decir presentan las mismas

características de pendiente y valores máximos en cada extremo. El stud con los valores más bajos en resistencia y distorsión corresponde con el stud 501 el cual presenta un máximo de distorsión del 6.5% y alcanza a trabajar solamente a un 35% de su capacidad máxima. En cuanto a los valores más altos de resistencia corresponden al stud 501 el cual alcanza hasta un 62% de su capacidad máxima, mientras que presenta una distorsión menor al 2% (figura 198, 199).

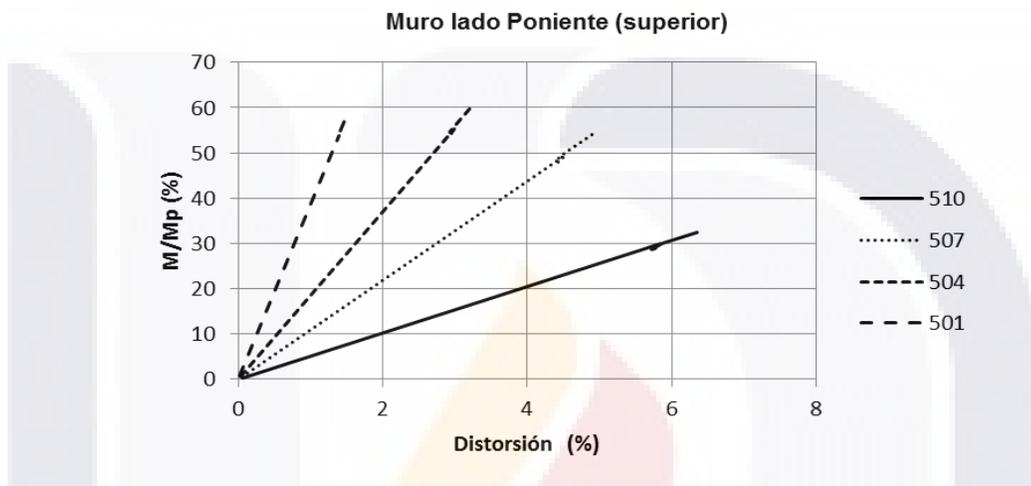


Figura 198.- Comportamiento en conexión superior de studs 501, 504, 507 y 510 de muro poniente.

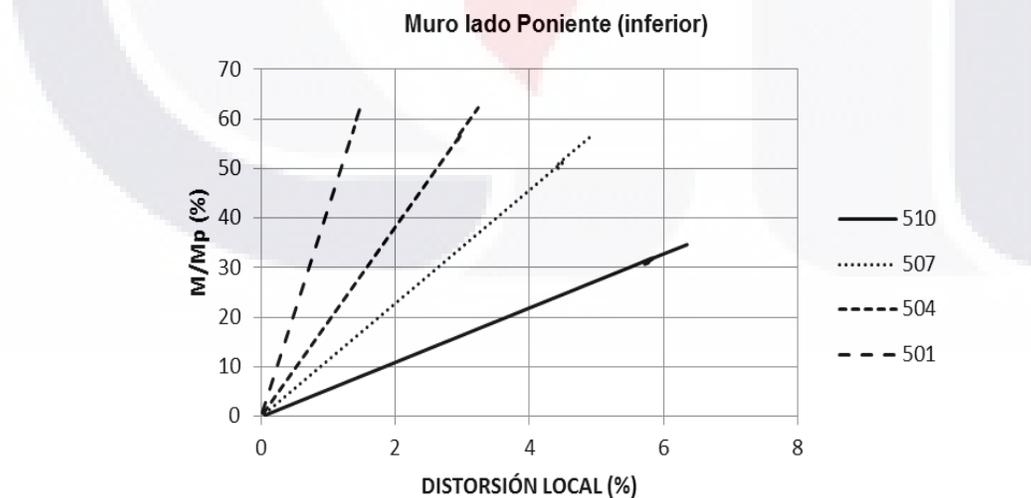


Figura 199.- Comportamiento en conexión inferior de studs 501, 504, 507 y 510 de muro poniente.

Comportamiento estructural de studs en muro Central

De la misma forma que el muro anterior el muro Central presenta casi el mismo comportamiento mecánico tanto en la conexión superior como en la conexión inferior. Se puede observar de acuerdo con la simulación de la estructura que para un asentamiento máximo el stud 531 logra desarrollar su capacidad máxima para una distorsión angular de 7 % mientras que el stud 528 alcanza también a desarrollar el 100% de su capacidad con una distorsión cercana al 5%. Por otro lado el stud 534 alcanza a desarrollar un 90% de su capacidad con una distorsión máxima de 11% (Figura 200 y 201).

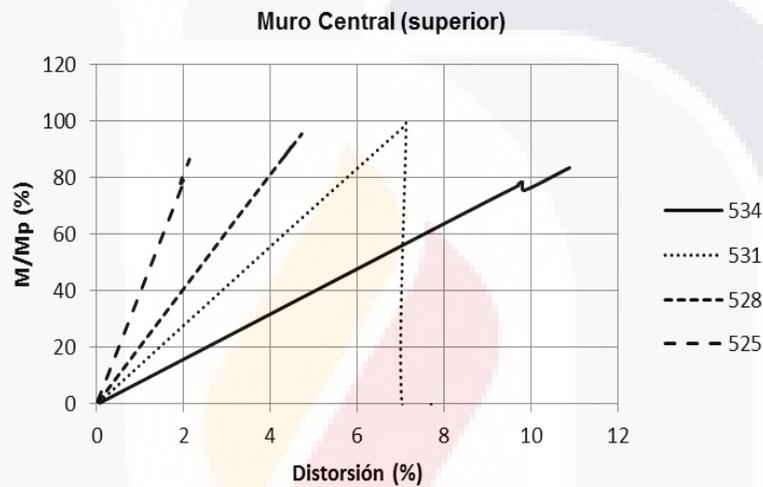


Figura 200.- Comportamiento en conexión superior de studs 525, 528, 531 y 534 de muro poniente.

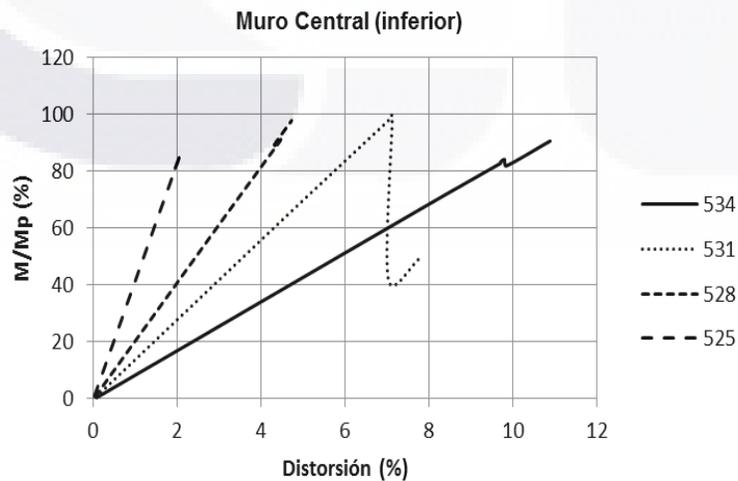


Figura 201.- Comportamiento en conexión inferior de studs 525, 528, 531 y 534 de muro poniente.

Comportamiento estructural de studs en muro Oriente

Se presentan similares comportamientos mecanicos tanto en la conexión superior como en la conexión inferior de los studs y de acuerdo con las graficas que se muestran en practicamente todos los casos se tiene un comportamiento lineal de los studs. El stud 549 presenta el menor valor de distorsion cercano al 2% y alcanza un 65% de su capacidad maxima. El elemento que alcanza el mayor desempeño en resistencia es el stud 552 el cual desarrolla en la conexión superior un 70% de su maxima capacidad y una distorsion maxima de 3.5%. por otra parte el stud con menores valores de resistencia corresponde con el elemento 558 el cual desarrolla solamente el 40% de su capacidad con una distorsion de 7% (figuras 202 y 203).

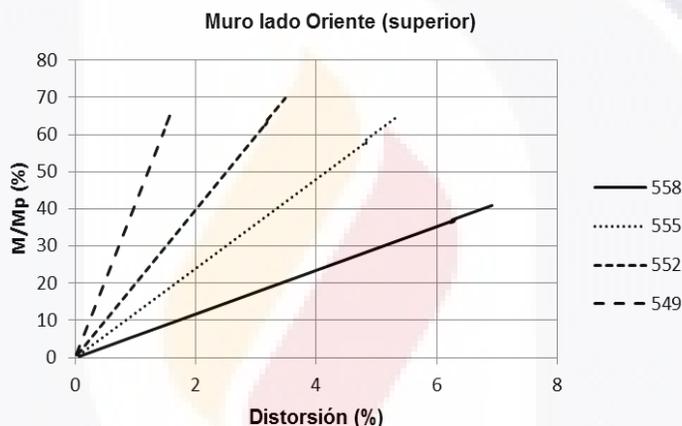


Figura 202.- Comportamiento en conexión superior de studs 549, 552, 555 y 558 de muro oriente.

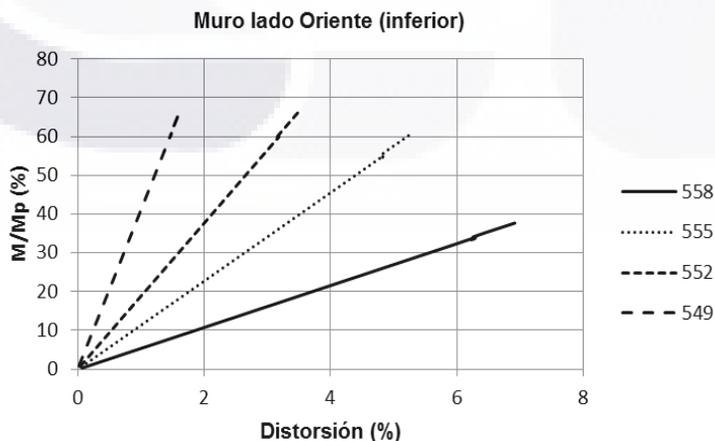


Figura 203.- Comportamiento en conexión inferior de studs 549, 552, 555 y 558 de muro poniente.

En las imágenes 204 a 207 se muestran las graficas del comportamiento global de los muros involucrados en la simulacion numerica de la estructura ante hundimientos diferenciales. En ellas se pueden observar los valores promedio de desempeño en cuanto a la distorsion y resistencia asociada a la relacion M/MP.

Muro Norte. Puede notarse un comportamiento lineal practicamente para cualquier nivel de desplazamiento, alcanzando en promedio un valor de distorsion del orden del 10% para un valor de desempeño del 45% de capacidad maxima.

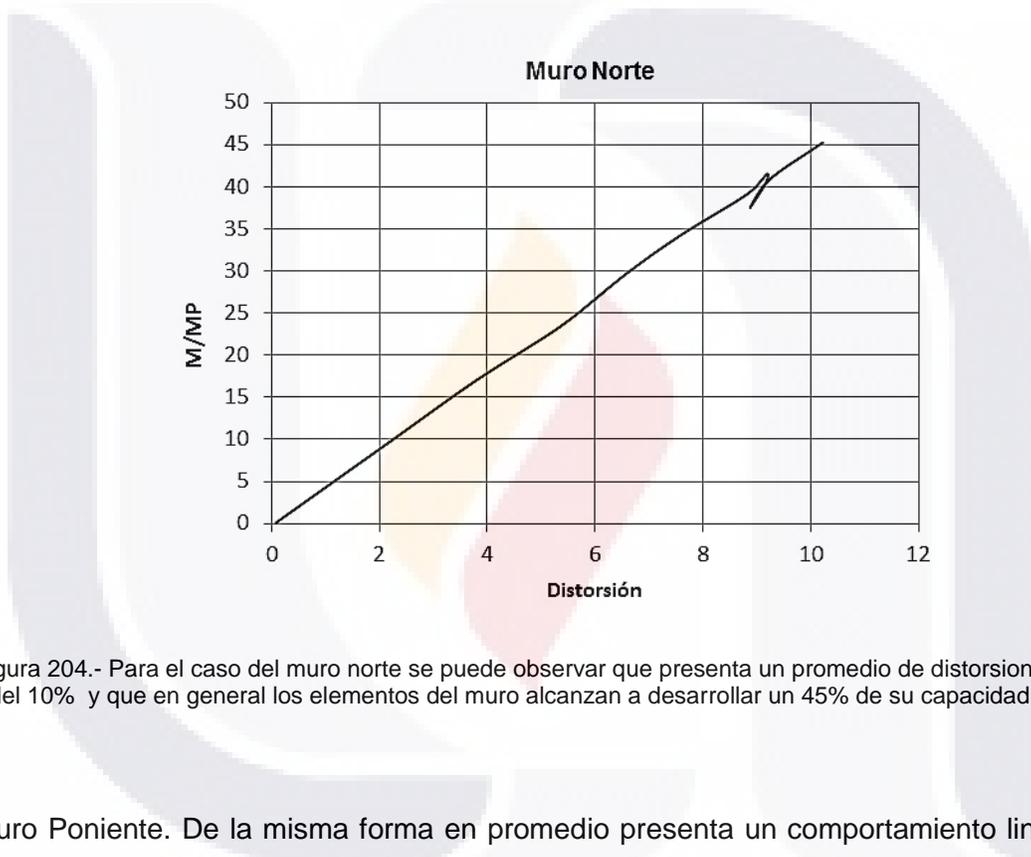


Figura 204.- Para el caso del muro norte se puede observar que presenta un promedio de distorsion alrededor del 10% y que en general los elementos del muro alcanzan a desarrollar un 45% de su capacidad máxima.

Muro Poniente. De la misma forma en promedio presenta un comportamiento lineal para un valor de distorsion de 3.6% alcanzando un 68% de su maxima capacidad. Posterior a estos valores se observa que algunos studs llegaron a su capacidad maxima para valores de distorsion menores al 4%.

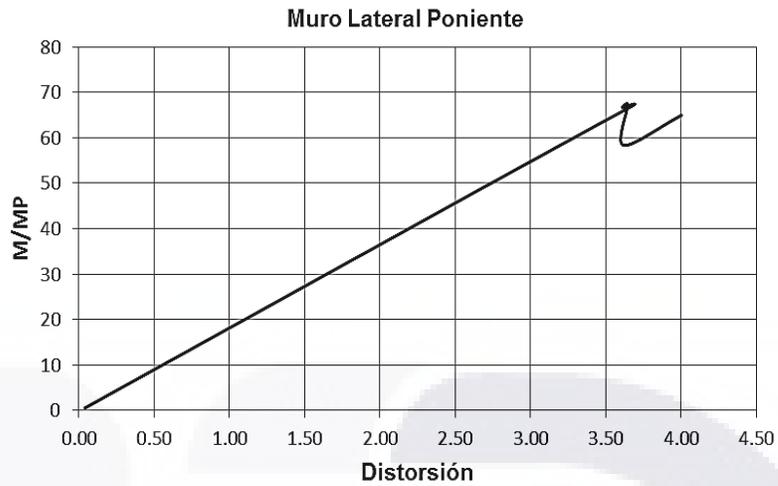


Figura 205.- Comportamiento general de los studs de muro poniente que corresponde con la simulación numérica del modelo de prototipo de vivienda afectado por hundimientos diferenciales. Se realizó por medio de un análisis estático no lineal aplicando la técnica pull-down.

Muro Central. Comportamiento lineal para un valor de distorsión promedio del 5% que le corresponde un 70% de su capacidad máxima. Para estos valores algunos elementos llegan a la falla.

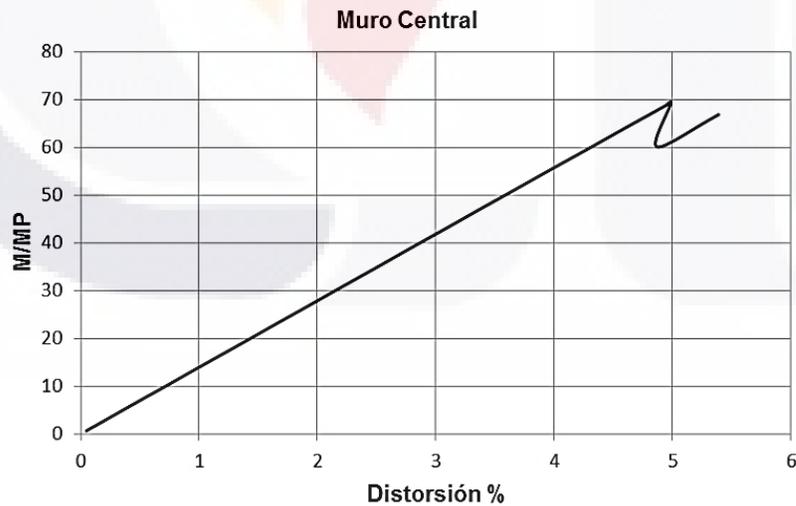


Figura 206.- Comportamiento general de los studs de muro central que corresponde con la simulación numérica del modelo de prototipo de vivienda afectado por hundimientos diferenciales. Se realizó por medio de un análisis estático no lineal aplicando la técnica pull-down

Muro Oriente. Su comportamiento global es lineal en un valor de distorsion promedio de 4.4% que le corresponde un 58% de la capacidad maxima. Todos los studs que conforman este muro practicamente presentan el mismo comportamiento.

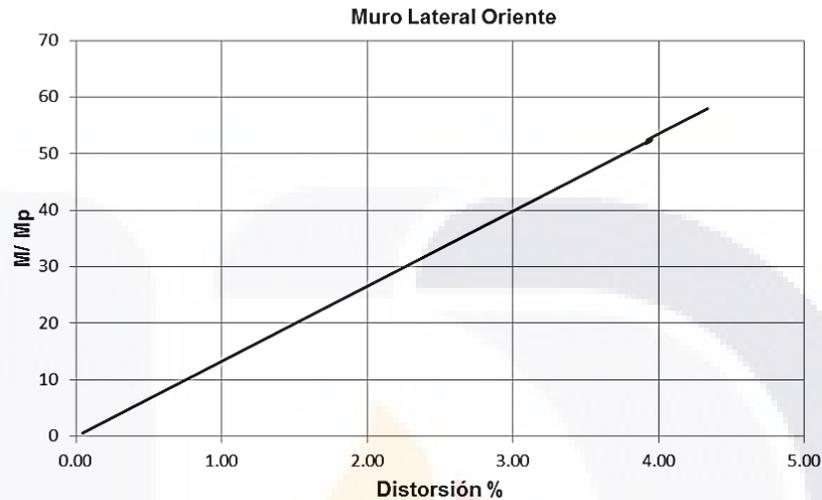


Figura 207.- Comportamiento general de los studs de muro oriente que corresponde con la simulación numérica del modelo de prototipo de vivienda afectado por hundimientos diferenciales. Se realizó por medio de un análisis estático no lineal aplicando la técnica pull-down.

7.7 Conclusiones del capítulo 7

Por medio de las pruebas experimentales efectuadas en materiales y estructuras completas se conocen las principales características mecánicas del acero rolado en frío de pared delgada. En todas ellas se percibe un material con condiciones adecuadas para generar un excelente desempeño estructural ante las cargas. Una de las características más sobresaliente de este material es la capacidad que tiene de soportar las cargas aplicadas permitiendo deformaciones considerables sin fallar subitamente, lo cual es adecuado cuando se propone para utilizarse en estructuras en zonas de subsidencia. Estos resultados experimentales son comparados con resultados obtenidos por medio del análisis numérico aplicado a la estructura completa ante asentamientos diferenciales. De esta manera se tiene la posibilidad de corroborar el desempeño que presenta el material cuando se somete a las cargas y efectos considerados en este estudio.



CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES

8 CONCLUSIONES

- De las pruebas experimentales efectuadas a las probetas de dimensiones estándar según lo establece la norma ASTM A- 375 para elementos metálicos, se deduce que el material utilizado para la elaboración de los diferentes perfiles de acero rolado en frío de pared delgada, cumple satisfactoriamente con los parámetros mecánicos de resistencia y deformación que se establecen en la norma ASTM A-653 para este tipo de material. Por otra parte la excelente capacidad de deformación que muestran las probetas es un parámetro que refleja la ductilidad que puede presentar el material al formar parte de una estructura.
- Las pruebas experimentales efectuadas en perfiles de sección canal con borde rígido 350S162-33 mostraron el comportamiento mecánico del material ante cargas axiales, así como la resistencia ante esfuerzos de compresión y los diferentes modos de pandeo. También pudo observarse la variabilidad de la forma de falla de los perfiles, ya que para elementos con la misma longitud y dimensiones, la falla no siempre se presentó de la misma forma, afectando la capacidad de carga del perfil. En elementos cortos también se pudo observar la capacidad del material para absorber esfuerzos y deformarse plásticamente sin generar la ruptura del mismo. Otra característica importante que se observa en las gráficas esfuerzo-deformación es la forma de la curva después del punto de resistencia máxima ya que indica una excelente capacidad del material para disipar gradualmente las cargas aplicadas.
- Con base en las pruebas experimentales efectuadas en marcos de acero rolado en frío con recubrimiento de poliestireno se pudo observar que el marco con poliestireno expandido proporciona suficiente rigidez al sistema con un incremento de aproximadamente el 30 % en la rigidez rotacional elástica, en comparación con el marco sin poliestireno. Por otra parte, en relación con otros materiales, el marco con poliestireno expandido presenta una mayor flexibilidad ya que permite desplazamientos significativos sin sufrir daños excesivos.

- TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS
- A pesar de los valores de resistencia obtenidos, el poliestireno incrementa en más del doble la capacidad del marco a carga lateral, y en un 25% la rigidez del sistema, en comparación con el marco sin ningún tipo de recubrimiento. Por lo que se considera un desempeño satisfactorio toda vez que adicionalmente al poliestireno el sistema constructivo requiere de un recubrimiento interior de panel de yeso, con lo que el desempeño estructural a carga lateral se verá favorecido.
 - En cuanto a la determinación de las curvas de fragilidad para marcos con diferentes materiales de recubrimiento se observa, en el caso del poliestireno, que para un valor de distorsión angular del 10%, prácticamente la estructura se mantiene sin daño, presentando apenas un 10 % de probabilidad que alcance un daño leve, mientras que con los demás materiales, para ese nivel de distorsión, la estructura presenta altas probabilidades de alcanzar el estado de daño completo. Para el caso del panel de yeso se observa que tiene una alta probabilidad de presentar daños leves y moderados con apenas un 5% de distorsión. El comportamiento del panel de silicato de calcio resulta más favorable que el que presentan el panel de madera OSB y el panel de yeso, ya que acepta mayor grado de distorsión que estos últimos. Aunque en las pruebas experimentales a carga lateral el marco con panel de poliestireno expandido presentó la menor resistencia y la mayor ductilidad en comparación con los resultados de los demás investigadores, en contraste en las curvas de fragilidad el poliestireno acusa un mejor desempeño que los otros materiales. De acuerdo con las curvas de fragilidad del marco con panel de poliestireno expandido este sistema estructural presenta un buen desempeño ante los asentamientos diferenciales ya que para una distorsión vertical del 19% existe una probabilidad del 50% de que se presente un daño completo, un 80% de que se presente un daño moderado y un 98% de probabilidad de que se presente apenas un daño leve en la estructura. De acuerdo con las pruebas experimentales se observa que el poliestireno aporta suficiente rigidez para permitir que el marco tenga un desempeño adecuado ante el efecto de pull-down. En relación con la simulación numérica ante el efecto pull-down realizada en un modelo virtual considerando los resultados de otros autores que utilizaron diferentes materiales como madera OSB, yeso y silicato de calcio se pudo concluir que el marco con panel OSB ofrece la mayor rigidez en relación con el resto de los materiales considerados, y en comparación con el marco con

poliestireno expandido probado experimentalmente, este último presenta los valores más bajos de rigidez relacionados con el momento relativo (M/M_p) y la distorsión angular. De acuerdo al modelo, los studs no presentaron una falla correspondiente a una plastificación completa de la sección en ninguno de los sistemas estructurales, lo cual indica que nunca alcanzaron el valor de M_p , debido a que primero se presentan fallas por pandeo local. Estos resultados han sido verificados de forma numérica por medio de la determinación del momento relativo así como también por medios probabilísticos calculando las curvas de fragilidad. Aunque durante la etapa experimental del marco con poliestireno ante carga lateral, este presentó la menor resistencia, en relación con los resultados de otros investigadores, el sistema tuvo el mejor comportamiento considerando la flexibilidad del sistema.

- En relación con las pruebas experimentales a los clips conectores se pudo determinar que estos presentan una excelente capacidad para soportar tanto esfuerzos cortantes como esfuerzos de compresión ya que permiten un rango amplio de deformaciones sin llegar a la ruptura o falla súbita. Por otra parte se observó que la falla recurrente en elementos a compresión fue la causada por la flexión de la placa vertical ya que los tornillos de fijación en ambos lados del clip conector se mantuvieron sin daño alguno. En las pruebas de cortante se pudo observar en algunos casos el desgarre del clip en la conexión, sobre todo en los elementos de menor espesor.
- En cuanto a la primera fase de las pruebas experimentales a la estructura a escala real se pudo determinar que de acuerdo con el desplazamiento total aplicado al prototipo de vivienda se observa una estructura con una excelente flexibilidad y con capacidad suficiente para soportar asentamientos del orden de 9 centímetros sin que los elementos y conexiones lleguen a fallar. Los daños ocurridos al track inferior de carga se consideran locales e inducidos por la falla de los elementos de fijación del dispositivo móvil a la estructura. La distorsión permitida para el máximo desplazamiento alcanzado fue del orden del 6%. Los esfuerzos inducidos al resto de los elementos estructurales se consideran no permanentes ya que estos regresaron a su condición original al retirar la carga aplicada. Estos resultados se compararon con los obtenidos por medio de la simulación numérica en donde

virtualmente el modelo alcanzó un promedio de distorsión del 13% y los studs alcanzaron en algunos casos un 100% de su capacidad.

- En lo que corresponde con la segunda fase experimental se logró aplicar a la estructura un desplazamiento máximo de 15 cm. Debido a los desplazamientos diferenciales, el muro poniente se desplazó 10 cm, el muro central alcanzó los 15 cm mientras que el muro oriente desarrolló 5 cm de desplazamiento. Para estos valores de desplazamiento, algunas conexiones y elementos estructurales alcanzaron su capacidad máxima y comenzaron a fallar. El caso más representativo de esta fase corresponde con el comportamiento mecánico del muro central que registró el máximo de los desplazamientos alcanzando una distorsión angular de 10% para lo cual se pudo observar la falla de algunos elementos estructurales como conectores, studs y tracks. De acuerdo con estas observaciones se pudo estimar experimentalmente que para un desplazamiento de 12 cm y una distorsión angular del orden del 8%, la estructura se mantiene en buenas condiciones sin daños considerables que pongan en riesgo su estabilidad y puede seguir trabajando normalmente. Estos resultados se corroboraron con el modelo virtual el cual registró una distorsión máxima del 10% en el muro central y en el cual algunos de los studs alcanzaron el 100 % de su capacidad.
- Finalmente se puede concluir que el uso de elementos de acero rolado en frío de pared delgada con recubrimiento de poliestireno expandido, podría ser adecuado para aplicarse en estructuras que se utilicen en la construcción de viviendas ubicadas en zonas afectadas por asentamientos diferenciales causados por subsidencia, principalmente porque tiene una excelente capacidad para soportar cargas sin fallar súbitamente, el tipo de conexiones permite cierto grado de flexibilidad a la estructura, además por el sistema de estructuración modular que presenta tanto en muros como en losas, la estructura tiene características idóneas para adaptarse a las deformaciones del terreno sin colapso súbito, lo que lo hace un sistema constructivo adecuado para aplicarse en zonas inestables.

GLOSARIO

Acero rolado en frío. Tipo de acero que se utiliza para elaborar perfiles por medio del doblado en frío por medio de prensa o rolado de la sección por medio de rodillos.

Análisis de primer orden. Análisis estructural en el cual las condiciones de equilibrio se formulan sobre la estructura sin deformarse.

Análisis de segundo orden. Análisis estructural en el cual las condiciones de equilibrio se formulan considerando la estructura deformada.

Análisis elástico. Análisis estructural basado en la hipótesis de que la estructura regresa a su condición original cuando se retira la carga.

Análisis plástico. Análisis estructural suponiendo un comportamiento rígido-plástico.

Ancho efectivo. El ancho reducido de una placa plana suponiendo una distribución uniforme de esfuerzos que produce los mismos efectos que la sección real sometida a un estado complejo de esfuerzos.

Anclaje Hold down. Tipo de sujeción al piso que consiste en elementos metálicos prefabricados en forma de escuadra que logran un anclaje del muro con la cimentación por medio de tornillos o espárragos ahogados o incrustados en el concreto.

Arriostramiento diagonal, contraventeo diagonal. Cerchas o bandas delgadas colocadas en los muros y que trabajan a carga axial.

Articulación plástica. Zona plastificada que se forma en un elemento estructural cuando se alcanza el momento plástico y la sección transversal tiene capacidad para seguir rotando.

Carga de servicio. Carga con la cual se evalúa el estado límite de servicio.

Carga lateral. Carga actuando en dirección horizontal, tal como los efectos producidos por el viento o sismo.

Carga. Fuerza u otra acción que es aplicada a las estructuras o elementos estructurales.

Cedencia. Estado límite de deformación inelástica que ocurre después de que se ha alcanzado el esfuerzo de fluencia.

Clip conector. Pieza metálica en forma de escuadra que se utiliza para unir diferentes elementos estructurales de acero rolado en frío.

Conexión. Combinación de elementos estructurales y juntas para transmitir fuerzas entre dos o más elementos.

Curva de capacidad. Se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis según la cual el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante.

Curvas de fragilidad. Son curvas que describen la probabilidad de que una estructura exceda un determinado estado de daño en relación con un parámetro externo como puede ser movimientos sísmicos, la acción del viento o la subsidencia.

Desplazamiento lateral. Movimiento horizontal de una estructura bajo la acción de cargas laterales.

Dintel. Pieza que se dispone en forma horizontal sobre los vanos de puertas y ventanas con el fin de desviar las cargas verticales hacia los studs más cercanos.

Panel OSB. Panel estructural de madera, técnicamente elaborado y compuesto de virutas de madera rectangulares colocadas en capas que forman ángulos rectos unas con otras.

EPS. Placas de poliestireno expandido que se utilizan como aislante termo-acústico en el sistema de marcos de acero rolado en frío.

Galvanizado. El galvanizado es la aplicación de una fina capa de aleación de zinc o zinc aluminio al acero para aumentar su resistencia a la corrosión.

Momento plástico. Momento resistente teórico de una sección que ha cedido completamente.

Muro de cortante. Muro estructural que en su plano suministra al sistema estructural resistencia a cargas laterales.

Pandeo. Deformación en un elemento estructural causado por la aplicación de las cargas.

Pandeo distorsional. Involucra deformaciones que usualmente aparecen como una combinación de pandeo local y global, donde parte de la sección transversal (por ej. El patín) responde rígidamente por torsión o desplazamiento alrededor de un punto (por ejemplo la unión del alma) y otra parte de la sección transversal (por ejemplo el alma) se somete a flexión.

Pandeo global. Modo de pandeo en el cual un miembro en compresión se flexiona lateralmente sin torcerse o girar.

Pandeo local. Involucra básicamente la flexión de los elementos placa que forman la sección transversal. Respecto a las deformaciones de la sección transversal, las líneas de doblez de los elementos no se trasladan sino simplemente giran ya que cada elemento de compresión se flexiona fuera del plano.

Pull-down. Efecto de generar un desplazamiento vertical de una estructura simulando el efecto producido por asentamientos diferenciales.

Rigidez. La resistencia a la deformación de un elemento estructural medida como la relación entre la fuerza aplicada dividida por el correspondiente desplazamiento.

Track. Elemento estructural de acero rolado en frío que une los studs en sus extremos superior e inferior.

Stud. Perfil de acero rolado en frío dispuesto en forma vertical entre el track superior e inferior de un muro-panel.

Subsidencia. Movimiento vertical o hundimiento de una masa de suelo que se ve reflejado en la superficie terrestre.

Tornillo autoperforante.- Tornillo con punta de broca que realiza los cuatro pasos para fijar una pieza en sola una operación: perfora, rosca, fija y aprieta.



REFERENCIAS

Abaqus, 2006. Abaqus/CAE 6.10. Software de simulacion por elemento finito. Dassault Systemes Simulia, Corp. Providence, RI, USA.

Afinidad eléctrica (2015). Aplicación de la Termografía infrarroja en mantenimiento predictivo. Página web. www.afinidadelectrica.com/articulo.php?IdArticulo=148.

Aguirre G.J, Zúñiga R, Pacheco F.J., Guzmán M., y Nieto J.,(2000) "El graben de Querétaro, Querétaro, México. Observaciones de fallamiento activo", Geos, boletín de la Unión Geofísica Mexicana. México, v.20,p.2-7, 2000.Disponible en <http://www.geociencias.unam.mx/~ger/2000_Geos.pdf>, acceso 5 de Marzo de 2014.

AISI (American Iron and Steel Institute) (2007), North American specification for the design of cold formed steel structural members, 2007 Edition.

AISI (American Iron and Steel Institute) (2014), Overview of Cold –Formed Steel Applications in Building Construction. [www. Smdisteel.org /construction/files/SMDI Construction](http://www.Smdisteel.org/construction/files/SMDI_Construction). Visto 26 Enero 2014.

Allen, Alice (1984) Types of land subsidence, in Guidebook to studies of land subsidence due to ground-water withdrawal. EUA: UNESCO-AGU, 263-277.

American Iron and Steel Institute, (2012), Standard for cold-formed steel Framing-Truss Design, Washington D.C.

American Society of Civil Engineers (ASCE). Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-06), Reston, VA, (2007) 416.

Amperis Products SL, 2007. Principios básicos de la termografía. Página web www.amperis.com (2007).

Aranda, J. J. y Aranda M. (1985) "Análisis del Agrietamiento en la ciudad de Aguascalientes", Reporte técnico preparado para el Centro Tecnológico de la Universidad Autónoma de Aguascalientes, México.

Arroyo M.G, Zermeño E. y Castañeda J.A., (2004). El agrietamiento en Aguascalientes, causas y efectos, primera edición; universidad autónoma de Aguascalientes, Aguascalientes, 2004

Arroyo M.G., Arzate J., Rojas E., Martínez J.R., Yutsis V., Pacheco J., Frías A.O., y Ochoa H.G., (2003). Causas y efectos de las grietas y fallas en el valle de Aguascalientes, Cuaderno de trabajo editado por el CONACYT, SIHGO

Arzate, J (2006), Estudio Geológico-Geofísico para la evaluación de los hundimientos y agrietamientos en el área metropolitana San Luís Potosí-Soledad de Graciano Sánchez. Informe final. 118 p.

ASTM E-564 (2001). Standard Practice for Static Load for Shear Resistance of Framed Walls for Buildings, American Society for Testing and Materials.

ATC 40, (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, SSC Report No. 96-01, Seismic Safety Commission, State of California, Sacramento, California. Developed by the Applied Technology Council. 1-316.

ATC-58 (2009). Guidelines for Seismic Performance Assessment of Buildings. Prepared for U.S. Department of Homeland Security (DHS). Applied Technology Council. Redwood City, California.

ATC-58-2, (2003). Preliminary evaluation of methods for defining performance, for U.S. Department of Homeland Security (DHS). Applied Technology Council. Redwood City, California.

Ayhan D, Schafer B., (2012). Moment-Rotation Characterization of Cold-Formed Steel Beams. Research Report. Advancing Cold-Formed Steel Earthquake Engineering. 02 p 1-33.

Baran, E., & Alica, C. (2012). Behavior of cold-formed steel wall panels under monotonic horizontal loading. *Journal of Constructional Steel Research*, 79(0), 1-8. doi:10.1016/j.jcsr.2012.07.020

Behrooz H. Soroori Rad, (2010) Experiments on Cold-Formed Steel Beams with Holes, Thesis submitted to the Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Master of Science In Civil Engineering, May 3, 2010, Blacksburg, Virginia

Bonett Díaz, Ricardo León, 2003. Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. [WWW Document]. URL <http://www.tdx.cat/handle/10803/6230> (accessed 2.9.13).

Boscardin, M, Walker M. (1989). Ground movement , building response and protective measures. Proceedings of the conference. For American Society of Civil Engineers, p- 12. Boston, Massachusetts.

CAAMAÑO E., (2009). Estudio teórico y experimental de los modos de pandeo de perfiles estructurales de acero de chapa delgada, conformados en frío, de sección abierta y con perforaciones sometidos a compresión. Proyecto Final de Carrera. Universitat Politècnica de Catalunya (UPC).

CFSEI (Cold-Formed Steel Engineers Institute) (2007), "Durability of cold-formed steel framing members", Technical Note D001-07.

Chamorro Ramos O. (2005) Análisis de los movimientos del terreno producidos por la excavación mecánica del túnel de la L9 en la zona de Santa Coloma de Gramenet, Tesis Universidad Politécnica de Cataluña. <http://hdl.handle.net/2099.1/3270>

Chaussard Estelle Wdowinski Shimon, Cabral Cano Enrique, Amelung Falk. (2014). Land subsidence in central Mexico detected by ALOS InSAR time series. *Journal of Remote Sensing and Environment*, Elsevier. P 94-106.

Chen H., Schafer B., LaBoube R. (2007), "Direct strength method for cold-formed steel", *Structure Magazine*, pp. 29-34.

Construtek, (2014). Vivienda Metalcon. Página web. <http://www.construtek.cl>.

Consulsteel (2014). Manual de procedimiento. Construcción con Steel framing. Página web www.consulsteel.com.

CUFSM (2007). Cornell University Finite Strip Method. Software libre de aplicación para elementos de acero rolado en frío de pared delgada, desarrollado por Ben Schafer.

CUFSM v2.6, Elastic Buckling Analysis of Thin-Walled Members by Finite Strip Analysis, <http://www.ce.jhu.edu/bschafer/cufsm>.

Dubina, D., (2008). Structural analysis and design assisted by testing of cold-formed steel structures. *Thin-Walled Structures* 46, 741–764. doi:10.1016/j.tws.2008.01.030.

El Universal, (2007). Hundimiento de tierra en Guatemala. Página web, www.eluniversal.com.mx/notas/408644.html. Revisado el 15 de Diciembre de 2014.

Fang, Hsai-Yang, (1997), *Introduction to environmental geotechnology*. ISBN 0-8493-8288-2, 652 p. Boca Raton, Fl.

FEMA 273 NEHRP (1997) *Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency. p 435.

FEMA 356,(2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency. 65-352.

FEMA 450-1, (2003). *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*, Federal Emergency Management Agency. p 1-288.

FEMA 461, (2007). *Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components*, Federal Emergency Management Agency. p -138.

Figuroa Vega G. F., (1989); *Mecanismos de producción de grietas inducidas por la explotación del agua subterránea*. *Alternativas Tecnológicas* 29, pp. 373-378, Academia Mexicana de Ingeniería.

Figuroa Vega G.F. (1984). Case history 9.8, México: Guidebook to studies of land subsidence due to ground-water withdrawal, prepared for the International Hydrological Program, Working Group 8.4. 217-232.

Gabrysch, R.K (1984). Case history 9.12 The Houston-Galveston region Texas, USA in Guidebook to studies of land subsidence due to ground-water withdrawal. EUA: UNESCO-AGU, 253-262.

Galloway, D.L, Burbey, T.J. (2011), Review : regional land subsidence accompanying groundwater extraction. *Hifrogeology Journal*, 19, 1459 1486.

Garduño V.H., Arreygue E., Israde I., y Rodríguez G.M.,(2001). Efectos de las fallas asociadas a sobreexplotación de acuíferos y la presencia de fallas potencialmente sísmicas en Morelia, Michoacán, México, *Revista Mexicana de Ciencias Geológicas*. 18 (2001) 37-54.

Global Building System México S de RL de CV, (2013).Manual y Especificaciones Técnicas del Sistema Constructivo, Querétaro, México.

Hernández-Castillo Luis A, Ortiz-Lozano José A, Hernández-Marín Martin, Pacheco-Martínez Jesus, Zermeño-deLeón, Mario E, Soto-Bernal Juan J, Ramos-RuizFlores Jorge, Soto-Zamora Miguel A. (2015). Fragility curves for thin-walled cold-formed steel wall frames affected by ground settlements due to land subsidence. *Thin-Walled Structures*, Volume 87, February 2015, Pages 66-75.

Holzer, T., & Johnson, A. I. (1985). Land subsidence caused by ground water withdrawal in urban areas. *GeoJournal*, 11(3), 245-255. doi:10.1007/BF00186338

Indiamart, (2014), Cold roll formed machine. Página web, www.indiamart.com/techno-economic-consultants/roll-forming-machines.html

Kalavagunta S., Naganathan S., Bin Mustapha K.N., (2012). Pushover analysis for cold formed storage rack structures. *Jordan Journal of Civil Engineering* 6 p. 489-500.

Moreno González, Rosangel, (2006). Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona [WWW Document]. URL <http://www.tdx.cat/handle/10803/6247> (accessed 3.3.14).

Moreno González, Rosangel, 2006. Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona [WWW Document]. URL <http://www.tdx.cat/handle/10803/6247> (accessed 3.3.14).

Morgan, K.A, Sorhouet, M.A.(2002), Performance of cold-formed Steel-framed shear walls: alternative configurations, NAHB Research Center, Research Report, R P 0 2 – 7, 1-34.

Negelescu C., (2010). Parametric Studies and Quantitative Assessment of the Vulnerability of a RC Frame Building Exposed to Differential Settlements. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 10 p 1781-1792.

Nithyadharan, M., & Kalyanaraman, V. (2012). Behaviour of cold-formed steel shear wall panels under monotonic and reversed cyclic loading. *Thin-Walled Structures*, 60(0), 12-23. doi:10.1016/j.tws.2012.05.017.

Pan, C.-L., Shan, M.-Y., (2011). Monotonic shear tests of cold-formed steel wall frames with sheathing. *Thin-Walled Structures*. 49 p 363–370.

Park, R. (1988). "Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing". 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, Vol.VIII

Pastor, M.M., Roure, F., 2008. Open cross-section beams under pure bending. I. Experimental investigations. *Thin-Walled Structures* 46, 476–483. doi:10.1016/j.tws.2007.10.013

Perry Biomass, (2014). Engineering and manufacturing. Página web <http://www.perrybiomassengineering.co.uk/folding>

Poland, J.F. y Lofgren, B.E. (1984). Case history No 9.13. San Joaquin Valley, California, EUA. En J.F. Poland (Ed.). *Guidebook to studies of land subsidence due to ground-water withdrawal*. EUA: UNESCO-AGU, 263-277.

Prokopovich, N.P., (1978). "Genetic classification on land subsidence". 'Evaluation and Prediction of Subsidence'. ASCE. 389-399

Puntogob, (2014). Plantean usar fondo de capitalidad para atender grietas en Iztapalapa. Página web, <http://puntogob.com/2014/11/plantean-usar-fondo-de-capitalidad-para-atender-grietas-en-iztapalapa/>.

Rodríguez,Castillo Ramiro, 2006, Consecuencias sociales de un desastre inducido, subsidencia. *Nota Técnica, Boletín de la sociedad geológica mexicana, número especial de geología urbana tomo LVIII, núm. 2, 2006 p 265-269.*

Rojas, E., Arzate, J. y Arroyo, M. (2002). "A method to predict the group fissuring and faulting causes by regional groundwater decline", *Engineering Geology*. 65, 245-260

Sakumoto, Y., Hirakawa, T., Masuda, H., Nakamura, K., 2003. Fire Resistance of Walls and Floors Using Light-Gauge Steel Shapes. *J. Struct. Eng.* 129, 1522–1530. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:11(1522).

SAP2000 (2008). *Structural Analysis Program Advanced version 12.0.0*. Computers and Structures, Inc. Berkeley, Ca.

Sarmanho, A. M. y Moraes, R. C., (2007) "Steel Framing: Arquitectura", Instituto Latinoamericano del Fierro y del Acero (ILAFA), ISBN: 978-956-8181-02-4, 119 pp.

Schafer B. (2006), "Design cold-formed steel using the direct strength method", 18th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, October 26-27, Orlando, Florida.

Schafer B. y Ádány S. (2006), "Buckling analysis of cold-formed steel members using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods", 18th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, October 26-27, Orlando, Florida.

Seong-Hoon J, Aman M. Mwafy, Amr S. Elnashai (2011). Engineering Structures Journal, 34, 527-537.

SIFAGG (2014), "Sistema de Información de Fallas Geológicas y Grietas 2014", Secretaría de Obras Públicas del Estado, Gobierno de Aguascalientes.

Soto Z. M. (2013). Diseño, construcción e instrumentación de plataforma simuladora de hundimientos diferenciales a escala real. Tesis de maestría. Aguascalientes, Mex.

Steel Framing Alliance (2007), "A builders guide to steel frame construction", www.steel framing.org.

Taranilla, G (2009), Estudio comparativo de viabilidad económica y comercial de promociones de viviendas: sistema convencional y sistema industrializado de acero ligero. Escuela Politécnica Superior de Edificación de Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona España.

Tecmoelec, 2015, Tecnología del Montaje Electrico. Aplicaciones de la termografía en instalaciones eléctricas. Página web, www.activeweb.es/tecmoelec/termografia.

The Bradbury Group (2014).Light gauge Steel framing. Página web (<http://www.bradburygroup.com/bradbury-light-gauge-steel-framing.cfm>).

UNESCO (1984), "Guidebook to studies of land subsidence due to ground-water withdrawal", prepared for the International Hydrological Program, Working Group 8.4, Joseph F. Poland Chairman and Editor.

USGS (1995), "Open-File Report 94-532", Prince, K.R., Galloway, D.L. and Leake, S.A. eds. U.S. Geological Survey Subsidence Interest Group Conference, Edwards air force base, Antelope Valley, California.

Ussteel (2014), foto galería. Página web www.ussteel.com.

Wanniarachchi, S (2005). Flexural behaviour and design of cold-formed Steel beams with rectangular hollow flanges. Tesis de doctorado. School of urban development, Queensland University.

Wilkinson Tim, Hancock G. (1999). Tests of cold-formed rectangular hollow section portal frames. Research report N^o R 783 The University of Sydney, p-102.

Yamamoto, S. (1984). Field measurement of deformation, in Guidebook to studies of land subsidence due to ground-water withdrawal. EUA: UNESCO-AGU, 17-35

Yu W.W. (2000), "Cold formed steel design", third Edition, John Wiley and Sons. E.U.A. Electronic book ISBN 0-471-34809

Yu, C, Schafer, B.W., (2006). "Distortional buckling tests on cold formed steel beams". Journal of Structural Engineering, ASCE, 515-528.

Yu, C., 2010. Shear resistance of cold-formed steel framed shear walls with 0.686 mm, 0.762 mm, and 0.838 mm steel sheet sheathing. Engineering Structures 32, 1522–1529.

Yu, C., Schafer, B.W. (2003). "Local buckling Test on Cold-Formed Steel Beams." Journal of Structural Engineering. ASCE, 129 (12) 1596-1606

Zermeño M.E., Mendoza E., Calvillo G.,(2004). Medición del hundimiento y modelado para estudiar el agrietamiento de la ciudad de Aguascalientes. Investigación y ciencia. 12 p. 35-40

Zhou Xuhong, Shi Yu, (2006). Study On Shear Resistance Of Cold-Formed Stud Walls In Residential Structure, in: Advances in Engineering Structures, Mechanics & Construction. Volume 140, Part 4, 423-435



ANEXO A

Carta de aceptación y artículo de la Revista Thin- Walled Structures

-----Mensaje original-----

De: ees.twst.19f.2d2d59.cb96e29f@eesmail.elsevier.com

[mailto:ees.twst.19f.2d2d59.cb96e29f@eesmail.elsevier.com] En nombre de Benjamin Schafer

Enviado el: lunes, 10 de noviembre de 2014 09:14 a.m.

Para: jose.ortiz.lozano@gmail.com; jose_ortizlozano@hotmail.com

Asunto: Your Submission

Ms. Ref. No.: TWST-D-13-00490R1

Title: Fragility curves for thin-walled cold-formed steel wall frames affected by ground settlements due to land subsidence Thin-Walled Structures

Dear JOSE,

I am pleased to inform you that your paper "Fragility curves for thin-walled cold-formed steel wall frames affected by ground settlements due to land subsidence" has been accepted for publication in Thin-Walled Structures.

Please see the attached comments in preparing your final manuscript for publication.

When your paper is published on ScienceDirect, you want to make sure it gets the attention it deserves. To help you get your message across, Elsevier has developed a new, free service called AudioSlides: brief, webcast-style presentations that are shown (publicly available) next to your published article. This format gives you the opportunity to explain your research in your own words and attract interest. You will receive an invitation email to create an Audio Slides presentation shortly. For more information and examples, please visit <http://www.elsevier.com/audioslides>.

Thank you for submitting your work to Thin-Walled Structures.

Yours sincerely,

Benjamin William Schafer, Ph.D.
Receiving Editor
Thin-Walled Structures



Contents lists available at ScienceDirect

Thin-Walled Structures

journal homepage: www.elsevier.com/locate/tws



Fragility curves for thin-walled cold-formed steel wall frames affected by ground settlements due to land subsidence



Luis A. Hernández-Castillo^a, Jose A. Ortiz-Lozano^{a,*}, Martin Hernández-Marín^a, Jesús Pacheco-Martínez^a, Mario E. Zermeño-deLeón^a, Juan J. Soto-Bernal^b, Jorge Ramos-RuizFlores^a, Miguel A. Soto-Zamora^a

^a Department of Construction and Structures, Autonomous University of Aguascalientes, Av. Universidad 940, Module 108, 20131 Aguascalientes, Mexico
^b Instituto Tecnológico de Aguascalientes, Av. A. López Mateos 1801 Ote., 20256 Aguascalientes, Mexico

ARTICLE INFO

Article history:
 Received 16 December 2013
 Received in revised form 11 July 2014
 Accepted 10 November 2014

Keywords:
 Cold-formed steel wall frames
 Land subsidence
 Ground settlements
 Static non-linear analysis
 Pull-down
 Fragility curves

ABSTRACT

This report presents the results of a study on the performance of thin-walled cold-formed steel wall frames with different sheathing systems affected by angular distortions simulating ground differential settlements due to land subsidence. The wall frames are sheathed with different systems: expanded polystyrene, OSB, calcium silicate and gypsum board. Using experimental testing and numerical simulation, moment–rotation curves were calculated for the studs. A non-linear static pull-down analysis was performed producing several degrees of angular distortion simulating ground settlements. Lastly, fragility curves were calculated based on three levels of damage for wall frames with different sheathing systems.

© 2014 Elsevier Ltd. All rights reserved.

1. Introduction

Ground failure associated with land subsidence is the primary geotechnical hazard in several cities in central Mexico that has caused enormous economic loss by damaging public and private properties, including dwellings. The damage caused by ground failures is variable and considerable, even though the local government is aware of this problem and has undertaken steps to mitigate ground failure-related damages. Active fracture zones associated with land subsidence induce displacements in buildings in the form of differential settlements, which cause damage to structural systems in dwellings, especially those based on masonry, because of their low capacity to absorb angular distortion. The most widely used structural systems are confined masonry walls with reinforced concrete beams and columns as well as internal reinforced masonry, both of which meet the requirements for structural masonry located in seismic zones. However, the problem of subsidence induces different structural distortions compared with the problems caused by dynamic lateral loads.

Cold-formed steel sections have instability problems because of the effects of certain buckling modes due to the slenderness of the

section [1]. One of the principal uses for this type of material is for structural frames in the form of modules, which are most commonly assembled using elements with edge-stiffened flanges and elements with simple flanges with different dimensions and gages. One of the advantages of this type of modular system is its versatility for industrial production, which has a direct impact on manufacturing and quality control. Although these cold-formed steel frames have been used for decades, their application as principal elements that support load is relatively new, which is why the specifications and related standards associated with the application of this system and its behavior under lateral loads continue to be improved and perfected [2]. Furthermore, the majority of studies on cold-formed steel structures have been primarily focused on their performance under seismic events, e.g., the performance under lateral loads using non-linear static push-over analysis, as described in the specifications provided by the Applied Technology Center [3]. However, few studies have focused on the case of cold-formed steel structures affected by ground settlement due to land subsidence phenomenon; therefore, conducting research on this issue is a priority for zones affected by land subsidence. The primary objective of this study is to assess the structural performance of thin-walled cold-formed steel wall frames with different sheathing systems to be used in zones affected by ground settlement; because of its mechanical properties, the structural performance could allow large displacements to be absorbed without failing. Likewise, because an industrialized construction method is being used, the rehabilitation, repair and/or structural

* Corresponding author.
 Tel.: +52 449 910 84 56, +52 449 111 67 77; fax: +52 449 910 84 51.
 E-mail address: jose.ortiz.lozano@gmail.com (J.A. Ortiz-Lozano).

<http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2014.11.010>
 0263-8231/© 2014 Elsevier Ltd. All rights reserved.

reinforcement costs of these structures once damaged by land subsidence will be much lower than those corresponding to systems using traditional housing construction. In this report, the results of an experimental and numerical study, with the objective of assessing the performance of thin-walled cold-formed steel wall frames under angular distortion and simulating the differential ground settlements due to land subsidence phenomenon, are presented.

1.1. Land subsidence

Over the past few decades, the land subsidence phenomenon by ground water withdrawal has extended into valleys in Mexican territory where the aquifer is formed by non-consolidated materials, such as alluvial deposits and lacustrine or sedimentary volcanoes [4–12]. The fracturing associated with subsidence has been carefully studied in several parts of the world [13–16]. The costs associated with subsidence are critical when damage occurs in densely populated cities, which is true for most cases in Mexico. However, there are no studies quantifying economic losses for the damages related to land subsidence. In these cases, the effects of ground failures related to subsidence are often detected after differential settling of the buildings has already begun, and, in certain cases, the studies do not begin until damage has already occurred, such as cracks in the walls. Subsidence and fracturing are two conditions that can consequently damage a large number of housing structures, especially houses made of masonry because of its low ductility and low capacity to absorb angular distortion.

1.2. Non-linear static push-over analysis

The design guide NEHRP (ATC-40) provides a complete description of the non-linear static push-over analysis method; it also includes certain orientations for models and the assessment of behaviors after the elements and structural components have yielded. [17]. The push-over analysis is where the model of the structure is subjected to a previously defined monotonic horizontal load, which is incremented until it reaches its maximal considered displacement or the structure fails. The goal of the push-over analysis is to assess the structural performance, estimate the strength and capacity of deformation using a static non-linear analysis and compare these capacities with the demands based on the levels of performance [18]. Although the static non-linear analysis of structures has been recently included in the design process for new building construction, the procedure itself is not new and has been used for several years in investigative and design applications. This procedure has become simpler because it allows a direct assessment of the response of structures from horizontal displacements caused by earthquakes of considerable magnitude, and it can be a good alternative in relation to other procedures that are more complex in their analysis [19]. This procedure uses non-linear simplified techniques to estimate the structural deformation. However, the non-linear dynamic procedure, commonly known as non-linear time-history analysis, requires considerable judgment and experience to perform; it can be used only inside the limits described in the specifications [20]. The push-over analysis is represented by the capacity curve of the structure, which is a load–displacement curve that represents the horizontal shear force and the displacement on top of the structure. The capacity of a structure depends on its strength and the capacity of deformation of its components.

1.3. Non-linear static pull-down analysis

The pull-down analysis of a structure can be considered when one of its supports suffers a vertical displacement, generally downwards. The results for this type of analysis are similar to the results that occur when a static non-linear push-over is used; the only difference is the

direction in which the displacements are evaluated. In the push-over analysis, the horizontal displacements are assessed; in the pull-down analysis, the focus is on the vertical displacements, which can be generated by different causes. An important parameter in this type of vertical displacement (settlement) is its rate, which depends on the landslide type or other phenomenon that affects the structure. The primary difficulty in obtaining reliable results for landslides compared with other natural threats, such as earthquakes or flooding, is caused by the complexity in modeling landslides, identifying the relevant parameters of intensity and assessing the vulnerability using the quantitative method. According to Negulescu [21], there are three general methods to predict the damage in structures due to the movement and settlement of foundations:

- empirical method, which establishes a criteria for serviceability in linking the observed deformations of field measurements with damage;
- methods using the fundamentals of structural engineering;
- methods based on numerical modeling.

The methodology followed in the current case consisted of performing non-linear pull-down analysis for different types of cold-formed steel wall frames affected by vertical displacement and simulating the effect produced by land subsidence, which develops gradually in buildings over the years.

1.4. Fragility functions

Fragility functions describe the probability that a structure exceeds a determined state of damage related to a dependent parameter [22] e.g., the inter-story drift (ISD) or the peak ground acceleration (PGA) in the case of evaluating the seismic performance [23]. It can be stated that these functions are a measurement of vulnerability for a structure in probability terms. The methodology to obtain the fragility curves is governed by document ATC-58 [24], which establishes specific guidelines in developing fragility curves for a given structure or element; these procedures have to be followed to secure an adequate and reliable fragility curve development. The fragility curves are constructed using cumulative lognormal distribution functions; they are based on two fragility parameters, a median value (θ) and a dispersion value (β), which is a lognormal dispersion value of the function in relation to the (x) variable, which is the dependent parameter.

2. Methodology

2.1. Experimental methodology

Thin walled cold-formed steel wall frames with a longitude of 1600 mm and a height of 1500 mm were used (see Fig. 1); they were structured with simple channel section 350T125-33 elements (tracks) on the top and bottom parts of the frame and vertical stiffened channel section 350S162-33 elements (studs). The center to center distance between the studs was 400 mm. Used as a sheathing material, a high-density expanded polystyrene panel with a thickness of 75 mm was inserted between the studs. The connections between the studs and the tracks were made using NN° 8 flat head self-drilling screws with a longitude of 20 mm and applied to each joint; thus, four screws were used. To fasten the wall frames to the ground, “hold-down” type anchors at a right angle, constructed of steel plate A-36 of 4-mm thickness, were put in each bottom end of the frame; the anchors fastened the frame using 14 self-drilling screws N° 10 that were 38 mm in longitude, and a steel screw A-307 Gr. B with a diameter of 16 mm was used to anchor the frame to the ground. A double action hydraulic actuator with a 160 kN capacity connected to a load beam was necessary to apply the monotonic horizontal load on

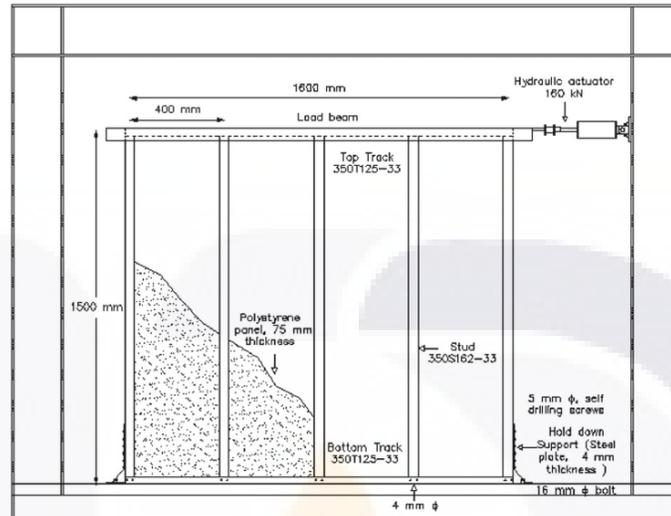


Fig. 1. Layout of the experimental test.

the top end of the frame, which was gradually increased to reach a 151 mm target displacement. Measuring instruments were placed on the points of interest to evaluate the displacements for a total of 20 points distributed uniformly on the area of the frame. The average rate of load application was 8 mm/min. Tests on lateral load in thin walled cold-formed steel wall frames were conducted to obtain information related to the mechanical performance of the wall in terms of the elastic rotational stiffness of the system to calibrate the parameters of the finite element models.

2.1.1. Elastic rotational stiffness

The elastic rotational stiffness values of the wall frame that served in the calibration of the numerical simulation models were determined using tests where the frames described previously were subjected to lateral loads. Wall frames with and without expanded polystyrene sheathing of 75-mm thickness were tested. The expanded polystyrene is essentially used as an isolating thermoacoustic element; nevertheless, in the current study, the contribution of this material towards the structural behavior of the system was evaluated. However, one of the objectives of the experiment was to estimate the contribution of this material to the lateral strength of the wall frames. The manner in which the polystyrene panel is inserted between the studs significantly increases the lateral load strength of the wall frame.

2.2. Numerical methodology

2.2.1. Experimental models used

As the first step in the numerical methodology, the experimental results conducted and published by different authors [25–28] for the lateral load–displacements of different models of wall frames for cold-formed steel sections with different sections, gages, dimensions, separations and sheathing materials, such as wood OSB, calcium silicate and gypsum board panels, were taken as a reference; the load–displacement curves are depicted in Fig. 2, including our own expanded polystyrene system.

The goal was to numerically simulate the behavior of all of these structures using a non-linear analysis software (SAP, 2000) [29] to reproduce the load–displacement curves. Using the lateral

load–displacement curves of each model, the elastic rotational stiffness values were obtained to calibrate the models. Likewise, the modulus of elasticity and the shear modulus values were utilized as calibration parameters based on each sheathing material. In total, 27 models of different thicknesses, gages and sheathing materials were generated (see Table 1).

The numerical models used for the simulations were assembled using frame elements for studs and tracks and shell elements for sheathing. The frame element uses a general, three-dimensional, beam–column formulation, which includes the effects of biaxial bending, torsion, axial deformation and biaxial shear deformations. The shell element is a three- or four-node formulation that combines the membrane and plate-bending behavior. The area elements were discretized at a maximum size of 10 cm, the connectivity of the bar type elements were considered semi-rigid and a spring with rotational stiffness was assigned, the value of which was determined from experimental testing.

Because the moment–rotation response of the cold-formed steel elements is highly sensitive to the slenderness of the cross-section of the CFS member and offers a good response of the mechanical behavior of the element, this parameter was used to assess the development of each of the analyzed models and compare the results. Using the obtained information, moment–rotation curves were constructed from each model with its matching sheathing material, including the expanded polystyrene wall frame.

2.2.2. Moment–rotation curves

Because of its slenderness condition, the thin-walled cold-formed steel elements present a different behavior in regard to the stiffness, strength, ductility and modes of failure compared with hot-rolled steel elements. Thus, the specifications propose approximated methods to consider the reduction in stiffness due to local buckling using variations of the effective width method. However, these stiffness reductions are valid up to a maximum strength range of the element, which indicates that they are not suitable to determine the stiffness beyond the maximum strength; hence, it is necessary to assess the behavior of elements beyond the maximum strength to obtain a more realistic analysis. Based on the above-mentioned facts and to perform a non-linear analysis, it was necessary to plot the moment–rotation

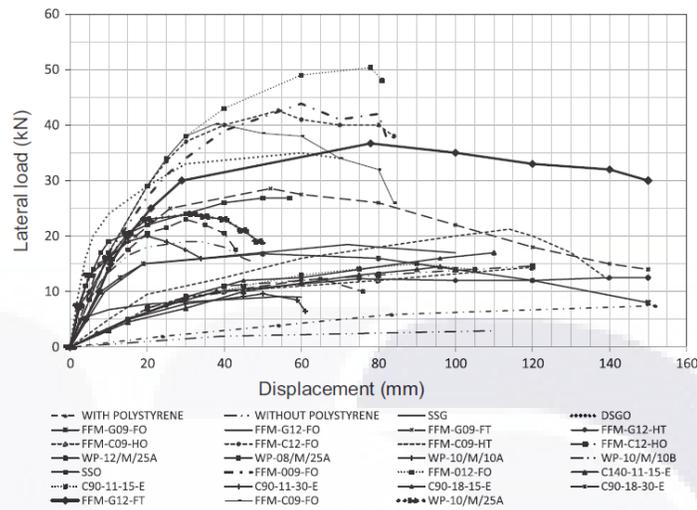


Fig. 2. Load–displacement curves for cold-formed steel wall frames with different sheathing materials.

curves for each section used as studs, knowing that these curves describe its mechanical behavior in zones where plastic hinges tend to form. The curves used in the current study were calculated and adapted by referencing the analytic procedure proposed for [30], which referenced the moment–rotation curves proposed by [31]. According to these authors, the type 1 curve (ASCE 41) includes the pre-peak loss of stiffness as well as the degradation characteristics of the post-peak regime; thus, it is considered the most suitable curve to represent the mechanical behavior of thin-walled cold-formed steel sections. Following the proposed calculation sequence and based on the geometrical properties for all sections (studs) of all of the analyzed models, the moment–rotation curves for the distortional buckling as well as the local buckling of these structural elements could be plotted (Figs. 3 and 4, respectively).

2.2.3. Static non-linear pull-down analysis

The calibration of all of the models analyzed, both for the walls with expanded polystyrene as well as the walls with different sheathing systems, was conducted based on all of the variables of influence, such as the aspect ratio, the gage of the studs and tracks, the distance between the studs, the thickness of the sheathing, the elastic rotational stiffness and the mechanical properties of the materials involved, e.g., the modulus of elasticity and shear modulus. Once the models were calibrated, several numerical simulations were performed using finite element software [29] to verify that the numerical structural response of the test walls was equal to that published by the authors referenced in their experimental tests.

Subsequently, the pull-down analysis was performed on all virtual structural models by applying a gradual vertical monotonic incremental displacement on the right end support (control joint), which simulated a differential settlement of the ground due to the land subsidence phenomenon, as provided in Fig. 5. The angular distortion is the ratio of the displacement to the longitude of the analyzed structural frame. Neither the studs nor the wall frames supported any vertical load; they were affected only by the forced displacement applied at the control joint (right bottom corner).

The behavior of all of the virtual models was assessed by obtaining the values of the moment dependent on the angular distortion for

each step in the application of incremental displacement beyond the linear regime and adopting the following methodology:

1. building virtual models of cold-formed steel wall frames without any type of sheathing in the non-linear analysis SAP 2000 software [29] based on the geometry and number of elements (studs and tracks);
2. assigning properties—mechanical parameters of the materials (steel and sheathing), geometrical properties of the cross-section of cold-formed steel elements, applied loads and states of the load;
3. calibrating virtual models to reproduce the wall frames' behavior with lateral loads based on experimental tests conducted for the expanded polystyrene system and the load–displacement curves obtained from [25–28], which are based on elastic rotational stiffness values, elasticity and shear modulus;
4. assigning moment–rotation curves for distortional and local buckling on the ends of each stud to simulate plastic hinges;
5. configuring parameters for static non-linear pull-down analysis—maximum displacement, control joint and number of steps;
6. running non-linear analysis on each virtual model and processing the results.

From the results of the non-linear analysis, the moment values in each stud for each vertical displacement (or angular distortion) were obtained for each analyzed virtual model. The results were grouped together based on the sheathing material used and the moment maximal values of the entire model for each level of distortion that was filtered (which would not necessarily correspond to the same stud), which was expressed relative to the referenced plastic moment, M_p .

3. Results and analysis

3.1. Experimental results

3.1.1. Wall frame stiffness with and without expanded polystyrene sheathing

In Fig. 6, the results corresponding to the lateral load–displacement for the cold-formed steel wall frames with and without the expanded polystyrene sheathing subjected to a lateral monotonic load are presented.

Table 1
Characteristics of different materials used by other authors.

#	Type of sheathing	Aspect	Studs-tracks-separation	Author	Nomenclature	M_{max} (kN m)	K_I (kN m/ rad)	P_{max} (kN)	Displacement (mm)
<i>UAA-Tests</i>									
A	Panel with polystyrene	1.60 × 1.50	C88.70 × 43.20 × 11.1 × 0.9, U88.7 × 22.8 × 0.70, S-405 mm	UAA	UAA C/POL	2.24	31.82	7.46	151.90
B	Panel without polystyrene	1.60 × 1.50	C88.70 × 43.20 × 11.1 × 0.9, U88.7 × 22.8 × 0.70, S-405 mm	UAA	UAA S/POL	0.84	22.57	2.94	109.82
<i>Gypsum Panel</i>									
1	Gypsum Panel (Simple)	3 × 2.40 m ²	C89 × 44.5 × 12 × 1, U92 × 40 × 1 S-600 mm	Zhou Xuhong	SSG	5.48	3240.00	9.12	55.00
2	Gypsum Panel (Doble Y-Osb)	3 × 2.40 m ²	C89 × 44.5 × 12 × 1, U92 × 40 × 1 S-600 mm	Zhou Xuhong	DSGO	21.00	6480.01	34.99	60.00
3	Gypsum Panel (Simple)	2.40 × 2.40 m ²	C92 × 65 × 12 × 1.6, U95.2 × 45 × 1.6 S-400 mm	Chi-Ling Pan	FFM-G09-FO	5.77	905.15	16.81	50.00
4	Gypsum Panel (Simple)	2.40 × 2.40 m ²	C92 × 65 × 12 × 1.6, U95.2 × 45 × 1.6 S-400 mm	Chi-Ling Pan	FFM-G12-FO	6.34	864.00	18.48	72.00
5	Gypsum Panel (Doble)	2.40 × 2.40 m ²	C92 × 65 × 12 × 1.6, U95.2 × 45 × 1.6 S-400 mm	Chi-Ling Pan	FFM-G09-FT	9.79	1039.41	28.55	52.00
6	Gypsum Panel (Doble)	2.40 × 2.40 m ²	C92 × 65 × 12 × 1.6, U95.2 × 45 × 1.6 S-400 mm	Chi-Ling Pan	FFM-G12-FT	12.58	994.31	36.69	78.00
7	Gypsum Panel (Doble)	2.40 × 1.20 m ²	C92 × 65 × 12 × 1.6, U95.2 × 45 × 1.6 S-400 mm	Chi-Ling Pan	FFM-G12-HT	7.39	510.00	12.31	75.00
<i>Calcium Silicate</i>									
8	Calcium S. Panel (Simple) 9 mm	2.40 × 2.40 m ²	C92 × 65 × 12 × 1.6, U95.2 × 45 × 1.6 S-400 mm	Chi-Ling Pan	FFM-C09-FO	13.82	1193.17	40.29	38.00
9	Calcium S. Panel (Simple) 9 mm	1.22 × 2.44	C92 × 65 × 12 × 1.6, U95.2 × 45 × 1.6 S-400 mm	Chi-Ling Pan	FFM-C09-HO	8.65	504.01	14.41	120.00
10	Calcium S. Panel (Simple) 12 mm	2.40 × 2.40 m ²	C92 × 65 × 12 × 1.6, U95.2 × 45 × 1.6 S-400 mm	Chi-Ling Pan	FFM-C12-FO	14.61	1193.17	42.60	54.00
11	Calcium S. Panel (Doble) 9 mm	1.22 × 2.44	C92 × 65 × 12 × 1.6, U95.2 × 45 × 1.6 S-400 mm	Chi-Ling Pan	FFM-C09-HT	12.75	684.02	21.25	114.00
12	Calcium S. Panel (Simple) 12 mm	1.22 × 2.44	C92 × 65 × 12 × 1.6, U95.2 × 45 × 1.6 S-400 mm	Chi-Ling Pan	FFM-C12-HO	8.79	504.01	14.64	120.00
13	Calcium S. Panel (Doble) 12 mm	1.20 × 2.40	C100 × 50 × 20 × 1.2, U103 × 50 × 1.2 S-600 mm	Nithyadharan	WP-12/M/25A	13.44	1843.21	28.00	30.00
14	Calcium S. Panel (Doble) 10 mm	1.20 × 2.40	C100 × 50 × 20 × 1.2, U103 × 50 × 1.2 S-600 mm	Nithyadharan	WP-10/M/25A	11.52	1843.21	24.00	32.00
15	Calcium S. Panel (Doble) 8 mm	1.20 × 2.40	C100 × 50 × 20 × 1.2, U103 × 50 × 1.2 S-600 mm	Nithyadharan	WP-08/M/25A	11.04	1612.81	23.00	30.00
16	Calcium S. Panel (Doble) 10 mm	1.20 × 2.40	C100 × 50 × 20 × 1.2, U103 × 50 × 1.2 S-600 mm	Nithyadharan	WP-10/M/10A	9.60	1843.21	20.00	20.00
17	Calcium S. Panel (Doble) 10 mm	2p 0.6 × 2.4	C100 × 50 × 20 × 1.2, U103 × 50 × 1.2 S-600 mm	Nithyadharan	WP-10/M/10B	9.12	1555.21	19.00	34.00
<i>OSB Panel</i>									
18	OSB Panel (Simple)	3 × 2.40 m ²	C89 × 44.5 × 12 × 1, U92 × 40 × 1 S-600 mm	Zhou Xuhong	SSO	16.11	4500.00	26.84	50.00
19	OSB Panel (Simple)	2.40 × 2.40 m ²	C92 × 65 × 12 × 1.6, U95.2 × 45 × 1.6 S-400 mm	Chi-Ling Pan	FFM-009-FO	15.04	1110.88	43.86	60.00
20	OSB Panel (Simple)	2.40 × 2.40 m ²	C92 × 65 × 12 × 1.6, U95.2 × 45 × 1.6 S-400 mm	Chi-Ling Pan	FFM-012-FO	17.27	1193.17	50.35	78.00
21	OSB Panel (Simple)	1.22 × 2.44 m ²	C140 × 47 × 12 × 0.8, U140 × 47 × 0.8 S-600 mm	Baran	C140-11-15-E	6.96	220.85	14.50	96.00
22	OSB Panel (Simple)	1.22 × 2.44 m ²	C90 × 47 × 12 × 0.8, U90 × 47 × 0.8 S-600 mm	Baran	C90-11-15-E	6.77	249.65	14.10	75.00
23	OSB Panel (Simple)	1.22 × 2.44 m ²	C90 × 47 × 12 × 0.8, U90 × 47 × 0.8 S-600 mm	Baran	C90-11-30-E	4.61	299.54	9.60	50.00
24	OSB Panel (Simple)	1.22 × 2.44 m ²	C90 × 47 × 12 × 0.8, U90 × 47 × 0.8 S-600 mm	Baran	C90-18-15-E	7.68	345.62	16.00	96.00
25	OSB Panel (Simple)	1.22 × 2.44 m ²	C90 × 47 × 12 × 0.8, U90 × 47 × 0.8 S-600 mm	Baran	C90-18-30-E	5.91	334.10	12.30	65.00

In the previous figure, it can be observed that the elastic rotational stiffness is significant for the case when the frame includes the expanded polystyrene sheathing within the studs. Thus, it can be appreciated that the contribution of polystyrene to the frame stiffness (K) is approximately 30% because the stiffness of the wall frame without the polystyrene sheathing is 57 kN/m and 74 kN/m with the polystyrene. The second phase of the curves where the slope is reduced corresponds to the wall frame behavior in the non-linear regime; the loss of stiffness is generated by the failure of sheathing and/or the yielding of the connections when hinges are formed on the stud-track joint.

3.2. Numerical results

3.2.1. Relative moment

In Fig. 7, the results corresponding to the relative moments of all of the analyzed virtual models are presented, i.e., the relation between the moment and the plastic moment (M/M_p) as a function of the angular distortion is defined as the ratio of the vertical settlement to the longitude of the cold-formed steel wall frame. The CFS members in bending do not ever reach M_p because local and distortional buckling occur before yielding; thus, M_p is used here only for comparison purposes.

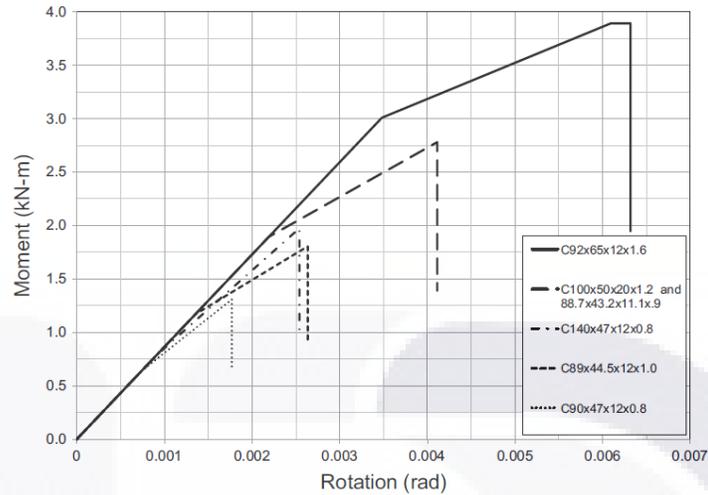


Fig. 3. Moment-rotation curves for distortional buckling.

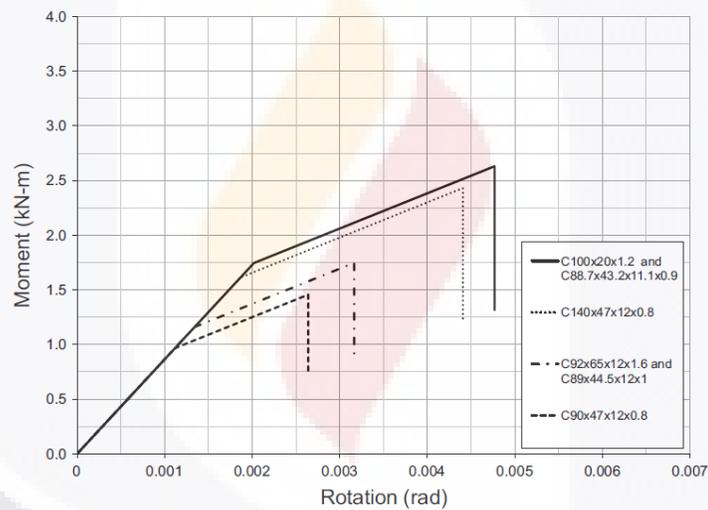


Fig. 4. Moment-rotation curves for local buckling.

In the previous figure, it can be observed that the cold-formed steel wall frame covered with OSB offers the greatest stiffness of all systems; it is more than one order of magnitude greater in relation to the expanded polystyrene frame, which presents a minor stiffness as a structural system. However, the previous trend could be held against the OSB system if what is needed in this case is a structure that “absorbs” ground differential settlements without failing, and, in the foretold case, the system fails when an angular distortion occurs below 2%. However, it can be observed that all of the systems present behavior characterized by a linear regime until the maximum peak and later enter a non-linear regime with a residual post-peak strength, with the exception of the panel using a calcium silicate sheathing system. This panel presents a bi-linear behavior with a decrease in the slope after 40% of the M_p and an angular distortion of 2% and eventually reaches a maximum strength of 75% of the M_p for an angular distortion up

to 6% and then a residual post-peak non-linear strength; in each case, the studs will work up to at least approximately 65% of the M_p . It should be noted that the studs do not present a failure corresponding to a full plastification of section for any of the structural systems, i.e., they never reach the M_p value because they first present failures due to local buckling of the section. In summary, based on the previously analyzed results, it is possible to affirm that the cold-formed steel frame with polystyrene sheathing presents a greater flexibility because it allows large displacements (vertical settlement expressed as angular distortion) without suffering excessive damage in comparison with other systems.

However, the increment observed in the moment-rotation curves is caused by the fact that these curves describe the global behavior of the entire system (studs and sheathing) so that none of the studs are specifically monitored but, for each panel and for each angular

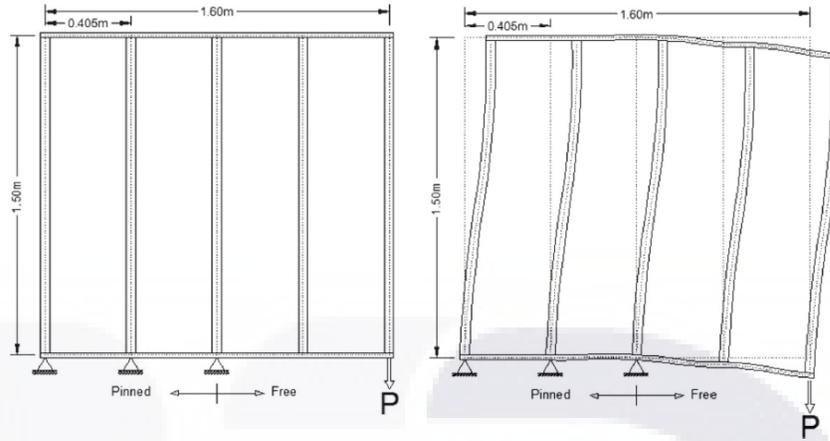


Fig. 5. Static non-linear pull-down analysis procedure.

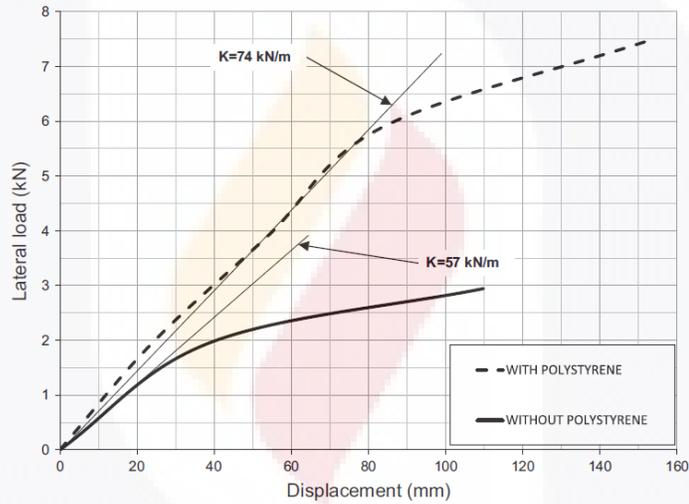


Fig. 6. Load-displacement curve for cold-formed steel wall frames with and without polystyrene sheathing.

distortion, the higher relative moment has to be determined for each stud. Then, for each level of angular distortion, the mean value of all of the maximum relative moments was computed for all of the wall frames and each sheathing system. Thus, because of the global stiffness of the wall frames, certain studs reach a failure state, and, consequently, the maximum relative moment decreases in these studs. However, due to moment redistribution, the studs that had not been subjected to a significant bending moment earlier are now required to bear that moment, which is why a rise occurs in the curve once again.

The buckling mode that the studs first presented was local buckling because, based on the equations developed by [30], the values obtained for distortional buckling moments were higher than the ones obtained for local buckling moments for all the analyzed studs. Likewise, based on the structural analysis results, the values for failure of moment and rotation in the hinges of the studs correspond with the values of moment and rotation for local

buckling, which have been calculated using the previously referred equations.

4. Fragility analysis

4.1. Fragility curves

The fragility curves were developed using the equation (ATC-58, 1996) as follows:

$$F_i(D) = \Phi \left[\frac{\ln(D/\theta_i)}{\beta_i} \right]$$

where $F_i(D)$ is the probability that the structure will reach or exceed the damage state “i” as a function of the demand parameter, D ; Φ is the standard normal Gaussian cumulative distribution function; θ_i is the median value of the damage state “i”; and

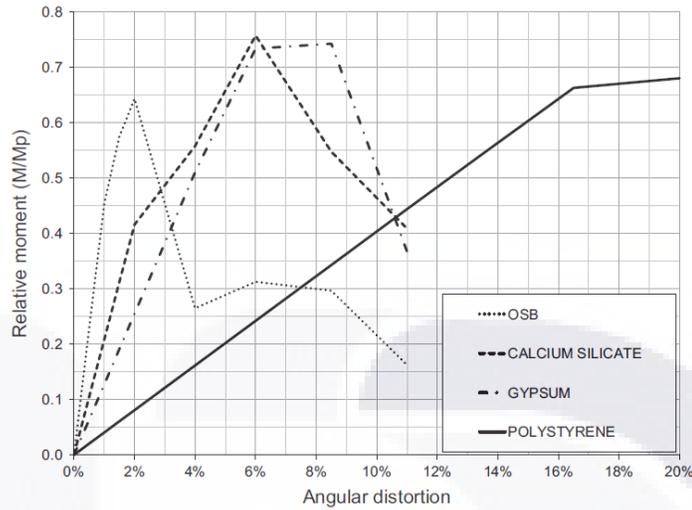


Fig. 7. Relative moment-angular distortion curves for wall frames with different sheathing materials.

β_i is the dispersion value of the damage state “ i ”. Furthermore, the conditional probability that the structure will be damaged to a damage state “ i ” and not to a lesser or greater damage state is given by the equation as follows:

$$P[(i|D)] = F_{i+1}(D) - F_i(D)$$

where $F_{i+1}(D)$ is the conditional probability that the element of interest will be damaged to a more severe damage state “ $i+1$ ”; and the dispersion β represents the uncertainty of the actual value of the demand parameter D , in which a certain state of damage is probable to start in a component. This uncertainty is the result of the variability in the quality of construction and installation of the different components in a structure as well as the variability in the load history that the component can experiment before it fails. FEMA 461 provides recommended protocols to develop such tests and register the obtained data. To construct these curves, a perfect understanding of the mechanisms of structural response for different levels of demand is required.

In this study, fragility curves for thin-walled cold-formed steel wall frames affected by differential ground settlements due to land subsidence were developed. One peculiarity of land subsidence phenomenon is that ground settlements take a long time to be accomplished.

4.2. Definition of states of damage

Plotting fragility curves requires a clear idea of the damages generated in the elements of the structure to be able to characterize or identify them as boundary zones of degradation of the structure. Particularly, in this case, it is necessary to identify the states of damage when the structure is subjected to vertical displacement simulating the effects of ground settlement by land subsidence. However, there are different existing methods to generate fragility curves and a matrix of damage probability, e.g., methods based on field observation, experimental methods, methods based on expert opinions and analytical methods, which are classified as deterministic and probabilistic methods.

Based on the correlation between the relative moment and the level of damage observed for each angular distortion and using a

Table 2
States of damage for cold-formed steel wall frames subjected to pull-down.

Damage state	Magnitude	Parameter
DS1	Low	0.50 Mp
DS2	Moderate	0.65 Mp
DS3	Complete	M_{max}

probabilistic approach, three states of damage were established for the structure: low, moderate and complete, as presented in Table 2.

4.3. Fragility curves for ground settlements due to land subsidence

The fragility curves for thin-walled cold-formed steel wall frames attempt to predict the structural behavior, strength and mechanical degradation that these types of structures present when affected by vertical ground settlement, i.e., exceeding a certain level of damage related to angular distortion as a demand parameter from a probabilistic standpoint. The objective of developing fragility curves is to apply them in the indirect determination of the level of damage of structures built with CFS in areas affected by land subsidence under different levels of differential ground settlements. These fragility curves were based on the results derived from static non-linear “pull-down” analysis, whose methodology was described previously in Section 2.2.3. For each type of sheathing material, 10 different virtual models were constructed using the non-linear analysis software and considering certain variations, such as thickness of sheathing, distance between the studs and thickness of the studs and tracks. Thus, according to the obtained results, a series of parameterized data was generated related to the states of damage as a function of the relative moment (M/M_p). The parameters of probability distribution (mean and dispersion) were calculated and, using the fragility functions previously presented, the fragility curves were plotted as a function of angular distortion by ground settlement associated with land subsidence for all sheathing materials studied. These curves are presented in Fig. 8a, b, c and d for expanded polystyrene, OSB, calcium silicate and gypsum board wall frames, respectively.

It can be observed that in relation to the expanded polystyrene wall frame, for an angular distortion of 10%, the structure

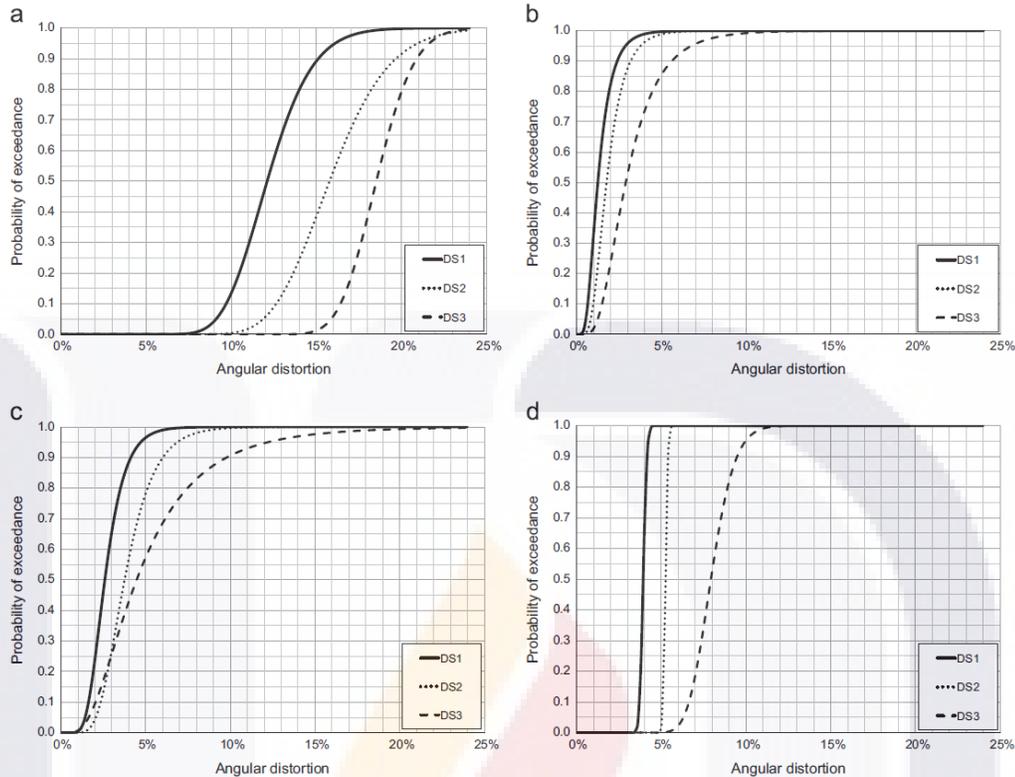


Fig. 8. Fragility curves for land subsidence of cold-formed steel wall frames with different sheathing materials.

essentially experiences no damage, presenting only a probability of approximately 15% that it will reach a low state of damage. However, other sheathing materials at this level of distortion present a high probability of reaching a complete state of damage.

In the case of the gypsum board wall frame, it can be observed that it has a high probability of presenting low and moderate damage with an angular distortion of only 5%.

The behavior of the calcium silicate wall frame is more favorable than the OSB and gypsum because it bears a greater angular distortion with the same levels of structural damage.

Based on the fragility curves obtained for the cold-formed steel wall frame with expanded polystyrene, this structural system generally presents the best performance under differential ground settlement conditions because, for an angular distortion of 19%, there is a probability of 50% that complete damage occurs, an 80% probability that moderate damage occurs and a 98% probability that only low level damage occurs in the structure.

5. Conclusions

The primary objective of this report is to present the results corresponding to an experimental and numerical study to assess the performance of thin-walled cold-formed steel wall frames sheathed with different materials and subjected to angular

distortion simulating ground differential settlement due to land subsidence. The following conclusions can be drawn:

- Based on the experimental results, it can be observed that the wall frame sheathed with expanded polystyrene provides enough stiffness to the system, with an increase of approximately 30% in elastic rotational stiffness (K).
- The OSB wall frame offers the greatest stiffness of all of the systems, being more than one order of magnitude greater compared with the expanded polystyrene wall frame tested experimentally, which presents the lowest stiffness as a structural system when comparing the relative moment (M/M_p) related to the angular distortion.
- The studs do not present a failure corresponding to a full plastification of section in any of the structural systems, which indicates that they never reach the M_p value because they first present failures due to local buckling.
- The cold-formed steel wall frame with polystyrene sheathing presents a greater flexibility because it allows significant displacements (vertical settlement expressed as angular distortion) without suffering excessive damage in comparison with other systems; this result has been verified from a numerical standpoint by determining the relative moment as well as a probabilistic standpoint by calculating the fragility curves.
- Although when experimentally testing the lateral load, the wall frame sheathed with expanded polystyrene presented minor lateral strength compared with the results of other

researchers, this system had the best behavior when considering flexibility.

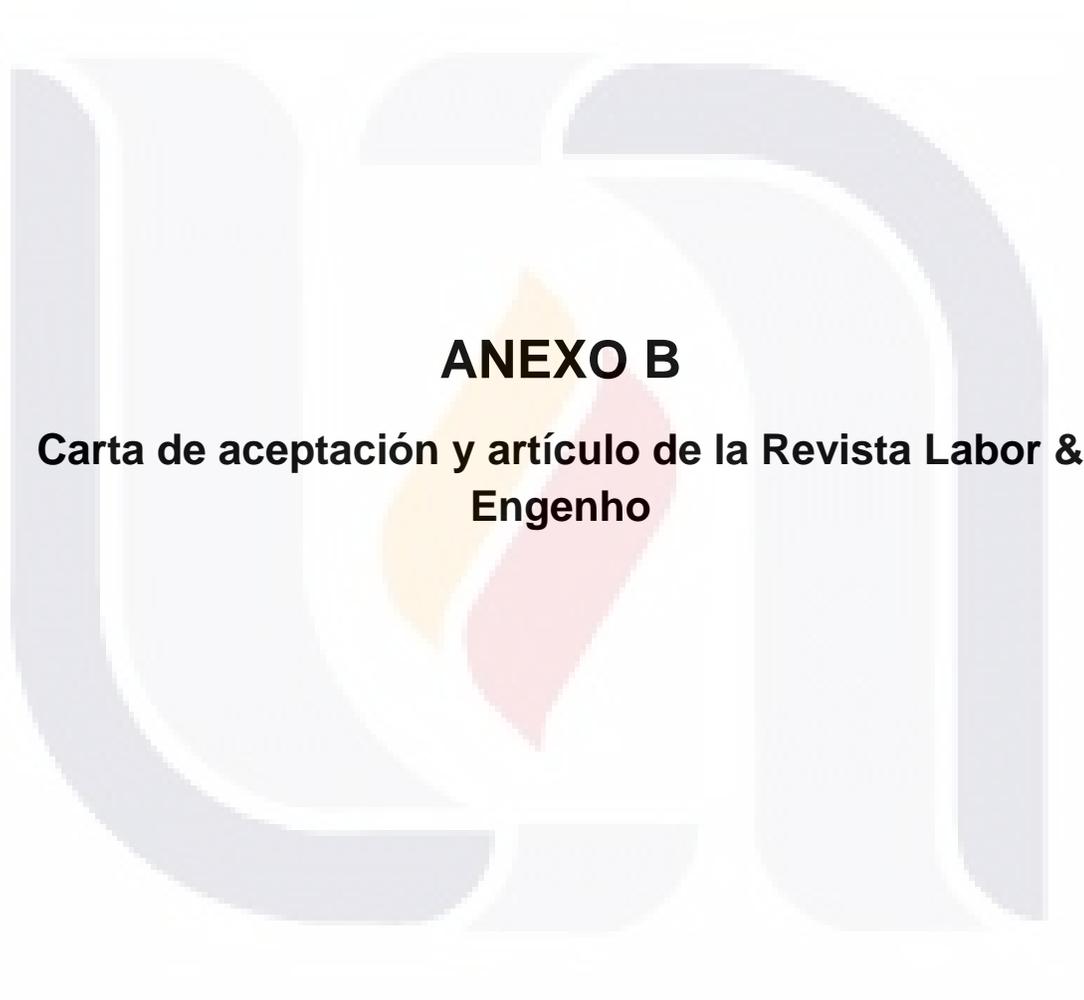
- Lastly, using structures based on cold-formed steel wall frames with polystyrene sheathing would be suitable to reduce damages and guarantee structural safety in housing structures constructed in zones affected by ground settlement due to land subsidence.

Acknowledgments

The authors wish to thank “Fondo de Desarrollo Científico y Tecnológico para el Fomento de la Producción y Financiamiento de Vivienda y el Crecimiento del Sector Habitacional CONAVI-CONACYT” (National Council of Science and Technology, Mexico) for their financial support of Research Project code 105212.

References

- [1] Anapayan T, Mahendran M. Improved design rules for hollow flange sections subject to lateral distortional buckling. *Thin-Wall Struct* 2012;50:128–40.
- [2] Moghimi H, Ronagh HR. Better connection details for strap-braced CFS stud walls in seismic regions. *Thin-Wall Struct* 2009;47:122–35.
- [3] ATC 40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Seismic Safety Commission, State of California, Sacramento, California. Developed by the Applied Technology Council. 1–316 (SSC Report no. 96-01).
- [4] G. Figueroa. Guidebook to studies of land subsidence due to ground-water withdrawal, prepared for the International Hydrological Program. Case history 9.8, México., Working Group 8.4. 1984; 217–32.
- [5] Aguirre GJ, Zúñiga R, Pacheco FJ, Guzmán M, Nieto y J. El graben de Querétaro, Querétaro, México. Observaciones de fallamiento activo, Geos, boletín de la Unión Geofísica Mexicana 2000;20:2–7.
- [6] Garduño VH, Arreygue E, Israde I, Rodríguez y GM. Efectos de las fallas asociadas a sobreexplotación de acuíferos y la presencia de fallas potencialmente sísmicas en Morelia, Michoacán, México. *Revista Mexicana de Ciencias Geológicas* 2001;18:37–54.
- [7] CENAPRED. Diagnóstico de peligros e identificación de riesgos de desastres en México. Atlas Nacional de Riesgos de la República Mexicana. 2001.
- [8] M.G. Arroyo, J. Arzate, E.Rojas, J.R. Martínez, V. Yutis, J. Pacheco, A.O. Frías, y H.G. Ochoa. Causas y efectos de las grietas y fallas en el valle de Aguascalientes. Cuaderno de trabajo editado por el CONACYT, SIHGO, 2003.
- [9] Arroyo MG, Zermeño y E, Castañeda JA. El agrietamiento en Aguascalientes, causas y efectos, primera edición; universidad autónoma de Aguascalientes. Aguascalientes 2004.
- [10] Rojas E, Arzate J y, Arroyo M. A method to predict the group fissuring and faulting causes by regional groundwater decline. *Eng Geol* 2002;65:245–60.
- [11] Pacheco J, Arzate JA, Rojas E, Yutis V, Arroyo M, Ochoa y G. Delimitation of soil fissures zones due to ground subsidence using gravity data and finite element modelling in the valley of Querétaro México. *Eng Geol* 2006;84:143–60.
- [12] Zermeño ME, Mendoza E, Calvillo G. Medición del hundimiento y modelado para estudiar el agrietamiento de la ciudad de Aguascalientes. *Investigación y ciencia* 2004;12:35–40.
- [13] J.F. Poland. Guidebook to studies of land subsidence due to ground-water withdrawal, prepared for the International Hydrological Program, Working Group 8.4 UNESCO 1984;p.1–303
- [14] Borchers JW. Land subsidence case studies and current research. Proceedings of the Dr. Joseph F. Poland Symposium on Land Subsidence. Association of Engineering Geologists, 8. Belmont, CA: Star Publishing Company; 1998, Special Publication.
- [15] K.R Prince, D.L. Galloway, and S.A. Leak. In: Proceedings of the geological survey, subsidence interest group conference, Open-File Report 94-532, Edwards air force base US 1995; p.1–84.
- [16] A. Zhang, S.Gong, L. Carbognin, y A.I. Johnson. In: Proceeding of the seventh international symposium on land subsidence, SISOL 2005.
- [17] Hazus-MH MR5. Earthquake loss estimation methodology. Advanced engineering building module (AEBM). Technical and user’s manual. Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency. 1–102.
- [18] Kalavagunta S, Naganathan S, Bin Mustapha KN. Pushover analysis for cold formed storage rack structures. *Jordan J Civ Eng* 2012;6:489–500.
- [19] FEMA 450-1. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency; 2003; 1–288.
- [20] FEMA 356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency; 2000; 65–352.
- [21] Negelescu C. Parametric studies and quantitative assessment of the vulnerability of a RC frame building exposed to differential settlements. *Nat Hazards Earth Syst Sci* 2010;10:1781–92.
- [22] M.Shinozuka. Statistical analysis of bridge fragility curves. In: Proceedings of the US-Italy workshop on protective systems for bridges, New York, USA, 1998, p.249–256.
- [23] Jeong SH, Mwafy AM, Elnashai AS. Probabilistic seismic performance assessment of code-compliant multi-story rc buildings. *J Eng Struct* 2012;34:527–37.
- [24] ATC-58. Guidelines for seismic performance assessment of buildings. Prepared for US department of homeland security (DHS). Applied Technology Council. Redwood City, California. 2009.
- [25] Xuhong Z, Yu S. Study on Shear Resistance of Cold-Formed Stud Walls in Residential Structure. *Adv Eng Struct Mech Constr* 2006;140:423–35.
- [26] Pan C-L, Shan M-Y. Monotonic shear tests of cold-formed steel wall frames with sheathing. *Thin-Wall Struct* 2011;49(2011):363–70.
- [27] Baran E, Alica C. Behavior of cold-formed steel wall panels under monotonic horizontal loading. *J Constr Steel Res* 2012;79:1–8.
- [28] Nithyadharan M, Kalyanaraman, V V. Behaviour of cold-formed steel shear wall panels under monotonic and reversed cyclic loading. *Thin-Wall Struct* 2012;60:12–23.
- [29] Sap2000. Structural Analysis Program Advanced version 12.0.0. Berkeley, Ca: Computers and Structures, Inc.; 2008.
- [30] Ayhan D, Schafer B. Moment-rotation characterization of cold-formed steel beams. *Advancing Cold-Formed Steel Earthq Eng*, 02; 2012; 1–33 (Research Report).
- [31] American Society of Civil Engineers (ASCE). Reston, VA: ASCE/SEI 41-06; 2007; 416.



ANEXO B

Carta de aceptación y artículo de la Revista Labor & Engenho

Campinas [SP] Brasil, 19 de maio de 2014.

Prezados senhores

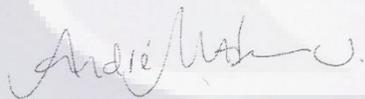
Luis Alfredo Hernández Castillo;

José Ángel Ortiz Lozano.

Informamos que o Artigo de vossa autoria, intitulado “**La construcción de viviendas con el sistema Steel Framing en zonas de subsidencia: Pertinencia y Sustentabilidad**” foi aprovado pelo Comitê Científico da Revista Labor & Engenho e será publicado no número: L&E, v.8, n.2, 2014 – que estará disponível em: <www.conpadre.org>.

Agradecemos a colaboração.

Atenciosamente,



Prof. Dr. André Munhoz de Argollo Ferrão

Editor-chefe da Revista Labor & Engenho
Rede Conpadre / <www.conpadre.org>.
Universidade Estadual de Campinas / Brasil.

La construcción de viviendas con el sistema Steel Framing en zonas de subsidencia: Pertinencia y Sustentabilidad

Luis Alfredo Hernández Castillo



Maestro en Ingeniería por la Universidad Autónoma de Aguascalientes. Profesor-Investigador en la Universidad Autónoma de Aguascalientes, Centro de Ciencias del Diseño y de la Construcción Departamento de Construcción y Estructuras. Aguascalientes [Aguascalientes], México.<lahernan@correo.uaa.mx>.

José Ángel Ortiz Lozano



Doctor en Ingeniería por la Universidad Politécnica de Cataluña. Profesor-Investigador en la Universidad Autónoma de Aguascalientes, Centro de Ciencias del Diseño y de la Construcción. Departamento de Construcción y Estructuras. Aguascalientes [Aguascalientes], México.<jose.ortiz.lozano@gmail.com>.

Resumen

El fenómeno de subsidencia causado por la extracción de agua subterránea es un problema que se presenta en diferentes lugares alrededor del mundo. Particularmente, en la República Mexicana es una situación que afecta varias ciudades en por lo menos ocho estados localizados en la zona central del país. Por las características del subsuelo que se presenta en estas regiones afectadas, la subsidencia puede llegar a generar grietas y fracturas que se hacen evidentes en la superficie del suelo provocando asentamientos diferenciales que afectan todo tipo de construcción causando daños considerables en los elementos estructurales de las viviendas. Los materiales tradicionalmente empleados para la construcción de viviendas tales como la mampostería y el concreto entre otros, presentan características de rigidez que los hacen especialmente vulnerables ante estos efectos. En contraste, el acero representa una excelente opción de uso debido a sus características estructurales, como es su alta resistencia a la tensión, ductilidad, buen comportamiento a la compresión y su alta eficiencia en su relación peso-resistencia, entre otras cualidades. Los elementos de acero formado en frío de pared delgada, son otro tipo de perfiles muy ligeros, que aunque su uso se conoce desde hace algunas décadas, es en tiempos recientes que han extendido su aplicación, principalmente en la construcción de viviendas, y en menor escala en la construcción comercial e industrial. La principal ventaja de este material es que conserva las características mecánicas del acero pero con una reducción importante en cuanto al peso de los elementos. El uso más frecuente de este tipo de perfiles es en la fabricación de marcos estructurales en forma de módulos estándar, cuyo ensamblaje más común es formarlo con perfiles de sección; canal con borde rígido y perfiles de sección, canal simple, con diferentes dimensiones y calibres. En pruebas experimentales a escala real y en modelos de simulación numérica el sistema presenta un excelente comportamiento ante los desplazamientos diferenciales como los provocados por la subsidencia, aceptando deformaciones considerables sin sufrir daños apreciables y con una capacidad portante muy adecuada. En este comportamiento se observa la bondad del acero formado en frío de pared delgada, primero por su capacidad de deformación sin colapso y segundo por ser un sistema sustentable que causa un menor impacto al ambiente, en comparación con las construcciones tradicionales. Por lo anterior expuesto, se considera que este sistema constructivo-estructural puede ser muy adecuado para reducir daños y garantizar la seguridad estructural en viviendas construidas en zonas afectadas por hundimientos diferenciales debidos a agrietamientos del suelo asociados al fenómeno de subsidencia.

Palabras clave

Subsidencia, acero formado en frío, sustentabilidad, viviendas, comportamiento estructural.

Housing building with steel framing system in subsidence zones: Pertinence and Sustainability

Abstract

The phenomenon of subsidence caused by the extraction of groundwater is a problem that occurs in different places around the world. Particularly in the Mexican Republic is a situation that affects several cities in at least eight states located in the central region. Given the particular nature of the subsoil that occurs in these regions affected, subsidence can generate cracks and fractures that are evident on the surface of the soil causing differential settlement affecting all types of construction causing considerable damage to the structural elements

of the dwellings. The materials traditionally used for housing construction such as masonry and concrete among others, have stiffness characteristics that make them especially vulnerable to these effects. In contrast, steel is an excellent choice for use due to their structural characteristics, such as its high tensile strength, ductility, compressive good performance, high efficiency in weight — strength ratio, among other qualities. The cold formed thin-walled steel elements, are another type of very light profiles, although its use has been known for several decades, is in recent times that have extended their application, mainly in housing construction, and to a lesser scale commercial and industrial construction. The main advantage of this material is that it retains the mechanical properties of steel, but with a significant reduction in the weight of the items. The most common use of this type of profile is in the manufacture of structural frames as standard modules, the most common form it is assembly profile channel with rigid edge section and section profiles of single channel, with different dimensions and sizes. In full-scale testing and numerical simulation models, the system exhibits an excellent performance under differential displacements as those caused by subsidence, accepting considerable deformations without reaching the failure of structural elements. In the goodness of this behavior is observed thin-walled cold formed steel, first by its deformation without collapse and second for being a sustainable system that causes less harm to the environment compared to traditional buildings. Therefore exposure is considered that this system is an excellent choice for use in housing construction in areas with subsidence.

Keywords

Subsidence, cold-formed steel, sustainability, dwellings, structural behavior.

1. Introducción: subsidencia

La subsidencia es un fenómeno que ocurre entre otras causas, por la extracción subterránea de fluidos o sólidos que se manifiesta en hundimientos súbitos o paulatinos de la masa del suelo que se ven reflejados en la superficie. Frecuentemente estos hundimientos provocan fisuras o grietas que dañan todo tipo de infraestructura urbana. A decir de los expertos este fenómeno es un problema que ha existido desde hace mucho tiempo, pero no se tomó en cuenta sino hasta que debido al considerable aumento de la población y por consiguiente el incremento en los niveles de vida este fenómeno empezó a afectar las condiciones de vida de los seres humanos. La subsidencia puede presentarse por diferentes condiciones y causas, como zonas expuestas a minas subterráneas, extracción de fluidos del subsuelo, inundaciones, obras de construcción, etc. La subsidencia causada por la extracción de agua subterránea es un grave problema que en las últimas décadas se ha generalizado en la República Mexicana, principalmente en el centro del país en donde se ubican valles cuyos acuíferos están formados por materiales no consolidados tales como depósitos aluviales, lacustres o vulcano-sedimentarios geológicamente recientes (FIGUEROA, 1984), (AGUIRRE et al., 2000), (GARDUÑO et al., 2001), (CENAPRED, 2001), (ROJAS et al., 2002), (ARROYO et al., 2003), (ARROYO et al., 2004), (ZERMEÑO et al., 2004) y (PACHECO et al., 2006). De acuerdo con estos investigadores, cuando el lecho rocoso del acuífero es irregular, la subsidencia puede generar fallas y fracturas de los rellenos granulares en la superficie dañando la infraestructura urbana existente, (ROJAS et al., 2002) y (PACHECO et al., 2006). Las fracturas asociadas con la subsidencia han sido ampliamente estudiadas en diversos lugares del mundo (UNESCO, 1984), (BORCHERS, 1998), (PRINCE et al., 1995). En México este fenómeno se presenta, en valles aluviales principalmente en zonas del altiplano mexicano tales como Celaya, Silao, Irapuato, Querétaro, San Luís Potosí, Morelia, y Ciudad de México, en donde se han reportado problemas por hundimientos y fracturas asociadas a la sobreexplotación del acuífero granular (AGUIRRE et al., 2000), (GARDUÑO et al., 2001), (CENAPRED, 2001), (ARROYO et al., 2003), (ARROYO et al., 2004), y (PACHECO et al., 2006). Para el caso de la Ciudad de Aguascalientes las fracturas y fallas superficiales se reportaron por primera vez hace más de tres décadas (ARANDA & ARANDA, 1985) y (ARANDA-GÓMEZ, 1989). Estos autores reportaron que las grietas comenzaron a ser notadas en 1981 por los daños que causaron en las construcciones, además documentaron la existencia de grietas que tenían movimiento vertical, las cuales formaban un escarpe de varias decenas de centímetros, encontrándose también grietas “jóvenes” apenas perceptibles. En sus conclusiones apuntaron como la causa inmediata de la generación de grietas al abatimiento del nivel piezométrico, aunque hacen notar que la geología estructural juega un papel pasivo, al sugerir que la orientación de las



Figura 1. Perspectiva de la Ciudad de Aguascalientes y zonas de agrietamiento. Imagen proporcionada por Jesús Pacheco Martínez, 2014.

fracturas estudiadas podría coincidir con las irregularidades del basamento rocoso del relleno aluvial. De acuerdo con un levantamiento realizado en el mes de diciembre de 1984, se tenían detectados solamente un total de 10 grietas con diferentes longitudes distribuidas en toda la zona urbana de la ciudad de Aguascalientes (ARANDA & ARANDA, 1985). Actualmente de acuerdo con información del gobierno del estado (SIFAGG, 2014) se tienen detectadas 66 grietas que en total alcanzan una longitud lineal de 83,545 metros afectando un total de 1438 inmuebles, solamente en el área correspondiente al municipio de Aguascalientes. En todo el estado los inmuebles dañados ascienden a 1865 unidades.

Por su parte (CASTAÑEDA et al., 1995) formulan un mecanismo de la generación de agrietamientos en términos de un acuífero libre sobreexplotado, la sobreposición de conos de abatimiento y un lecho rocoso con heterogeneidades. Estiman que por cada metro de abatimiento del nivel freático se origina un incremento en los esfuerzos efectivos en el relleno por debajo del nivel freático de 0.8 Ton/m^2 , lo cual favorece una deformación vertical del acuífero, que en conjunción con el lecho rocoso irregular, se puede traducir en hundimientos diferenciales. Reconocen que el parámetro más importante en la magnitud de los hundimientos esperados es el espesor de los rellenos granulares. (ARROYO et al., 2003) y (UAQ-UNAM, 2006) retoman el modelo del mecanismo de generación de grietas, basado en hundimientos diferenciales causados por la conjunción de un lecho rocoso de topografía irregular y un descenso en el nivel del agua subterránea (JACHENS & HOLZER, 1979), (JACHENS & HOLZER, 1982) y (Pampeyan et al., 1988) para zonas de fracturamiento en los Estados Unidos, y propuesto por (Aranda y Aranda, 1985), y (CASTAÑEDA et al., 1995) para explicar el agrietamiento en el valle de Aguascalientes. En este trabajo, Arroyo y colegas realizan simulaciones del proceso de subsidencia utilizando la teoría de la pérdida volumétrica utilizada por (ROJAS et al., 2002) para modelar el proceso de subsidencia en valles aluviales. De la modelización realizada concluyeron que si el nivel de agua subterránea sigue descendiendo y se tiene un espesor de sedimentos suficiente, se pueden formar fracturas paralelas a una ya formada hacia el lado más profundo del graben siempre y cuando la profundidad del lecho rocoso se haga más grande. Por su parte (ZERMEÑO et al., 2004) estimaron un hundimiento regional total de 1.31 m en un lapso de 18 metros medido en la ciudad de Aguascalientes, y reporta una velocidad de hundimiento de 11.18 cm por año para un punto ubicado en las instalaciones del INEGI en la ciudad de Aguascalientes, el cual es monitoreado con GPS. Finalmente (ZERMEÑO et al., 2005) presenta dos mapas uno de hundimientos medidos en la ciudad de Aguascalientes y otro de abatimiento del nivel piezométrico, los mapas muestran una clara correspondencia entre las zonas de hundimiento y los conos de abatimiento regionales con lo que comprueban que para el valle de Aguascalientes los hundimientos y agrietamientos se asocian al abatimiento.

2. Marcos de acero formado en frío

2.1. Materiales y métodos

El sistema de marcos de acero conformado en frío es un sistema constructivo que se basa en el uso y aplicación de perfiles de acero galvanizado de pared delgada trabajando en colaboración con paneles estructurales aligerados los cuales pueden fabricarse con diferentes materiales. Aunque se

considera una técnica de construcción relativamente nueva, el sistema de estructuración por medio de marcos utilizando perfiles esbeltos tiene su origen en los inicios del siglo XIX, ya que este sistema, conocido como “BallonFraming”, aparece como una adaptación de las viviendas de madera, que se iniciaron a construir en los Estados Unidos a raíz de la llegada de los colonizadores europeos a esas tierras, principalmente porque se requería de un sistema más sencillo y económico para la construcción de casas (SARAMANHO, 2007). El objetivo principal de utilizar este novedoso sistema de construcción basado en la estructuración por medio de marcos, era el de aligerar el peso, disminuir las dimensiones de las piezas y utilizar elementos con medidas estándar. De esta manera el tipo de conexión para la unión de los diferentes elementos también resultó ser mucho más sencillo en lugar de trabajar con elementos más robustos y pesados.

El uso del acero formado en frío no es reciente, sus inicios se remontan al año 1850 cuando se empezó a utilizar como material de construcción en los Estados Unidos y Gran Bretaña. Para finales de los años 20’s y principios de los años 30’s, este material comenzó a emplearse en la construcción de edificios utilizando productos manufacturados por los primeros fabricantes, pero no fueron muy aceptados principalmente porque no se tenían especificaciones de diseño bien sustentadas. Muchas de las aplicaciones del acero formado en frío no se utilizaron ya que se tenían metodologías de diseño limitadas. Debido al poco conocimiento del comportamiento del material y a que no se tenían normas estandarizadas, la aplicación de este material fue limitada hasta el año 1946 cuando se publicó la primera edición de las especificaciones para el diseño de elementos de acero de pared delgada del Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI, 1946) basadas en trabajos de investigación realizados en la universidad de Cornell liderados por el profesor George Winter. (BEHROOZ H.S, 2010).

El crecimiento de la economía en los Estados Unidos y una alta producción del acero en el periodo posterior a la segunda guerra mundial, de alguna forma contribuyeron a la fabricación y uso de elementos de acero rolado en frío en la construcción de edificios comerciales y posteriormente en la construcción de viviendas. Durante la misma época posterior a la segunda guerra mundial en Japón se comenzó a construir con el sistema de marcos de acero rolado en frío, principalmente para poder hacer frente a la reconstrucción masiva de viviendas que fueron dañadas por los bombardeos (SARAMANHO, 2007). Ya para el año de 1949 se publicó el primer manual de diseño para el uso de los ingenieros. Posteriormente en el año de 1956 estas especificaciones fueron formalmente adoptadas por primera vez por los organismos encargados de formular los códigos y normas de construcción. (BEHROOZ H.S, 2010).

2.2. Principios estructurales

El sistema de marcos de acero formado en frío es un sistema constructivo que se basa en el uso y aplicación de perfiles de acero galvanizado de pared delgada trabajando en colaboración con paneles estructurales aligerados los cuales pueden fabricarse con diferentes materiales, tales como madera, poliestireno, yeso, madera OSB, lamina lisa y lamina corrugada. La característica principal



Figura 2. Estructuración típica de una construcción utilizando marcos de acero formado en frío de pared delgada (agroads.com)

de los perfiles utilizados en este tipo de sistema estructural es que son formados en frío, para lo cual, hojas de acero previamente cortadas a las dimensiones necesarias se hacen pasar por una serie de rodillos para determinar la forma final de los perfiles, los cuales son muy ligeros, debido a que tienen de uno a varios milímetros en su espesor. El sistema se forma por medio de módulos de dimensiones estándar que generalmente se fabrican en planta y son trasladados al sitio de construcción de la obra. El principio estructural del sistema está basado en marcos cuya función es la de trabajar como muros de carga interactuando tanto con los muros adyacentes, como con el sistema de techo y piso así como con los anclajes a la cimentación con el fin de formar un entramado que sea capaz de soportar tanto las cargas gravitacionales como las cargas horizontales (Figura 2).



Figura 3. Marco de acero rolado en frío con recubrimiento de poliestireno expandido. (Archivo personal).

La capacidad de carga de un muro de acero formado en frío puede decirse que se sustenta en dos componentes principales: una es el esqueleto o estructura base formada por los elementos verticales y horizontales denominados Studs y Tracks respectivamente, y por otra parte el material de recubrimiento del muro el cual aparte de tener una función de aislante termoacústico, también tiene una función estructural proporcionando resistencia y rigidez al sistema. De acuerdo con lo anterior, la resistencia del muro ante las cargas aplicadas, depende en cierta medida del comportamiento mecánico del material utilizado como recubrimiento, de las conexiones entre los muros y sistema de losa, de la cantidad y separación de los tornillos de fijación a la estructura, de los anclajes al piso y de los elementos de soporte lateral.

El sistema de muros se conforma por medio de los marcos estructurales los cuales se forman por medio de una serie de elementos verticales de sección canal con borde rígido (studs) y se complementan con 2 elementos horizontales colocados en el extremo superior e inferior del marco con sección canal simple (tracks). La conexión entre estos elementos se realiza por medio de tornillos autoperforantes de diferentes tipos y dimensiones. La distancia de separación entre los elementos verticales (studs) puede variar, dependiendo del cálculo estructural, pero generalmente se establecen entre los 40 a 60 cm para una vivienda de uno o dos niveles.

Como recubrimiento de los marcos se pueden utilizar diferentes materiales como yeso, silicato de calcio, poliestireno, madera OSB, lamina lisa o lamina corrugada, los cuales proporcionan cierto grado de rigidez a la estructura incrementando la capacidad de carga del muro e integrando todos los elementos a trabajar en conjunto. Estos materiales se fijan a los tracks y studs por medio de tornillos autoperforantes de diferentes dimensiones colocados tanto en el perímetro del marco como en las áreas centrales del mismo.



Figura 4. Sistema de paneles de losa de azotea con lámina corrugada (Archivo personal).

El sistema de losa puede ser también construido por medio de módulos prefabricados en dimensiones estándar o por medio de vigas apoyadas en los muros. A fin de que el sistema trabaje correctamente, las vigas de la losa deben coincidir con los studs de los muros de soporte con el objetivo de que las cargas sean correctamente transmitidas a la cimentación o a los muros inferiores. Al igual que los muros de carga el material de recubrimiento en las losas puede ser de diferentes tipos pero principalmente se utiliza poliestireno, madera o algún tipo de lámina corrugada que aparte de trabajar como elemento estructural, tenga la función de utilizarse como cimbra ahogada para el soporte del concreto fresco durante la construcción de la losa.(Figura 4).

2.3. Comportamiento del sistema ante subsidencia

El efecto de la subsidencia en las estructuras produce desplazamientos diferenciales en varios puntos de acuerdo con la zona afectada. De esta forma se tiene una gama muy amplia de posibilidades en que una estructura puede ser afectada al encontrarse en zonas vulnerables de subsidencia y agrietamientos. Los desplazamientos diferenciales por mínimos que sean afectan todo tipo de construcción. En el caso de las viviendas las principales afectaciones que se encuentran por esta causa son fisuras y fracturas en muros, vigas, columnas y techos. La rigidez de los sistemas constructivos tradicionales provoca que ante mínimos desplazamientos diferenciales los elementos estructurales sufran daños. Por sus características mecánicas el sistema de acero formado en frío resulta ser una excelente opción para aplicarse en zonas de subsidencia. De acuerdo con pruebas experimentales ante desplazamientos

verticales que se realizaron en una estructura a escala real construida de acero formado en frío (Figura 5) se obtuvieron resultados muy satisfactorios en cuanto al adecuado comportamiento estructural desde el punto de vista de ductilidad de este sistema, ya que en base a la simulación numérica y a la



Figura 5. Prueba experimental ante asentamientos diferenciales en estructura a escala real. (Archivo personal).

experimentación se observó básicamente que dichos sistemas son capaces de soportar adecuadamente grandes distorsiones angulares (debidas a hundimientos diferenciales) sin sufrir daños apreciables, y con una capacidad portante muy adecuada. Como conclusión, se determinó que la utilización de este sistema constructivo-estructural sería muy adecuada para reducir daños y garantizar la seguridad estructural en viviendas construidas en zonas afectadas por hundimientos diferenciales debidos a agrietamientos del suelo asociados el fenómeno de subsidencia.

3. Sustentabilidad del sistema steelframing

3.1. Desarrollo sustentable

De acuerdo con The World Commission on Environment and Development de las Naciones Unidas, establece como concepto de Desarrollo Sustentable el siguiente: “El desarrollo sustentable hace referencia a la capacidad que haya desarrollado el sistema humano para satisfacer las necesidades de las generaciones actuales sin comprometer los recursos y oportunidades para el crecimiento y desarrollo de las generaciones futuras”. Indudablemente si se habla de desarrollo sustentable éste considera todo lo relacionado con la actividad del hombre sobre la tierra. Una de las actividades inmersa en este tipo de desarrollo definitivamente es la industria de la construcción, que involucra tanto el proceso de concepción (la planeación, el proyecto, el diseño), como la construcción y el mantenimiento de obras que se ponen al servicio del hombre. Una manera de mitigar los efectos negativos que se producen por los procesos constructivos o de producción de materiales utilizados en la industria de la construcción, es aplicar nuevos materiales, procedimientos y sistemas que se consideren amigables con el ambiente y que cumplan con el concepto de desarrollo sostenible.

3.2. Factores del Cambio Climático

Las variaciones de las concentraciones de gases de efecto invernadero (GEI) y aerosoles en la atmósfera y las variaciones de la cubierta terrestre y de la radiación solar, alteran el equilibrio energético del sistema climático. Las emisiones mundiales de GEI por efecto de actividades humanas han aumentado desde la era preindustrial en un 70% entre 1970 y 2004. El dióxido de carbono (CO₂) es el GEI antropógeno más importante. Sus emisiones anuales aumentaron en torno a un 80% entre 1970 y 2004. Los aumentos de la concentración mundial de CO₂ se deben principalmente a la utilización de combustible de origen fósil y en una parte, apreciable pero menor, a los cambios de uso de la tierra, (IPCC, 2007).

3.3. Reciclaje del acero

La producción de acero requiere el uso de gran cantidad de energía. Sin embargo un manejo adecuado de los procesos de producción puede disminuir considerablemente la cantidad de energía utilizada para este fin. Por otro lado el reciclaje del acero ayuda en buena medida a mejorar el uso de la energía ya que por medio de este proceso, se utilizaría menos energía si se realizara todo el proceso completo para la producción del acero. Por otra parte es necesario acotar que el acero es uno de los materiales más reciclables en Norteamérica y en el mundo, generando con esto

una considerable disminución en las emisiones de CO₂. Cuando las estructuras metálicas han completado su vida útil, es posible dismantelarlas y utilizarlas para su reconstrucción en otros lugares. Este material puede ser reciclado innumerables veces sin perder sus propiedades, contribuyendo de esta manera a la disminución del consumo de recursos naturales y a la optimización en la reutilización de esos mismos recursos. Entre 1970 y 1980 las plantas de acero modernas necesitaron un promedio de 144 kg de materia prima para producir 100 kg de acero. Con inversión en investigación, mejoras tecnológicas y buena planeación, la industria del acero hoy en día utiliza solamente 115 kg para producir 100 kg de acero, con una reducción del 21%. (World Steel Association, 2010).

Desde 1975 al año 2005 el promedio de consumo de energía por tonelada de acero crudo producido decreció alrededor del 50%. La asociación mundial del acero ha estimado las tasas de reciclaje para productos que contengan una significativa porción de acero, e identificado las tasas objetivo para el año 2050 (Tabla 1).

Tabla 1. Tasas de reciclaje para la industria de acero (World Steel Association, 2010).

Mercado	2007 (Estimado)	2050 (Meta)
Construcción	85 %	90 %
Automotriz	85 %	95 %
Maquinaria	90 %	95 %
Aplicaciones	50 %	75 %
Contenedores	69 %	75 %
Total	83 %	90 %

Estas metas al ser completadas resultarán en una cantidad adicional de 38 millones de toneladas de acero reciclado alrededor del mundo para el año 2050. Esto es igual a 54 millones de toneladas menos de CO₂. Desde un punto de vista del medio ambiente el reciclaje del acero tiene un enorme impacto sobre la reducción de emisiones de CO₂. Por otro lado si 450 millones de toneladas de acero rolando en caliente fueran producidas del 100% de chatarra en nuevos materiales, el total de ahorro en emisiones de CO₂ sería aproximadamente de 634 millones de toneladas en un año. (World Steel Association, 2010).

Una de las características relevantes del acero como material de construcción es que todos los productos utilizados en edificios de acero son 100% reciclables. Una de las claves importantes en los atributos de sustentabilidad es la capacidad o habilidad del material para ser reciclado sin ninguna pérdida de degradación de sus propiedades inherentes permitiendo un infinito número de ciclos de vida del producto (CSSBI, 2008).

3.4. La Sustentabilidad del Acero en la Construcción

El desarrollo sustentable es actualmente un asunto esencial que tiene implicaciones en todos los sectores de nuestra sociedad. La industria de la construcción desempeña un papel fundamental en sus objetivos no sólo por su contribución a la economía global sino también por sus significativos impactos, tanto en términos ambientales como sociales. La construcción sustentable procura minimizar el consumo de recursos naturales y maximizar su reutilización, emplear recursos renovables y reciclables, proteger el ambiente natural y entregar un ambiente construido de óptima calidad. Las estructuras metálicas, por lo general, son estructuras de elementos prefabricados, lo que implica un proceso de construcción más eficiente, una mayor rapidez de construcción y un mínimo de riesgos y deterioros de la obra y de las instalaciones. Asimismo, como

se trata de estructuras relativamente livianas, las cimentaciones son más reducidas, lo que permite preservar el suelo y efectuar menos movimientos de tierra (GERVASIO, 2008).

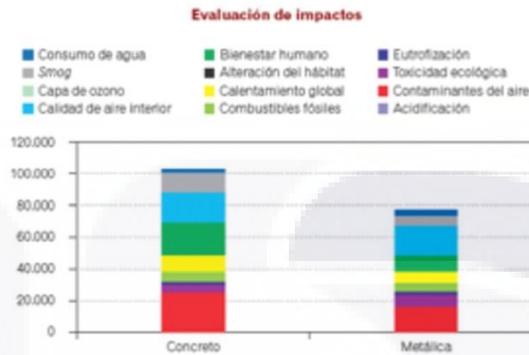


Figura 6. Comparativo de sustentabilidad entre los dos tipos de construcciones (Gervasio, 2008).

4. Conclusiones

De acuerdo con estudios preliminares basados en pruebas experimentales tanto en elementos aislados, como en marcos a carga lateral así como en una estructura a escala real sometida a desplazamientos verticales simulando subsidencia, se ha observado que el sistema de marcos de acero formado en frío de pared delgada presenta un comportamiento mecánico muy adecuado ante desplazamientos verticales. Una de las ventajas del sistema es su gran ductilidad y su capacidad de sufrir grandes deformaciones sin llegar a la falla. Como conclusión, se determinó que la utilización de este sistema constructivo-estructural sería muy adecuada para reducir daños y garantizar la seguridad estructural en viviendas construidas en zonas afectadas por hundimientos diferenciales debidos a agrietamientos del suelo asociados el fenómeno de subsidencia. Por las características de fabricación del sistema y de los materiales con que se construye resulta una excelente alternativa desde el punto de vista de la sustentabilidad ya que al ser materiales mucho más ligeros de los comúnmente utilizados se reduce considerablemente la cantidad de acero a utilizarse en una construcción, además son materiales que se pueden transportar con facilidad. Por otra parte al ser un sistema industrializado se reducen los desperdicios del material.

El sistema de marcos de acero rolado en frío se considera un sistema que pretende ser amigable con el medio ambiente ya que reduce en gran medida la cantidad de acero que se utiliza para la construcción de estructuras. Al ser un material de espesor delgado disminuye el peso que soporta la cimentación con lo que se reduce el tamaño de la misma y se afecta el suelo a menos profundidad. Al ser un material que se puede reciclar permite que los desperdicios que se tengan se reutilicen. Por otro lado al ser un sistema un tanto cuanto industrializado en el cual los módulos estándar pueden realizarse en planta, el desperdicio al construir resulta ser mínimo. En cuanto a los materiales de recubrimiento tanto para los muros como para el sistema de losa, existen una gran cantidad de materiales aislantes que ayudan a que el sistema tenga un buen desempeño en cuanto a las condiciones de temperatura adecuadas en la construcción.

5. Referencias

AGUIRRE, G.J.; ZÚÑIGA, R.; PACHECO F.J.; GUZMÁN M.; NIETO J. "El graben de Querétaro, Querétaro, México. Observaciones de fallamiento activo", *Geos, boletín de la Unión Geofísica Mexicana*. México, v. 20, p.2-7, 2000. Disponible en <http://www.geociencias.unam.mx/~ger/2000_Geos.pdf>, acceso 5 de Marzo de 2014.

HERNÁNDEZ CASTILLO, L.A.; ORTIZ LOZANO, J.A. La construcción de viviendas con el sistema Steel Framing en zonas de subsidencia: Pertinencia y Sustentabilidad. *Labor & Engenho*, Campinas [Brasil], v.8, n.2, p.52-61, 2014. Disponible en: <www.conpadre.org>.

ARANDA, J.J. & ARANDA M. **Análisis del Agrietamiento en la ciudad de Aguascalientes**, Aguascalientes, Reporte técnico preparado para el Centro Tecnológico de la Universidad Autónoma de Aguascalientes, México, 1985.

ARANDA, J.J., "Geología Preliminar del Graben de Aguascalientes", **Revista del Instituto de Geología**, Universidad Nacional Autónoma de México, México, v.8, p.22-32, 1989.

ARROYO, M.G.; ARZATE, J.; ROJAS, E.; MARTÍNEZ, J.R.; YUTSIS, V.; PACHECO, J.; FRÍAS, A.O.; OCHOA, H.G., **Causas y efectos de las grietas y fallas en el valle de Aguascalientes, México**. Cuaderno de trabajo editado por el CONACYT, SIHGO. 2003.

ARROYO, M.G.; ZERMEÑO, E.; CASTAÑEDA J.A., **El agrietamiento en Aguascalientes, causas y efectos**. Primera edición; Aguascalientes, Universidad Autónoma de Aguascalientes, 2004, 227 p.

BEHROOZ, H.; SOROORI, R., **Experiments on Cold-Formed Steel Beams with Holes**, 2010, 153p. Thesis of Master of Science in Civil Engineering, submitted to the Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, May 3, 2010. Disponible en <http://www.moen.cee.vt.edu/postedfiles/SorooriRad_BH_T_2010R.pdf>, acceso 6 de Marzo de 2014.

BORCHERS, J.W. Land subsidence case studies and current research, **Proceedings of the Dr. Joseph F. Poland Symposium on Land Subsidence**, Association of Engineering Geologists, Sacramento California, USA, 1988, Special Publication no. 8.

CANADIAN SHEET STEEL BUILDING INSTITUTE, (CSSB), **Environmental Fact Sheets**, EFS-3, Lightweight Steel Framing-Looking forward to benefits, November, 2008. Disponible en <<http://www.cssbi.ca/sites/default/files/publications/CSSBI-EFS-3.pdf>>, acceso 31 marzo 2014.

CASTAÑEDA, H.; MURILLO, A.; FUENTES, J.A.; MONSIVÁIS, J.P., "Comentarios al estudio de Fallas y Fracturas Geológicas de la ciudad de Aguascalientes", **Investigación y Ciencia**, UAA, Aguascalientes, v.14, Año 5, p. 40-43, 1995.

CENAPRED, **Diagnóstico de peligros e identificación de riesgos de desastres en México**. Atlas Nacional de Riesgos de la República Mexicana. 2001, 231p. Disponible en <<http://www.atlasnacionalderiesgos.gob.mx/>>, acceso 10 Marzo 2014.

FIGUEROA, G. Case history 9.8, México, D.F, Mexico, **Guidebook to studies of land subsidence due to ground-water withdrawal**, prepared for the International Hydrological Program, Working Group 8.4. 217-232, 1984.

GARDUÑO, V.H.; ARREYGUE, E.; ISRADE, I.; RODRÍGUEZ, G.M., Efectos de las fallas asociadas a sobreexplotación de acuíferos y la presencia de fallas potencialmente sísmicas en Morelia, Michoacán, México, **Revista Mexicana de Ciencias Geológicas**, México, v.18, p. 37-54, 2001.

GERVASIO, H., La sustentabilidad del acero y las estructuras metálicas, CONSTRUMETAL, Congreso Latinoamericano de Construcción Metálica (septiembre 2008), Sao Pablo, Brasil. **Anais...** Disponible en <http://www.construmetal.com.br/2008/downloads/PDFs/27_Helena_Gervasio.pdf> acceso 18 Marzo 2014.

INTERNATIONAL PANEL CLIMATE CHANGE, (IPCC), **INFORME DE SÍNTESIS**. Contribución de los grupos de trabajo I, II, III al cuarto informe de evaluación del grupo intergubernamental de expertos sobre el cambio climático, 2007. Ginebra Suiza, 104p. Disponible en <https://www.ipcc.ch/pdf/assessment-report/ar4/syr/ar4_syr_sp.pdf>, acceso 28 de Febrero de 2014.

JACHENS, C.R. & HOLZER, L.T.; Geophysical investigations of ground failure related to ground water withdrawal Picacho basin Arizona, **Ground Water**, vol. 17, no. 6. p. 574-585, 1979.

HERNÁNDEZ CASTILLO, L.A.; ORTIZ LOZANO, J.A. La construcción de viviendas con el sistema Steel Framing en zonas de subsidencia: Pertinencia y Sustentabilidad. **Labor & Engenho**, Campinas [Brasil], v.8, n.2, p.52-61, 2014. Disponible en: <www.conpadre.org>.