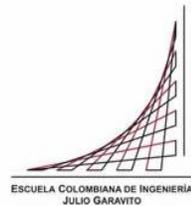


Maestría en Ingeniería Civil

**Comportamiento ante cargas dentro y fuera del plano de paneles
de poliestireno expandido, reforzados con malla y mortero,
soportando fachada de porcelanato**

Juan Fernando González Merchán

Bogotá, D.C., 31 de julio de 2020



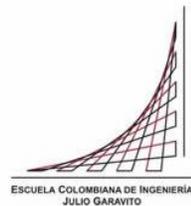
**Comportamiento ante cargas dentro y fuera del plano de paneles
de poliestireno expandido, reforzados con malla y mortero,
soportando fachada de porcelanato**

**Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con
énfasis en ingeniería estructural**

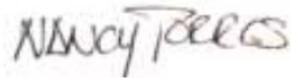
Nancy Torres Castellanos, Ph.D.

Director

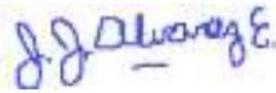
Bogotá, D.C., 31 de julio de 2020



La tesis de maestría titulada “Comportamiento ante cargas pseudo estáticas, y estáticas, dentro y fuera del plano de paneles de poliestireno expandido, reforzados con malla y mortero, soportando fachada de porcelanato”, presentada por Juan Fernando González Merchan, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en ingeniería estructural.



Nancy Torres Castellanos, PhD
Directora del Proyecto de Grado



José Joaquín Álvarez, M.Sc.
Jurado



William Carrillo, M.Sc.
Jurado

Bogotá D.C., 31 de Julio de 2020

Agradecimientos

A la Escuela Colombiana de Ingeniería por su apoyo, en especial al personal del Laboratorio de Estructuras y Materiales, María Isa, Ramón, Cristian, Luis, Jairo y a los Ingenieros Camilo Vega y Felipe Torres.

A la Ingeniera Nancy Torres por su disposición a orientarme en la aprobación de este proyecto, al igual que su rigurosidad y paciencia a lo largo de la investigación.

A las empresas Alambres y Mallas ALMAS y al Grupo Decor, por confiar en la Escuela Colombiana de Ingeniería para el desarrollo de este proyecto.

A mi familia y amigos por su apoyo en los momentos difíciles.

Resumen

El panel de sección compuesta con núcleo de poliestireno es un sistema de construcción que se viene empleando desde mil novecientos ochenta y se ha utilizado principalmente como paneles divisorios en edificaciones de vivienda. El panel está, en general conformado por una lámina de poliestireno expandido recubierto en ambas caras con mortero y malla electrosoldada de acero, las cuales están unidas por conectores que atraviesan la lámina.

Su principal uso en edificaciones nuevas como paneles interiores está en aumento, gracias a sus altos beneficios energéticos, rendimientos en tiempos de ejecución y baja generación de escombros, esto debido a la versatilidad del sistema.

Dado el adecuado desempeño y ventajas asociadas que han presentado los paneles al ser utilizados principalmente como elementos divisorios en el interior de las edificaciones, las empresas productoras de estos especímenes desean evaluar una nueva aplicación al usarlos en el exterior de las edificaciones como estructura portante de los elementos de fachada. La metodología que se siguió para conocer las capacidades y el comportamiento de los paneles y con el objetivo de implementarlos como elementos exteriores de las edificaciones, se planteó un programa experimental; en el cual se construyeron y ensayaron 13 paneles de sección compuesta, con un espesor de 0.13 m, altura de 2.40 m y un ancho variable de 1.30 m (panel sencillo), 2.60 m (panel doble acoplado) y 3.60 m (panel triple acoplado) y se sometieron a cargas pseudo estáticas y estáticas, en el plano y fuera de él.

Los resultados de este trabajo experimental, en cuanto al comportamiento histerético, carga máxima y degradación de rigidez, muestran que el panel sin fachada tiene la capacidad de absorber las cargas, presentando grandes deformaciones, sin que la integridad estructural del espécimen sea afectada. Sin embargo, cuando el panel que está soportando el porcelanato de fachada, presenta mayores deformaciones las cuales causan fallas en los anclajes del porcelanato, ocasionando su desprendimiento.

Palabras clave: Fachada Adherida, Poliestireno expandido, Panel de sección compuesta.

Índice general

1	INTRODUCCIÓN.....	10
2	MARCO TEÓRICO	13
2.1	Cambios a lo largo de la historia	13
2.2	Fachadas en la actualidad	15
3	ESTADO DEL ARTE	17
3.1	Fachada a la Intemperie.....	17
3.1.1	Propiedades mecánicas de fachadas.	17
3.1.2	Desprendimientos.....	17
3.1.3	Interacción fachada, soporte y anclaje.....	18
3.2	Paneles de poliestireno expandido.....	19
4	OBJETIVOS	23
4.1	Objetivo general.....	23
4.2	Objetivos específicos	23
5	METODOLOGIA.....	¡Error! Marcador no definido.
5.1	Programa experimental.....	24
5.2	Materiales del sistema ALMAPANEL	24
5.2.1	Paneles de poliestireno expandido (EPS).....	24
5.2.2	Malla electrosoldada.....	25
5.2.3	Mortero.....	26
5.2.4	Concreto.....	27
5.2.5	Baldosas de porcelanato	28
5.2.5.1	Platina	29
5.2.5.2	Anclaje mecánico	30
5.3	Disposición de baldosas de porcelanato en los paneles.....	30
5.4	Códigos de identificación de especímenes de prueba.....	32
5.5	Proceso constructivo de paneles.....	33
5.5.1	Vigas de cimentación.....	34
5.5.2	Construcción del panel	35
5.5.3	Vigas de remate	38
5.5.4	Instalación de fachada.....	39
5.6	Caracterización de Materiales	41
5.6.1	Mortero.....	41

5.6.2	Concreto.....	41
5.7	Paneles de ensayo.....	42
5.7.1	Panel simple.....	42
5.7.2	Panel doble.....	44
5.7.3	Panel triple.....	46
5.8	Metodología para el cálculo de la resistencia teórica de los paneles de prueba 48	
5.8.1	Paneles sometidos a flexión.....	48
5.8.2	Paneles sometidos a cortante.....	50
5.9	Protocolo de carga cíclico.....	52
5.10	Rigidez.....	53
5.10.1	Inercia.....	54
5.11	Capacidad de disipación de energía.....	54
6	RESULTADOS Y ANÁLISIS.....	56
6.1	Resultado caracterización de materiales.....	56
6.1.1	Ensayo de compresión en mortero.....	56
6.1.2	Ensayo de compresión en concreto.....	57
6.2	Ensayos sobre paneles.....	57
6.2.1	Ensayos estáticos.....	57
6.2.1.1	Capacidad de carga de los paneles en los ensayos estáticos.....	58
6.2.1.2	Capacidad de carga teórica de los paneles ante carga estática.....	60
6.2.1.3	Rigidez.....	61
6.2.1.4	Modos de falla de los paneles en los ensayos estáticos.....	62
6.2.2	Ensayos cíclicos.....	64
6.2.2.1	Protocolo de carga.....	64
6.2.2.2	Capacidad de carga de los paneles en los ensayos cíclicos.....	66
6.2.2.3	Modos de falla de los paneles en los ensayos cíclicos.....	69
6.2.2.4	Degradación de rigidez.....	72
6.2.2.5	Comparación de rigidez estática, cíclica y teórica.....	75
6.2.2.6	Disipación de energía.....	76
6.2.3	Flexión fuera del plano.....	79
6.2.3.1	Capacidad de carga de los paneles en los ensayos a flexión fuera del plano 80	
6.2.3.2	Modos de falla de los paneles en los ensayos flexión fuera del plano .	83
6.2.4	Ensayos de extracción de anclajes mecánicos en paneles.....	84

6.2.4.1	Capacidad de carga	86
6.2.4.2	Modos de falla extracción de anclajes	87
6.3	Errores observados durante la construcción	89
6.4	Relación costo beneficio	91
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	93
7.1	Conclusiones	93
7.2	Recomendaciones	95
8	BIBLIOGRAFÍA.....	96
9	ANEXOS.....	98
A.	Anexo Resultado Ensayos De Compresión En Morteros De Pañete.	98
B.	Anexo: Resultado Ensayos De Compresión En Concreto	100
C.	Anexo: Resultado Ensayos Ante Carga Lateral En El Plano-Estático.....	101
D.	Anexo: Resultado Ensayos Cíclico En El Plano De Los Paneles	118
E.	Anexo: Resultado Ensayos Carga Aplicada Fuera del plano.....	147
G.	Anexo: Registro fotográfico daños del porcelanato.	155
H.	Anexo: Protocolo de carga ensayo Ciclico	159
I.	Anexo Cálculo de Flexión	161
J.	Anexo Ficha técnica de materiales	163
9.1.1.1	Mortero seco	163
9.1.1.2	Paneles Modulares.....	167
9.1.1.3	Epóxico Dynatex.....	170
9.1.1.4	Epóxico Sika.....	172
9.1.1.5	Cemento Uso general (vigas)	176

Índice de tablas

Tabla 1-1. Grado de desempeño mínimo requerido	11
Tabla 5-1 Ensayos en Paneles y nomenclatura	33
Tabla 5-1 Geometría y masa de los paneles.....	33
Tabla 2-2 Resumen de ensayos en mortero y concreto.....	42
Tabla 6-1 -Capacidad máxima de los paneles ante cargas estáticas en el plano.....	60
Tabla 6-2 Capacidad de carga teórica a cortante.....	61
Tabla 6-3 Capacidad de carga elástica, dato experimental vs valor teórico.....	61
Tabla 6-4 Cálculo de rigidez teórica.....	61
Tabla 6-5 Rigidez experimental de los paneles.....	62
Tabla 6-6 Comparación rigidez experimental vs valor teórico.....	62
Tabla 6-7 Capacidad a corte ensayos Cíclicos	68
Tabla 6-8 Comparación de capacidad a corte experimental ensayo	69
Tabla 6-9 Valores de degradación de rigidez experimental en los paneles simples.....	73
Tabla 6-10 Valores de degradación de rigidez experimental en paneles dobles.....	74
Tabla 6-11 Valores de degradación de rigidez en paneles triples	75
Tabla 6-12 Valores de Rigidez Inicial cíclica Vs Teórica	76
Tabla 6-13 Calculo R Paneles	78
Tabla 6-14 Calculo R Paneles con Porcelanato.....	78
Tabla 6-15 Valores teóricos vs experimentales.....	82
Tabla 6-16 Resumen de ensayos de extracción de anclajes en paneles	87
Tabla 6-17 Precios unitarios panel de EPS.....	91
Tabla 6-18 Precio unitario panel en mampostería.....	92
Tabla 9-1 -Valores de protocolo de carga.....	159

Lista de fotografías

Fotografía 2-1 Iglesia paleocristiana del oeste de Irlanda	13
Fotografía 2-2 Arco de Alfonso I de Aragón 1453-1463.	14
Fotografía 2-3 Ejemplo de construcción moderna.	15
Fotografía 2-4 Winter Garden, World Trade Center.	16
Fotografía 5-1 Distribución de malla y detalle de conectores.	26
Fotografía 5-2 Proceso constructivo de las vigas de cimentación.	35
Fotografía 5-3 Proceso constructivo de los paneles poliestireno.	37
Fotografía 5-5 Proceso constructivo de las vigas de borde superior	39
Fotografía 5-6 Proceso de instalación de fachada.	40
Fotografía 5-7 Montaje del ensayo de resistencia a	41
Fotografía 5-8 Montaje del ensayo de resistencia a la	41
Fotografía 6-1 Falla de los cilindros de mortero durante el ensayo de compresión.	56
Fotografía 6-2 Falla de los cilindros de concreto durante el ensayo de compresión.	57
Fotografía 6-3 Montaje del ensayo Estático.	58
Fotografía 6-4 Fallas encontradas en los ensayos estáticos de los paneles.	63
Fotografía 6-5 Montaje del ensayo cíclico	66
Fotografía 6-6 Detalles fallas de fachada.	70
Fotografía 6-7 Detalles de fallas en paneles al retirar el porcelanato.	71
Fotografía 6-8 Montaje del ensayo flexión fuera del plano.	80
Fotografía 6-9 Fallas de paneles ante cargas fuera del plano.	83
Fotografía 6-10 Montaje de ensayo de extracción de anclajes mecánico.	84
Fotografía 6-11 Numeración de 10 anclajes en panel ensayado.	85
Fotografía 6-12 Numeración de 4 anclajes en panel sin ensayar	86
Fotografía 6-13 Fallas encontradas en los ensayos de extracción de anclajes en paneles.	88
Fotografía 6-14 Fallas encontradas en la etapa de construcción de los paneles.	90
Fotografía 9-1 Montaje e instrumentación del panel M1S-E-SP	101
Fotografía 9-2 Detalles de la falla del panel M1-SF	103
Fotografía 9-3 Montaje e instrumentación del panel M2S-E-SP	104
Fotografía 9-4 Detalles de la falla del panel M2S-E-SP	106
Fotografía 9-5 Montaje e instrumentación del panel M7D-C-SP	108
Fotografía 9-6 Detalles de la falla del panel M7D-C-SP	110
Fotografía 9-7 Montaje e instrumentación del panel M11T-E-SP	112
Fotografía 9-8 Detalles de la falla del panel M11T-E-SP	114
Fotografía 9-9 Montaje e instrumentación del panel M3S-C-SP	118
Fotografía 9-10 Detalles de la falla del panel M3S-C-SP	121
Fotografía 9-11 Montaje e instrumentación del panel M4D-C-SP	122
Fotografía 9-12 Detalles de la falla del panel M4D-C-SP	125
Fotografía 9-13 Montaje e instrumentación del panel M5D-C-CP	126
Fotografía 9-14 Detalles de la falla del panel M5S-C-CP	128
Fotografía 9-15 Montaje e instrumentación del panel M8D-C-SP	129

Fotografía 9-16 Detalles de la falla del panel M8D-C-SP	131
Fotografía 9-17 Montaje e instrumentación del panel MD9-C-CP	133
Fotografía 9-18 Detalles de la falla del panel MD9-C-CP	135
Fotografía 9-19 Montaje e instrumentación del panel M12T-C-CP.....	137
Fotografía 9-20 Detalles de la falla del panel M12T-C-CP	140
Fotografía 9-21 Montaje e instrumentación del panel M13T-C-CP.....	142
Fotografía 9-22 Detalles de la falla del panel M13T-C-CP	145
Fotografía 9-23 Montaje e instrumentación del panel M6S-CF-CP	147
Fotografía 9-24 Detalles de la falla del panel M6S-CF-CP	150
Fotografía 9-25 Montaje e instrumentación del panel M10D-CF-SP	151
Fotografía 9-26 Detalles de la falla del panel M10D-CF-SP	153
Fotografía 9-26 Desprendimiento de porcelanato y perdida de dilatación perimetral.	155
Fotografía 9-26 Desprendimiento de porcelanato.	155
Fotografía 9-26 Desprendimiento del porcelanato	155
Fotografía 9-26 Perdida de dilatación perimetral.....	156
Fotografía 9-26 Perdida de dilatación perimetral.....	156
Fotografía 9-26 Perdida de dilatación perimetral.....	156
Fotografía 9-26 Perdida de dilatación perimetral.....	157
Fotografía 9-26 Perdida de dilatación perimetral.....	157
Fotografía 9-26 Perdida de dilatación perimetral.....	157
Fotografía 9-26 Perdida de dilatación perimetral.....	158

Lista de gráficas

Gráfica 5-1 Historial de carga controlado por deformación.	52
Gráfica 5-2 Relación entre ductilidad y factor de reducción de fuerza.....	54
Gráfica 6-1 Fuerza estática lateral en el plano Fuerza vs Desplazamiento.	59
Gráfica 6-2 Fuerza estática lateral en el plano Fuerza vs Deriva.	59
Gráfica 6-3 Protocolo de carga tiempo Vs desplazamiento y deriva.....	65
Gráfica 6-4 Fuerza lateral en el plano vs Desplazamiento	67
Gráfica 6-5 Fuerza lateral en el plano vs Deriva	68
Gráfica 6-6 Degradación de rigidez paneles simples	72
Gráfica 6-7 Degradación de rigidez paneles dobles.....	74
Gráfica 6-8 Degradación de rigidez paneles triples.....	75
Gráfica 6-9 Determinación de Δ_m y Δ_y paneles simples	77
Gráfica 6-10 Determinación de Δ_m y Δ_y paneles dobles.....	77
Gráfica 6-11 Determinación de Δ_m y Δ_y paneles triples.....	78
Gráfica 6-12 Ciclos de carga y descarga panel simple con porcelanato.....	81
Gráfica 6-13 Ciclos de carga y descarga panel doble.	81
Gráfica 6-14 Curva envolvente, cargas fuera del plano.....	82
Gráfica 9-1 Fuerza lateral en el plano vs Desplazamiento panel M1S-E-SP	102
Gráfica 9-2 Fuerza lateral en el plano vs Deriva panel M1S-E-SP	102
Gráfica 9-3 Fuerza lateral en el plano vs Desplazamiento panel M2S-E-SP	105
Gráfica 9-4 Fuerza lateral en el plano vs Deriva panel M2S-E-SP	105
Gráfica 9-5 Fuerza lateral en el plano vs Desplazamiento panel M7D-C-SP.....	109
Gráfica 9-6 Fuerza lateral en el plano vs Deriva panel M7D-C-SP.....	109
Gráfica 9-7 Fuerza lateral en el plano vs Desplazamiento panel M11T-E-SP	113
Gráfica 9-8 Fuerza lateral en el plano vs Deriva panel M11T-E-SP	114
Gráfica 9-9 Curva de histéresis del panel M3S-C-SP.....	119
Gráfica 9-10 Envolvente de los ciclos de histéresis del panel M3S-C-SP	120
Gráfica 9-11 Curva de histéresis del panel M4D-C-SP	123
Gráfica 9-12 Envolvente de los ciclos de histéresis del panel M4D-C-SP	124
Gráfica 9-13 Curva de histéresis del panel M5S-C-CP	126
Gráfica 9-14 Envolvente de los ciclos de histéresis del panel M5S-C-CP	127
Gráfica 9-15 Curva de histéresis del panel M8D-C-SP	130
Gráfica 9-16 Envolvente de los ciclos de histéresis del panel M8D-C-SP	130
Gráfica 9-17 Curva de histéresis del panel MD9-C-CP	133
Gráfica 9-18 Envolvente de los ciclos de histéresis del panel MD9-C-CP	134
Gráfica 9-19 Curva de histéresis del panel M12T-C-CP.....	137
Gráfica 9-20 Envolvente de los ciclos de histéresis del panel M12T-C-CP	139
Gráfica 9-21 Curva de histéresis del panel M13T-C-CP.....	143
Gráfica 9-22 Envolvente de los ciclos de histéresis del panel M13T-C-CP	144
Gráfica 9-23 Curva de carga y descarga del panel M6S-CF-CP	148
Gráfica 9-24 Envolvente de ciclos de carga y descarga panel M6S-CF-CP	149
Gráfica 9-25 Curva de carga y descarga del panel M10D-CF-SP	152
Gráfica 9-26 Envolvente de ciclos de carga y descarga panel M10D-CF-SP	152

1 Introducción

Las necesidades de los proyectos inmobiliarios, donde el cumplimiento en los tiempos de ejecución es un factor determinante, han impulsado la oferta de tecnologías innovadoras y efectivas en el sector de la construcción, generando así una diversificación de los materiales, donde se presentan gran variedad de productos para diferentes necesidades. Es por esto, que se ha incrementado el uso del poliestireno expandido en la construcción a nivel mundial, principalmente como paneles divisorios.

Los paneles de poliestireno, al ser usados como paneles divisorios brindan diferentes beneficios; entre ellos: aislamiento térmico, acústico, reducción en los tiempos de ejecución, disminución de la carga muerta y baja generación de escombros (Lora, M., & Rafael, K., 2014). Este sistema ha tenido gran popularidad en la industria inmobiliaria, formando parte de diferentes edificaciones en construcción en las principales ciudades de Colombia.

En general los paneles cumplen la función de divisiones internas en edificaciones; pero se convierte en un caso particular de evaluación, al proponer esta técnica en el exterior de la edificación soportando un sistema de fachada adosada directamente a los paneles de poliestireno.

En Colombia, el Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10 Capítulo A9: Elementos no estructurales, establece los requerimientos mínimos de diseño para dichos elementos. Sin embargo, en este capítulo no se encuentran los requerimientos o parámetros relevantes para el diseño de fachadas y se deja la responsabilidad en manos del diseñador, estipulando que; al especificar el elemento no estructural en el plano, o memoria de diseño, se deben tomar las medidas necesarias para cumplir el grado de desempeño. Por lo tanto, el profesional que firma es responsable del diseño realizado. Además, el constructor según el A.1.3.6.5 (b) de la NSR-10 “Los diferentes diseños de los elementos no estructurales deben ser firmados por el Constructor que suscribe la licencia, indicando así que se hace responsable que los elementos no estructurales se construyan de acuerdo con lo diseñado, cumpliendo con el grado de desempeño especificado”, siguiendo los parámetros establecidos en los planos aprobados. Según A.9.3.2 de la NSR-10, “El supervisor técnico debe verificar que la construcción e instalación de los elementos no estructurales se realice siguiendo los planos y especificaciones correspondientes”.

En aquellos casos en los cuales los documentos de diseño solo indiquen el grado de desempeño requerido, es responsabilidad del supervisor técnico verificar los elementos no estructurales que se instalen, los cuales deben cumplir el grado de desempeño especificado previamente por el diseñador.

En la Tabla 1-1. se encuentra el grado de desempeño mínimo requerido para los elementos no estructurales. El desempeño se define como el comportamiento de los elementos no estructurales de la edificación ante la ocurrencia de un sismo de diseño, según A.9.5.2-(a) deben diseñarse y construirse para que sus componentes no se disgreguen por consecuencia del sismo, además no permite la posibilidad de su caída, poniendo en peligro

a los transeúntes. También A.9.5.2-(d) especifica que para los enchapes de las fachadas, que representan un peligro inminente para los transeúntes, se debe considerar para su diseño un sistema que involucra todos sus componentes (soporte, mortero, adhesivos y enchape), evaluando la interacción entre la fachada y agentes ambientales como temperatura, cambios de humedad, integridad por meteorización, o deformación del soporte.

Tabla 1-1. Grado de desempeño mínimo requerido

Grupo de Uso	Grado de desempeño
IV	Superior
III	Superior
II	Bueno
I	Bajo

Fuente: Tabla A.9.2-1, tomada de (NSR 10 DE 2010).

En Colombia, existe el decreto 945/17 y la resolución 0017 de 2017, los cuales especifican que los elementos no estructurales deben diseñarse sísmicamente para la protección de la vida de los ocupantes de la edificación, y de las zonas aledañas a ella, como consecuencia de la falla o desprendimiento del elemento no estructural.

Sin embargo, estos documentos no incluyen la obligación a la inspección periódica de fachadas para prevenir la falla de estas. Por ejemplo; en esta norma no están incluidos los parámetros estructurales, dimensiones o caracterización de las piezas de fachada, material o tipo de soporte de las piezas, dilatación entre piezas, número de apoyos, separación mínima de apoyos, requerimientos o caracterización de epóxico a utilizar en las fachadas. No obstante, las fachadas son vulnerables a deltas de temperatura y deltas de humedad, que generan un deterioro en los apoyos ó anclajes de estas, y que puede generar su posible falla en un sismo o fractura de manera espontánea, convirtiéndose en un peligro latente para el transeúnte. Por consecuencia, la ausencia de parámetros de diseño como los tipos de anclajes del enchape al muro exterior, los tipos de apoyos, los materiales permitidos, y de construcción generan la necesidad de realizar estudios y buscar alternativas que optimicen el sistema de fachadas.

Por estas razones, es indispensable buscar la mejor opción para evitar el colapso de estos elementos no estructurales, cumpliendo con los lineamientos de seguridad, disminuyendo los riesgos a lo largo de la vida útil de estos elementos.

Actualmente como ya se mencionó, en el mercado se encuentran y comercializan los paneles de poliestireno expandido, reforzados con malla y mortero, esta alternativa posibilita adosar una fachada de porcelanato directamente sobre los paneles, debido a su versatilidad, disminución en los tiempos de construcción, baja generación de escombros y disminución en el costo total de inversión. El objetivo de este estudio fue evaluar el comportamiento de los paneles de poliestireno con y sin porcelanato adosado, simulando cargas que pueden encontrarse a lo largo de su vida útil cuando se encuentran instalados en las edificaciones, valorando si se comportaran de forma segura. Por esta razón la

empresa Alambres y mallas ALMASA explora esta posibilidad; llevando unas buenas prácticas de construcción, buscando reducir los costos, de manera segura, eficiente y sostenible del sistema.

2 Marco Teórico

Este capítulo está dedicado fundamentalmente a la descripción de la fachada; la cual ejerce un papel fundamental en la edificación. Aunque su rol es estético satisface varias funciones como lo son: ser impermeables al agua, proteger a sus ocupantes de los cambios climáticos y aislar el interior térmica y acústicamente.

Históricamente la fachada ha experimentado considerables transformaciones como consecuencia de la evolución de las técnicas de construcción del mismo modo que la creación y optimización de materiales. Tradicionalmente, se consideraban las fachadas como elementos estructurales, además de ser el aspecto exterior de la edificación, formaban parte del sistema estructural que soportaba la estructura; en consecuencia, limitaba la iluminación y ventilación.

El desarrollo histórico de la fachada ha tenido como objetivo ampliar las funciones de está, buscando mejoras en la calidad de vida de los usuarios y la durabilidad de la edificación.

2.1 Cambios a lo largo de la historia

En el periodo neolítico el hombre encontró en el sedentarismo una alternativa de vida con múltiples retos y posibilidades; retos como habitar una vivienda permanente y el suministro de comida abrieron la posibilidad al pastoreo, la siembra y posteriormente al trueque. En cuanto al hábitat, al tener una vivienda permanente se presentaron diferentes retos como la resistencia a las variaciones climáticas y el aislamiento al peligro en su entorno, dando el primer paso a lo que hoy conocemos como la construcción (Adjemian Orian, 2011).



Fotografía 2-1 Iglesia paleocristiana del oeste de Irlanda
Fuente: Tomado de (Adjemian Orian, 2011)

En la Edad Media, predominó la construcción de iglesias de gran envergadura, donde los muros fueron los encargados de soportar las cargas gravitacionales, para ello utilizaron la piedra como material principal, ya sea a modo de bloques simplemente puestos o la unión

de mortero a ladrillos o piedras, estos materiales se emplearon para macizar el interior de los muros.

Con el paso del tiempo, los muros de fachada fueron perdiendo la función que habían cumplido hasta el momento, como muros de carga, para convertirse en muros divisorios con enormes vitrales, este cambio se observa sobre todo en el estilo Gótico (siglos XIII al XV), donde se desvían las cargas de las cubiertas sobre los arbotantes¹ a los contrafuertes exteriores haciendo posible estos ventanales. Durante el Renacimiento, se siguieron utilizando muros de ladrillo para la ejecución de las fachadas.



Fotografía 2-2 Arco de Alfonso I de Aragón 1453-1463.
Fuente: Tomado de (Spiro, 1985)

En el siglo XX, la fachada inició un proceso de evolución limitando sus capacidades como elemento estructural. Con la aparición del acero a finales del siglo XIX y el concreto armado a principios del siglo XX como materiales principales en las estructuras se despoja a las fachadas de su función estructural. Este proceso es motivado por la búsqueda de destinar vacíos no solo verticales, sino horizontales para una mejor iluminación en el interior de la edificación, y para la protección de estos vacíos se emplearon distintos tipos de materiales como plástico, vidrio, textiles, entre otros.

Arbotante¹¹: Arco situado en la parte exterior de un edificio que transmite el empuje de una bóveda o cubierta a un contrafuerte.

Posteriormente se introduce el concepto de fachada vertical, buscando soluciones inclinadas o curvas, donde se emplean nuevos elementos estructurales para convertir la fachada en un elemento de cerramiento, liberándola del aporte de resistencia estructural de la edificación.



Fotografía 2-3 *Ejemplo de construcción moderna.*
Fuente: Tomado de (Zapata Poyatos, 2012)

2.2 Fachadas en la actualidad

Es importante resaltar que, en los dos últimos siglos, la construcción de fachadas se ha diversificado debido al avance tecnológico, la transformación de los materiales tradicionales y el avance en los sistemas constructivos, proponiendo nuevas soluciones.

El cambio en la concepción tradicional de las fachadas como estructura no sólo se debe a la aparición de nuevos materiales, sino también a la aplicación de nuevos productos sintéticos con propiedades físicas y químicas específicas para cumplir los requisitos de aislamiento, sellado, impermeabilización, entre otros; con espesores evidentemente reducidos. Las fachadas han pasado de ser un elemento único para tener una configuración multicapa. Por lo tanto, no sólo ha perdido su función estructural, también ha disminuido progresivamente el espesor. Todo ello por la necesidad de conseguir la máxima superficie útil en el interior del edificio, confort, y la mayor economía en su ejecución.

La sección tipo de una fachada convencional se compone de dos hojas: una exterior, normalmente de ladrillo, y otra interior, que puede ser de ladrillo o de otros materiales como

el cartón-yeso. Entre esas dos hojas se coloca un aislante térmico, usualmente se utilizan materiales como el poliuretano, la fibra de vidrio o lana de roca. (Stazi et al., 2011)

Sin embargo, esta solución de fachada presenta dificultades como, la separación clara de las dos hojas, exterior e interior como principio de la estructura, esto exige un comportamiento diferencial de ambas hojas al ser separadas.

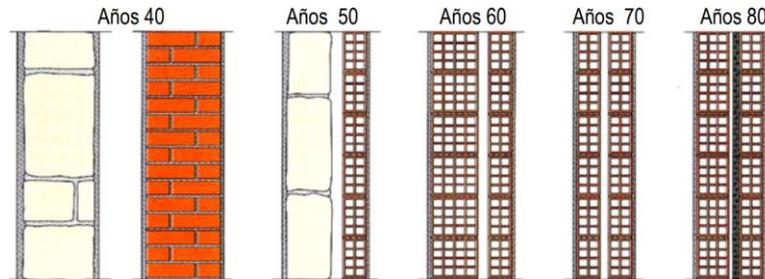


Ilustración 2-1 Evolución de la Fachada a lo largo del siglo XX.

Fuente: Tomado de (Zapata Poyatos, 2012)

Los movimientos mecánicos y térmicos entre fachada y estructura pueden hacer que se generen fisuras o esfuerzos en los muros perimetrales. Si las uniones entre cerramiento y estructura no se han concebido como juntas ampliamente deformables, el buen estado del edificio no podrá garantizarse por el desarrollo de las grietas que se producirán en los muros sometidos a las cargas y deformaciones.

Para hacer frente a los problemas de la fachada convencional ha ido evolucionando a la progresiva separación de las dos hojas hasta la fachada de nuestros días.



Fotografía 2-4 Winter Garden, World Trade Center.

Fuente: Tomado de.(McFarquar, 2012)

La fachada auto portante es un conjunto de marco independiente con mecanismos autosuficientes que no sostienen la estructura del edificio. Si bien los sistemas de fachadas son sistemas patentados, hay diferentes opciones disponibles para la industria, pero no todos los sistemas tienen la misma función. Por ejemplo, en edificios comerciales, cumple con dos funciones principales: barrera climática contra los factores ambientales como los cambios de temperatura, protección del viento y agua y el ingreso de luz al espacio interior. (McFarquar, 2012)

3 Estado del arte

Actualmente, el mercado de la construcción está colmado de diferentes sistemas y materiales, la investigación y desarrollo es tan amplia que no es fácil una adecuada selección de la solución constructiva a emplear. Los materiales modernos y las soluciones de diseño deben cumplir los requisitos del cliente; durabilidad, funcionalidad, rentabilidad, y altos rendimientos. La mayoría de las tecnologías satisfacen estos indicadores, pero algunos sistemas requieren un mayor estudio con el fin de evaluar su comportamiento ante diferentes solicitaciones a las que se verá expuesta durante su vida de servicio, es el caso propuesto de los paneles de poliestireno expandido reforzados con mortero al soportar un sistema de fachada expuesta al medio ambiente.

A continuación, se presenta las características típicas del sistema de fachada propuesta y los paneles de poliestireno.

3.1 Fachada a la Intemperie

3.1.1 Propiedades mecánicas de fachadas.

El sistema de fachada a la intemperie es bastante común en las construcciones nuevas y en la remodelación de edificios. Con los objetivos de sostenibilidad y eficiencias energéticas, este sistema ha presentado una constante evolución a lo largo del tiempo. Buscando garantizar la correcta funcionalidad del método, se han desarrollado diversos estudios, a continuación, se presentan los resultados de algunas investigaciones realizadas.

3.1.2 Desprendimientos

Las principales causas del desprendimiento de fachadas en edificaciones ocurren debido a las malas prácticas de diseño, construcción o eventos naturales como lo son asentamientos diferenciales, movimientos sísmicos, explosiones accidentales, impactos de escombros, cambios de humedad y temperatura. Al tener conocimiento de los errores cometidos es posible comprender mejor los patrones encontrando, las carencias y desventajas de los materiales y de los sistemas; así como también las incorrectas aplicaciones de las tecnologías en los diseños.

Por un lado, (Orazio et al., 2014) estudiaron los elementos de arcilla utilizados de una manera frecuente en las fachadas de edificaciones, las fallas más habituales encontradas residen en la fragilidad del material, el cual es propenso al desarrollo de fisuras, esto junto a las acciones ambientales puede generar la falla del sistema, por otro lado, (Silvestre & Brito, 2011) clasificaron y confirmaron que el cambio volumétrico y el deterioro de las piezas son las fallas más importantes, provocando la fisuración y posterior desprendimiento de las piezas. (Orazio et al., 2014) encontraron una correlación entre la resistencia a la fractura y

las propiedades porosas del elemento. La tenacidad a la fractura está estrechamente relacionada con la dimensión de los poros y la porosidad total. Por las relaciones de dimensiones de poros y porosidad total en los elementos, es posible estimar la resistencia a la fractura al conocer su distribución.

Teniendo en cuenta lo anterior, es posible afirmar que los daños más probables en las fachadas compuestas por piezas de arcilla son el agrietamiento y posterior desprendimiento de los elementos. Establecer una correcta caracterización de las propiedades y comportamiento del material ante las cargas, se hace esencial para la adecuada caracterización del material, reduciendo la vulnerabilidad del sistema.

Retomando los problemas debidos a la exposición al medio ambiente, vale la pena recalcar que estos también aparecen en piezas cerámicas utilizadas en sistemas de fachada a la intemperie, ocasionando grandes daños, se encontró que el 48% de los errores se comenten en la construcción (Solar et al., 2012).

3.1.3 Interacción fachada, soporte y anclaje.

El adecuado comportamiento mecánico de las fachadas de enchape ancladas, se basa en la apropiada relación entre la fachada con el anclaje y el soporte de la pieza, diferentes autores han profundizado en estos aspectos, a continuación, se presentan algunas de las investigaciones más relevantes.

Los problemas latentes en fachadas ancladas los identifican en su investigación (Blas et al., 2012) desarrollada en España, quienes los clasificaron y enumeran a continuación: concentración de esfuerzo en la piezas, ninguna correlación entre el número de anclajes y las características físicas del elemento, corrosión en los anclajes, regulación de la estructura auxiliar (perfiles portantes), tensión no prevista en montajes defectuosos (anclajes forzados), caracterización de cada pieza para una adecuada localización del anclaje mecánico y un alto grado de dificultad para el mantenimiento o sustitución de cualquier elemento de la fachada. La solución que proponen (Blas et al., 2012), a los inconvenientes descritos para el anclaje mecánico son: tener una relación entre anclaje, peso de la fachada y cargas a soportar, generar libertad entre anclaje y pieza de fachada, no inducir pares galvánicos, y sustituir cada pieza de una manera independiente en el sistema.

Las conexiones mecánicas permiten el empalme de piezas homogéneas a perfiles de lámina delgada anclados por tornillos y remaches, esta práctica en la conexión de paneles de fachada son la principal falla del sistema, los puntos de unión y ajuste son el lugar donde se presenta la mayor concentración de esfuerzo, y no están diseñados para soportar la sollicitación del servicio, presentándose disminución en la capacidad de carga, fisuras, deformación en las piezas y fallas en la instalación, facilitando la entrada de agua y otros agentes ambientales hacia el interior de la estructura. En Colombia (Valderrama. L, 2016) hace énfasis importante en los anclajes, es relevante contar con mano de obra calificada, ya que, tener un correcto funcionamiento de los anclajes radica en la adecuada instalación

de estos, generando una apropiada interacción entre los diferentes componentes de la fachada.

En el párrafo anterior se presenta unos elementos fundamentales que son las conexiones mecánicas, identifica la concentración de esfuerzos en los puntos de apoyo; un adecuado comportamiento de los soportes es trascendental y el cálculo de los elementos de sujeción es esencial para evaluar la capacidad portante de los apoyos y sus características físicas, como lo son sus variaciones dimensionales por deltas de temperatura y su resistencia a agentes ambientales. El análisis de los parámetros mencionados son factores importantes para asegurar un adecuado funcionamiento, así lo afirma en su investigación (Ivorra et al., 2013).

Es sustancial la implementación de materiales de buena calidad, al utilizar materia prima de calidad inferior o su sustitución por materiales de inferior desempeño, que no cuenten con certificación, tal como lo afirma (Zhang, 2017) puede generar que con el paso de tiempo, los elementos de fachada pierdan su posición inicial, dando un aspecto inadecuado en la fachada del edificio. Un ejemplo de sustitución de los paneles de fachada se presentó en un edificio de apartamentos en Krasnoyarsk Rusia en septiembre de 2014 (Zhang, 2017), en el cual fue necesaria la sustitución de los paneles por otros, los cuales tenían una menor resistencia a fuego disminuyendo la capacidad de inflamabilidad; en este edificio de 25 plantas se presentó un incendio el cual obligó a evacuar a 115 personas sin dejar muertos ni heridos. La propagación de las llamas por medio de la fachada, la cual había sido sustituida recientemente sin una adecuada verificación del comportamiento de los materiales ante el fuego. Caso similar se presentó en la torre Granfell Londres (Reino Unido), construida en 1967, un edificio de apartamentos de 24 niveles de altura que en junio de 2017 se incendió produciendo la muerte de 71 personas y más de 70 heridos, el principal problema al que se le adjudica su rápida propagación fue al revestimiento instalado en 2015, el cual contenía polietileno, lo que generó una alta velocidad en la propagación del fuego.

Un problema relevante es la falta de normativa, las fachadas constituyen una preocupación permanente para los constructores y fabricantes de dichos elementos. La ausencia de regulaciones específicas para el cálculo y detalle de este tipo de estructuras según lo explica (Claudiu et al 2016), deja la responsabilidad de su diseño en el constructor, quien debe certificar la seguridad en el tiempo que esté en servicio la fachada, si a esto se le adicionan los requerimientos de los propietarios por; resistencia, estabilidad y seguridad en el funcionamiento, representa una gran cantidad de retos para los constructores de tales sistemas.

3.2 Paneles de poliestireno expandido

La construcción ha consumido una gran cantidad de recursos naturales y elevado consumo energético. Se pronostica que con el desarrollo tecnológico y económico esta tendencia aumente y por ende crezca la demanda por edificaciones nuevas y sostenibles. Por esta

razón, cualquier material que minimice el uso de recursos naturales o reduzca los residuos podría tener un futuro prometedor. El novedoso sistema de paneles de poliestireno expandido (EPS, por sus siglas en inglés Expanded PolyStyrene) actuando como núcleo y un refuerzo de malla electrosoldada con mortero adosado por ambas caras del panel, es un sistema que utiliza el 50% de poliestireno reciclado, para la producción de paneles indica (Dissanayakeet al 2017). Por lo cual resulta evidente la gran acogida que han tenido en los últimos años.

Con el fin de evaluar el comportamiento de los paneles, se llevaron a cabo diferentes estudios, en los que se caracterizaron las propiedades físicas del EPS a continuación se presenta algunas investigaciones.

En primer lugar, es importante presentar el comportamiento que este material tiene en el aspecto constructivo, la cual se presenta a continuación.

El EPS ha tenido diferentes aplicaciones debido a sus características de baja densidad, aislamiento térmico, durabilidad, absorción acústica y baja conductividad térmica. En Colombia se ha utilizado cada vez más en construcciones de edificios como material central paneles para muros no estructurales. Algunas de esas estructuras durante su vida útil pueden estar sujetas a cargas dinámicas, explosiones accidentales e impactos de escombros. Comprender las propiedades dinámicas del material del EPS es esencial para obtener predicciones fiables del rendimiento de los paneles con núcleo de EPS. (Chen et al., 2015) estudiaron el comportamiento estático, dinámico, compresión y tensión de EPS con una densidad de 13,5 kg/m³ y 28 kg/m³ a diferentes tasas de deformación obteniendo el módulo de Young y las capacidades de absorción de energía. Sobre la base de los datos de prueba, se obtuvieron relaciones, que se pueden usar para modelar las propiedades de EPS.

En el estudio que lleva por nombre "Static and dynamic mechanical properties of expanded polystyrene" desarrollado por (Chen et al., 2015) en Australia y China, llevaron a cabo pruebas de laboratorio para investigar las propiedades estáticas y dinámicas. Se encontró que la resistencia estática de EPS, módulo de Young y la absorción de energía tiene una relación directa con el aumento de densidad del material. La resistencia a la compresión del EPS varía según la tasa de la aplicación de la carga. El módulo de Young no muestra ninguna variación según la tasa de aplicación de la carga. Las fórmulas para la compresión y la resistencia a la tracción con respecto a la tasa de deformación se derivaron de los datos de prueba, que podrían utilizarse para modelar material EPS bajo carga dinámica en simulaciones numéricas

Más adelante en India (Daniel Ronald Joseph et al., 2017) estudiaron el comportamiento de los paneles de sección compuesta con hormigón prefabricado que consta de dos capas delgadas separadas por un núcleo de EPS. En su estudio evaluaron su comportamiento mediante experimentos en especímenes sometidos a flexión, para diferentes espesores de paneles variando el diámetro de la malla, con y sin pliegues. Los resultados de los ensayos indicaron que todos los paneles se comportan como miembros compuestos hasta su falla.

Debido a la presencia de la malla, el comportamiento de agrietamiento en términos de número y separación de grietas presentó una relación directa.

Del anterior estudio, se hacen las siguientes conclusiones: el agrietamiento de los paneles que fallan por flexión con numerosas grietas en la parte inferior, bajo carga a corte, tiene una relación con la cuantía específica, la cual afecta el comportamiento de agrietamiento en términos del número y separación de fisuras. La conducta de agrietamiento de los paneles usando modelos de agrietamiento es consistente con los resultados experimentales. La provisión de barras de refuerzo en la parte inferior, además de la malla de alambre, aumenta la capacidad de carga máxima de los paneles bajo corte. Sin embargo, el uso de un tamaño de malla más bajo no aumenta significativamente la capacidad de carga última a flexión.

Una investigación muy completa la desarrollaron en Polonia por (Smakosz & Tejchman, 2014) quienes evaluaron los paneles de cemento de magnesio, reforzados con fibra de vidrio y en el centro núcleo de poliestireno expandido. Presentaron los resultados de deformación y el modo de falla de los paneles, también se desarrollaron pruebas pseudoestáticas a escala real y de modelos bajo carga estática para evaluar las propiedades mecánicas. En el caso de pruebas a escala real, se llevaron a cabo ensayos de flexión, compresión, impacto, resistencia a las cargas colgantes verticales, horizontales y pruebas de temperatura, también, se realizaron ensayos de compresión, corte y flexión a pequeña escala. Por último, se hizo una modelación en software de elementos finitos para hacer una comparación con los resultados de los ensayos. En este artículo se presenta una guía para la caracterización de los paneles como lo son las propiedades de flexión y compresión las cuales pueden determinarse con pruebas a pequeña escala. El módulo de elasticidad a compresión se puede obtener con compresión axial en muestras pequeñas. Un modelo de elementos finitos simplificado de dos materiales linealmente elásticos presenta buenas correlaciones con los resultados de los ensayos a escala real.

Dado el estado del arte consultado, se evidenció la pertinencia de estudiar la incidencia en el comportamiento de los paneles conformados por una lámina de poliestireno expandida en su núcleo central, que integra dos mallas electrosoldadas dispuestas una en cada cara, vinculadas entre sí por conectores que atraviesan la lámina de poliestireno, estos paneles funcionan con frecuencia como muros divisorios los cuales su uso principal es separar espacios arquitectónicos, bajo estas funciones los autores (Chen et al., 2015) en Australia - China y (Daniel Ronald Joseph et al., 2017) en India, evaluaron el comportamiento del sistema dando satisfactorios resultados.

Por otro lado, la empresa colombiana Alambres y mallas ALMASA fundada en el año 1972 incursionó con ALMAPANEL en el mercado colombiano, una tecnología reciente comparada con los sistemas y materiales tradicionales usados en el país, como lo son el concreto, acero, mampostería, madera, entre otros; por lo tanto, se hace relevante caracterizar las propiedades mecánicas del sistema de paneles mediante pruebas experimentales.

En este caso particular se planteó y evaluó su uso como paneles de cerramiento externo con baldosas de porcelanato adosadas directamente. Bajo esta propuesta con el apoyo de alambres y mallas ALMASA se desarrolló el estudio que se presenta a continuación.

4 Objetivos

4.1 Objetivo general

Evaluar el desempeño de paneles de poliestireno expandido, reforzados con malla electrosoldada y mortero, soportando fachada de porcelanato, sometidos a cargas cíclicas laterales, y perpendiculares al plano.

4.2 Objetivos específicos

- Evaluar el comportamiento frente a sollicitaciones de flexión y corte, de disipación de energía, degradación de la rigidez, deformación y modos de falla a especímenes de diferentes dimensiones.
- Comparar el desempeño de los paneles, dependiendo del número de paneles acoplados.
- Comparar los resultados obtenidos con los parámetros y especificaciones de diseño del Reglamento NSR-10 y el documento de ASCE 07-16 para elementos no estructurales.
- Evaluar la relación costo-beneficio entre los paneles conformados por el sistema ALMAPANEL compuesto por una lámina de EPS y en cada una de sus dos caras malla electrosoldada y mortero Vs los paneles compuestos por unidades cerámicas.

5 Metodología

Durante el desarrollo del documento se revisó constantemente el estado del arte y diferentes artículos relacionados con el área de estudio, con el fin de consignar en este los avances más recientes; de igual manera se revisaron y tomaron como guía para los diferentes ensayos planteados, las normas NTC, ASTM y protocolos del laboratorio de estructuras y materiales de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, de acuerdo con la evaluación de las solicitudes en estudio en los meses de Julio y Agosto de 2018.

A continuación, se describe lo relacionado con el programa experimental y las evaluaciones llevadas a cabo.

5.1 Programa experimental

Para evaluar las propiedades de los paneles (con y sin baldosas de porcelanato), se planteó un programa experimental, donde se realizó una serie de ensayos en paneles sencillos, dobles y triples, sometidos ante cargas en el plano (estáticas y cíclicas) y fuera de este.

A continuación, se describen los diferentes materiales que conforman los paneles:

5.2 Materiales del sistema ALMAPANEL

En este capítulo se presenta una descripción de algunas propiedades físicas y mecánicas de los materiales que componen los paneles utilizados en la presente investigación.

5.2.1 Paneles de poliestireno expandido (EPS)

Los paneles tienen en su interior una lámina de EPS, producto del corte de grandes bloques de EPS tipo F ignífugo, de baja densidad (12 kg/m³). Su estructura es homogénea de células cerradas en toda su superficie, con bordes rectos y paralelos, para el programa experimental, cada panel tiene un espesor de 80 mm, un ancho estándar de 1.20 m y una altura de 2.40 m; ver Ilustración 5-1.

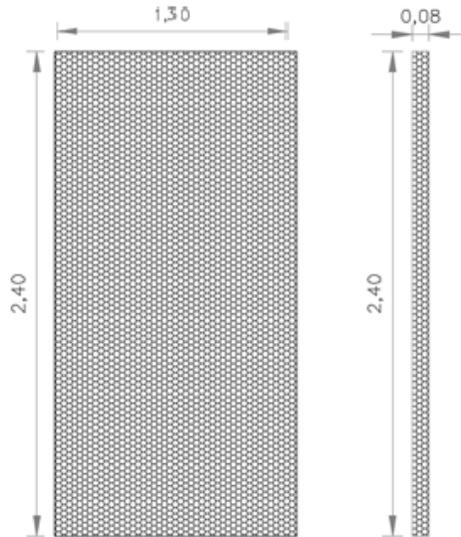


Ilustración 5-1 Esquema dimensiones de panel de EPS.

Fuente: Elaborada por el autor.

5.2.2 Malla electrosoldada

Los grafites de la malla electrosoldada son lisos, con designación XX-115 y $f'y= 550$ MPa, módulo de elasticidad $E = 200$ GPa tiene un diámetro de 2.51 mm, con separación en ambos sentidos de 75 mm, la malla se encuentra en ambas caras del panel, unida por conectores que atraviesan el EPS cada 250 mm, en sentido horizontal y vertical, los conectores soldados tienen un diámetro de 3 mm. En la Ilustración 5-2 y Fotografía 5-1 se detalla el panel con la malla adosada.

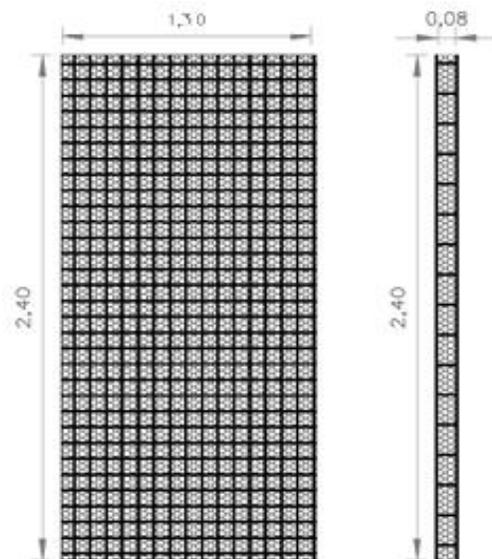


Ilustración 5-2 Esquema dimensiones de panel de EPS con malla.

Fuente: Elaborada por el autor



Fotografía 5-1 Distribución de malla y detalle de conectores.
 Fuente: Elaborada por el autor

5.2.3 Mortero

Los paneles, se encuentran cubiertos por dos capas de mortero en cada cara; la primera, es un mortero Tipo S, con un espesor de 15 mm y una resistencia a la compresión de 12.5 MPa Ilustración 5-3. (a); este se aplica con una llana metálica dentada, para dar una textura corrugada y facilitar la adherencia de la segunda etapa del mortero Tipo N, con espesor de 10 mm y resistencia a la compresión de 7.5 MPa, el cual se aplica con una llana metálica lisa para dar acabado llano. Ver Ilustración 5-3 (b).

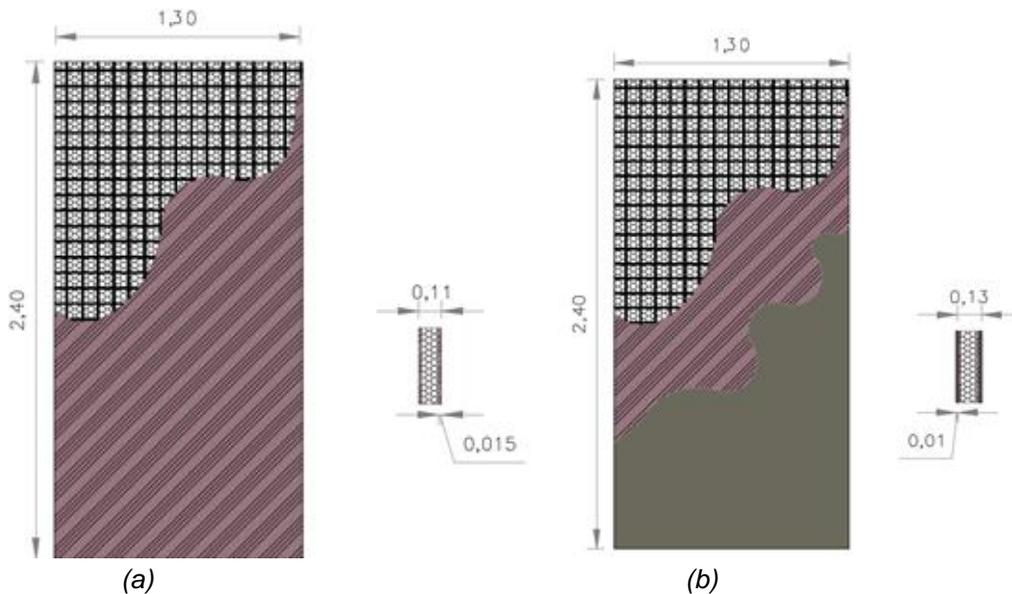


Ilustración 5-3 Esquema dimensiones de panel de poliestireno expandido con mortero Tipo S (a) y Tipo N (b).

Fuente: Elaborada por el autor

En la Ilustración 5-4, se puede ver el corte transversal del panel, con el ancho total y el espesor de cada uno de los elementos que lo conforman.

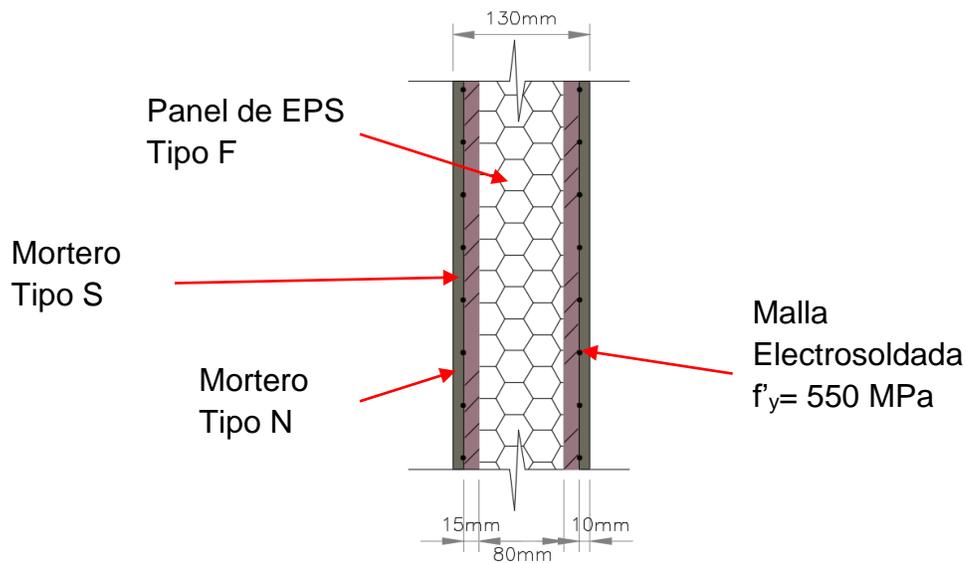


Ilustración 5-4 Corte transversal del panel y sus dimensiones

Fuente: Elaborada por el autor

5.2.4 Concreto

Para el proceso de ensamblaje los paneles se apoyan sobre una viga de concreto con el fin de simular los elementos de soporte (elemento inferior), en la parte superior del espécimen se funde una viga de confinamiento, para simular los elementos de entrepiso (elemento superior), el concreto de estas vigas se diseñó con una resistencia a la compresión de 21 MPa a los 28 días, ver Ilustración 5-5.

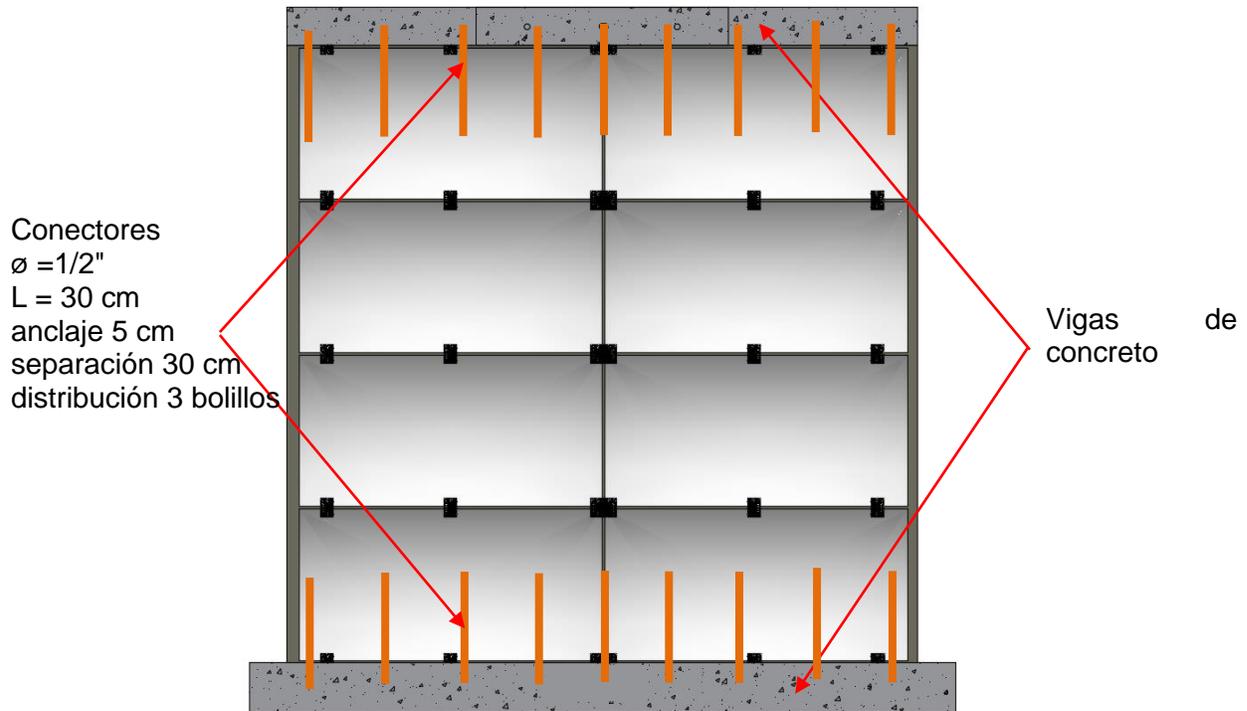


Ilustración 5-5 Esquema de panel con vigas de concreto.

Fuente: Elaborada por el autor

5.2.5 Baldosas de porcelanato

A los especímenes se les adosa en una de sus caras baldosas de porcelanato, con dimensiones de 600 x 1200 mm, y una masa de 8.25 kg cada una. Cada tableta esta soportada en seis puntos por medio de platinas, tres en la parte superior y tres en la parte inferior, con una separación horizontal de 500 mm. Adicionalmente, en los extremos laterales de la tableta, se instala un cordón de epóxico de 300 mm de longitud; se utilizó epóxico "Dynamex GREY GTX Multi-Seal". Ver Ilustración 5-6.

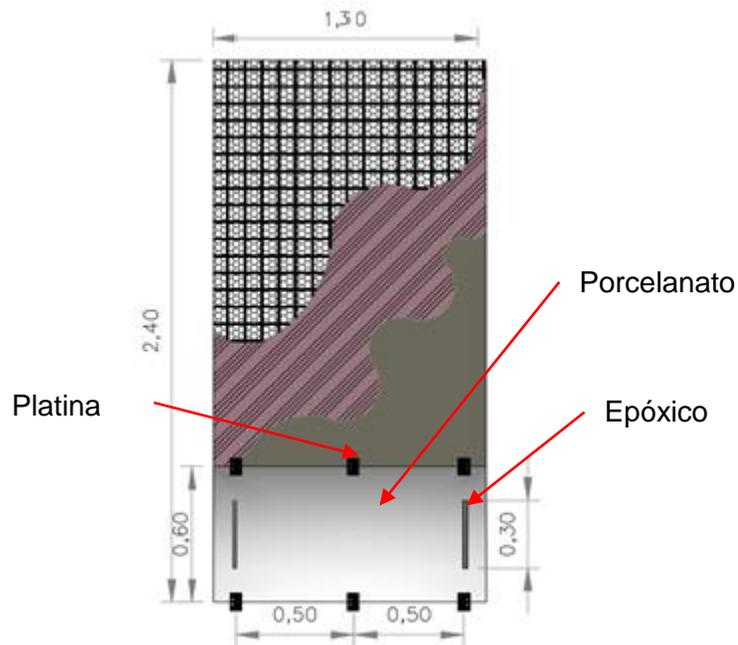


Ilustración 5-6 Esquema dimensiones de panel de poliestireno expandido con fachada.

Fuente: Elaborada por el autor

5.2.5.1 Platina

Las platinas utilizadas para soportar las piezas de porcelanato están conectadas con los paneles por medio del sistema chazo y tornillo.

La platina Tipo 1 tiene dimensiones de 10x7.5 mm y un espesor de 1.5 mm cuenta con dos o cuatro puntos de anclaje (dependiendo de la ubicación), las baldosas de porcelanato se sujetan a la platina, mediante unas pestañas, ver Ilustración 5-7.

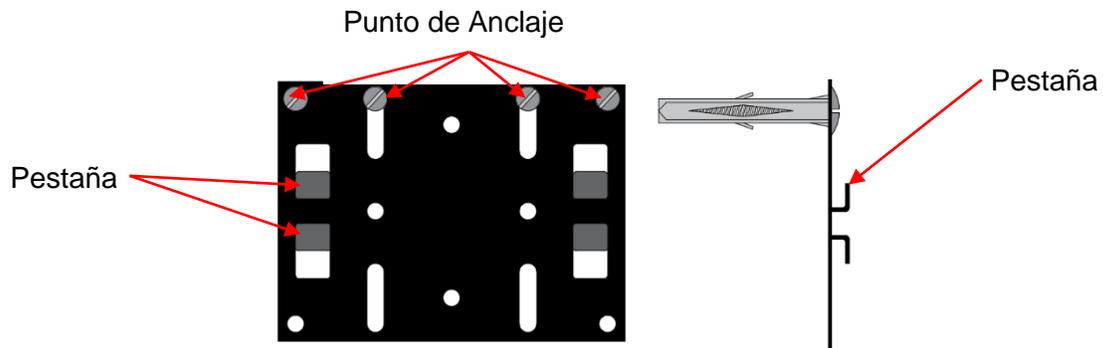
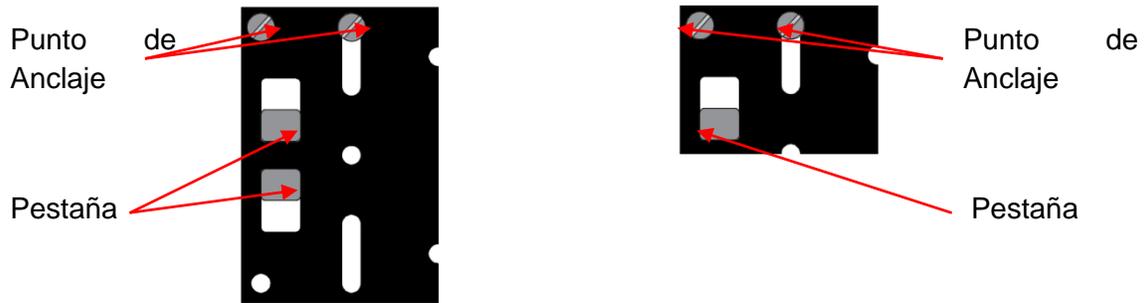


Ilustración 5-7 Esquema Platina Tipo 1.

Fuente: Elaborada por el autor

La platina presentada en la Ilustración 5-7, se corta de tal manera que se obtienen las siguientes subdivisiones ver Ilustración 5-8, platina Tipo 2 con dimensiones de 5x7.5 mm y espesor de 1.5 mm, la platina Tipo 3 con dimensiones de 5x3.25 y espesor de 1.5 mm se muestran diferentes geometrías según su posición en el panel.



(a) Platina Tipo 2

(b) Platina Tipo 3

Ilustración 5-8 Esquema platinas Tipo 2 y Tipo 3.

Fuente: Elaborada por el autor

5.2.5.2 Anclaje mecánico

La función de los anclajes es conectar la platina al panel, los anclajes tienen una longitud de 50 mm y están conformados por chazo plástico y tornillo; ver Ilustración 5-9.

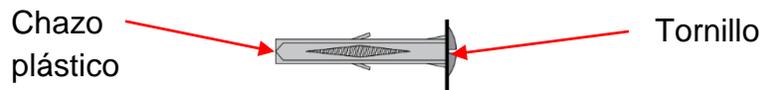


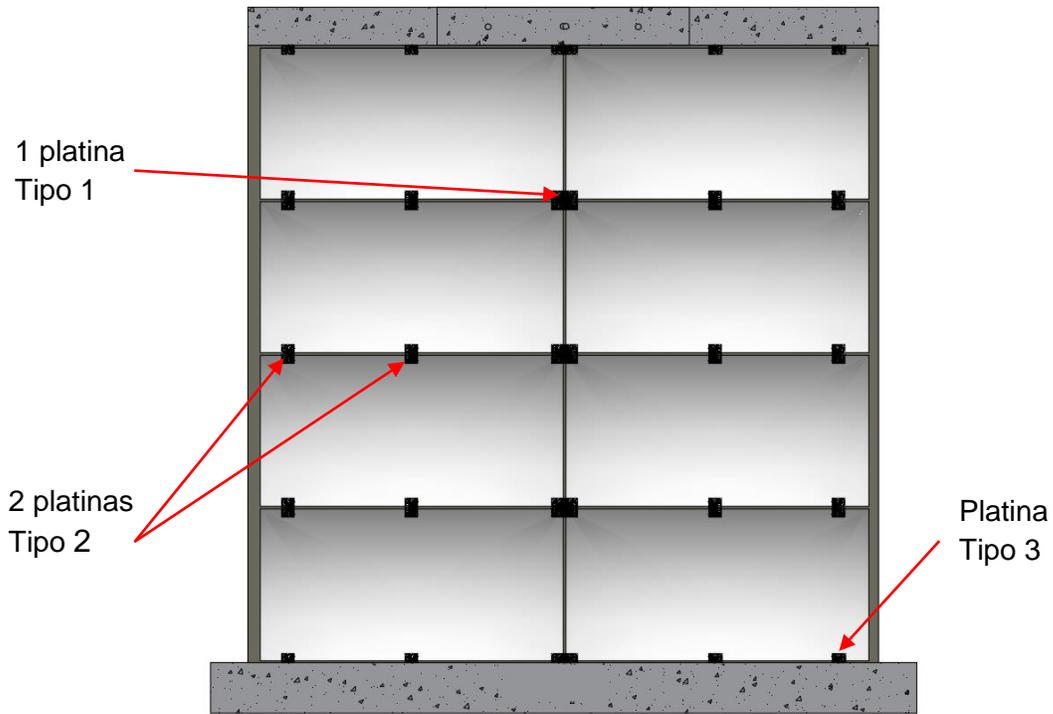
Ilustración 5-9 Anclaje mecánico.

Fuente: Elaborada por el autor

5.3 Disposición de baldosas de porcelanato en los paneles

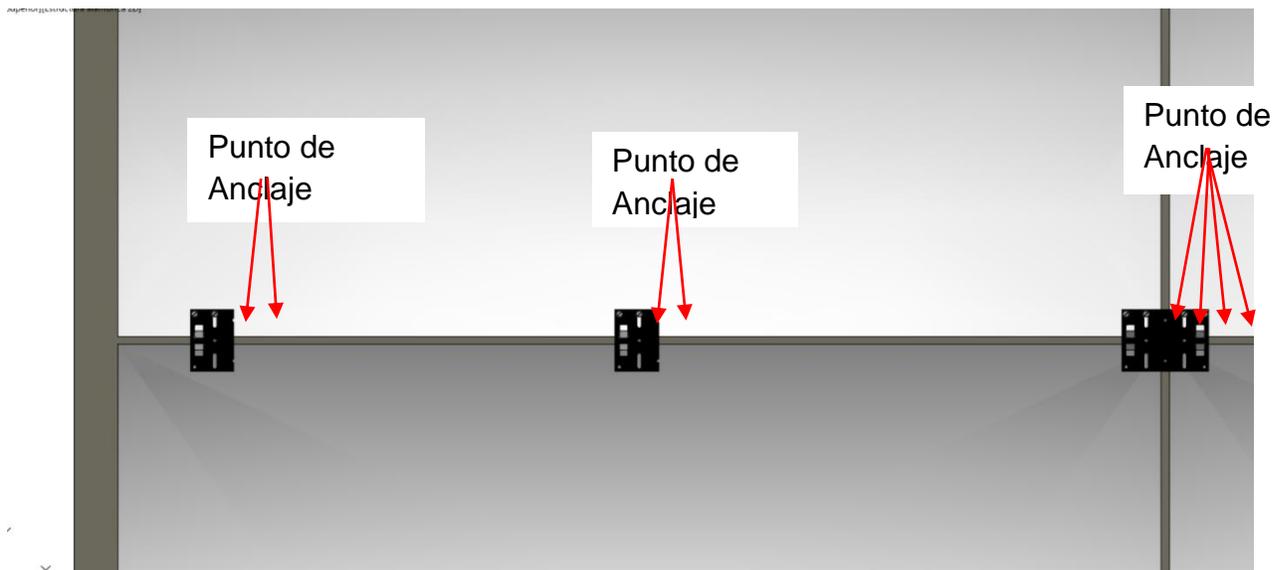
La unidad de porcelanato está apoyada en tres platinas en la parte inferior y tres platinas en la parte superior, las platinas utilizadas son: una Tipo 1 y dos platinas Tipo 2 tanto en la parte inferior como en la parte superior.

A continuación, en la Ilustración 5-10, se muestra la distribución de los puntos de sujeción del porcelanato a los paneles.



*Ilustración 5-10 Distribución de platinas en panel acoplado (2.6 m de ancho)
Fuente: Elaborada por el autor*

En la Ilustración 5-11, se presenta un detalle de la distribución de las platinas y los anclajes.



*Ilustración 5-11 Detalle de distribución tipo de platinas.
Fuente: Elaborada por el autor*

5.4 Códigos de identificación de especímenes de prueba

Dado que se plantearon pruebas en diferentes paneles, en la Tabla 5-1 se presenta la descripción de cada panel de ensayo y su correspondiente identificación, junto con la cantidad de ensayos realizados.

Dentro del plan experimental planteado, se realizó la extracción de anclajes en diferentes puntos de conexión con el panel, después de ser sometido a fuerzas laterales en el plano y a otro panel sin ensayar; en total se realizaron 13 extracciones de platinas ancladas con 2, 3 ó 4 anclajes.

Cada panel ensayado, se identificó mediante una codificación que dependió del ancho del panel, tipo de ensayo y porcelanato en caso de soportarlo.

M: Panel

S: Indica un panel de 1.20 m, una adición en la lámina de EPS de 0.10 m y un traslapo en la malla de 0.225 m. Ancho total de 1.30 m.

D: Indica dos paneles de 1.20 m, una adición en la lámina de EPS de 0.20 m y un traslapo en la malla de 0.225 m. Ancho total de 2.60 m.

T: Indica tres paneles de 1.20 m. Ancho total de 3.60m.

Consecutivo del panel

E: Ensayo Estático.

C: Ensayo Cíclico.

CF: Carga Fuera del plano

SP: Sin Porcelanato ó **CP:** Con Porcelanato.

A manera de ejemplo, se presenta la siguiente nomenclatura que indica:

M8D-E-CP

Panel #8 Doble - Ensayo Estático – Con Porcelanato.

Tabla 5-1 Ensayos en Paneles y nomenclatura

Ensayo	Referencia	Cantidad
Panel sencillo ancho 1.3m- ensayo estático	MS#-E-SP	2
Panel sencillo ancho 1.3m- sin porcelanato ensayo cíclicos	M#S-C-SP	2
Panel sencillo ancho 1.3m- con porcelanato ensayo cíclicos	MS#-C-CP	1
Panel sencillo ancho 1.3m- con porcelanato ensayo cíclicos, aplicando la carga en la mitad de la altura	M#S-CF-CP	1
Panel acoplado ancho 2.6m- sin porcelanato ensayo estático	M#D-E-SP	1
Panel acoplado ancho 2.6m- sin porcelanato ensayo cíclico	M#D-C-SP	1
Panel acoplado ancho 2.6m- con porcelanato ensayo cíclicos	M#D-C-CP	1
Panel acoplado ancho 2.6m- con porcelanato ensayo carga fuera del plano	M#D-CF-CP	1
Panel acoplado ancho 3.6m- sin porcelanato ensayo estático	M#T-E-SP	1
Panel acoplado ancho 3.6m- con porcelanato ensayo cíclicos	M#T-D-CP	2
Extracción de anclajes	EA#	14

Fuente: Elaborada por el autor

En la siguiente tabla se presentan las dimensiones y masas de los paneles del estudio.

Tabla 5-2 Geometría y masa de los paneles

Descripción de Panel	Base (m)	Altura (m)	Espesor (m)	Masa (kg)	Incremento masa (%)
Simple	1.30	2.40	0.13	560	N/A
Simple con porcelanato	1.30	2.40	0.13	593	5.9%
Doble	2.60	2.40	0.13	1168	N/A
Doble con porcelanato	2.60	2.40	0.13	1234	5.7%
Triple	3.60	2.40	0.13	1582	N/A
Triple con porcelanato	3.60	2.40	0.13	1682	6.3%

Fuente: Elaborada por el autor

Como se evidencia el incremento máximo porcentual en la masa de los paneles con porcelanato es de apenas un 6.3%, en el Capítulo 6.2.2.6 Disipación de energía se compara el comportamiento de los paneles con y sin porcelanato.

5.5 Proceso constructivo de paneles

5.5.1 Vigas de cimentación

La construcción de los paneles estuvo a cargo de la empresa **Alambres y Mallas S.A-ALMASA**; las vigas de soporte de los especímenes, se elaboraron en concreto de 21 MPa y se reforzaron con cuatro barras longitudinales de 1/2" de diámetro, dos en la parte superior y dos en la parte inferior, con el fin de resistir los esfuerzos de flexión producidos por la aplicación de las cargas; como refuerzo a corte se colocaron estribos 3/8" separados cada 125 mm como se muestra en la, Ilustración 5-12. Estas vigas se anclaron al marco de prueba para restringir los desplazamientos horizontales y verticales.

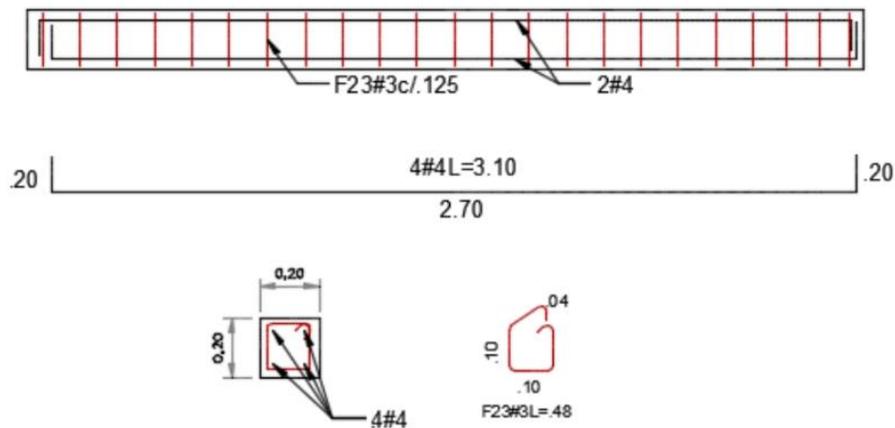


Ilustración 5-12 Dimensiones y refuerzo típico de las vigas de cimentación.

Fuente: Elaborada por el autor

Como lo muestra la Fotografía 5-2 los pasos del proceso constructivo de las vigas de cimentación fueron:

- Armado de formaletas
- Amarre de canastas (acero figurado) para las vigas
- Ubicación de las canastas de hierro dentro de las formaletas
- Colocación y vibrado del concreto.



(a) Armado de formaletas



(b) Acero figurado para las vigas



(c) Canasta de hierro dentro de formaleta



(d) Colocación y vibrado del concreto.

Fotografía 5-2 Proceso constructivo de las vigas de cimentación.

Fuente: Elaborada por el autor

5.5.2 Construcción del panel

Para generar la continuidad entre la viga de soporte y los paneles, se hicieron perforaciones mecánicas de diámetro 1/2" y 50 mm de profundidad a la viga de soporte, posteriormente se anclaron barras de 350 mm de longitud con diámetro 3/8", el epóxico que se utilizó fue "Sikadur AnchorFix-4". Las barras estaban separadas cada 300 mm en distribución tres bolillos.

El proceso constructivo de los paneles siguió las técnicas y recomendaciones del proveedor, como se puede observar en la Fotografía 5-3; para acoplar los paneles dobles o triples, se procedió a colocar a tope las láminas de EPS y se realizó un traslape de 225 mm de la malla adosada, ver Fotografía 5-3-e.



(a) Localización y replanteo de los ejes por medio de cimbra.



(b) Marcado de puntos de perforación, con profundidad de 50 mm.



(c) Perforación de viga de cimentación en distribución tres bolillos.



(d) Limpieza de perforaciones de forma mecánica.



(e) Unión de panel y amarrado de mallas mediante procedimiento manual con traslapo de la malla de 225 mm.



(f) Se desliza la barra de 3/8" entre la malla y la lámina de poliestireno.



(g) Anclaje de la barra de 3/8" a la viga de cimentación.



(h) Ubicación de puntales y parales para el aplome de paneles.



(i) Instalación de los anclajes en la parte superior del panel.



(j) Revoque de la primera capa de mortero tipo S con espesor de 15mm, cubriendo la malla



(k) Lanzado de la segunda capa de mortero Tipo N, con espesor de 10 mm



(l) Panel terminado

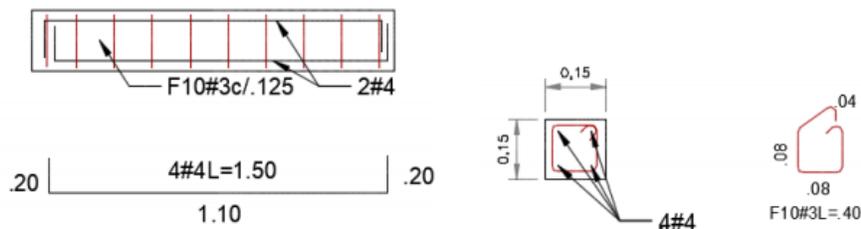
Fotografía 5-3 Proceso constructivo de los paneles poliestireno.
Fuente: Elaborada por el autor

Este proceso se realizó de igual manera para los paneles simples (1300 mm), dobles (2600 mm) y triples (3600 mm) de anchos totales.

Para los morteros de revoque se preparó mortero seco, antes de instalar el pañete, se adicionó agua siguiendo las recomendaciones del fabricante, cabe resaltar que durante el proceso de pañete de los paneles se tomaron cilindros de mortero y para las vigas de soporte y de remate se tomaron cilindros de concreto para verificar las propiedades mecánicas de estos.

5.5.3 Vigas de remate

En la parte superior de los paneles se construyeron vigas de concreto para simular el entrepiso y anclar el montaje de los ensayos estáticos y cíclico. La resistencia de diseño a la compresión del concreto de estas vigas fue 21 MPa a los 28 días y se reforzaron con 4 barras longitudinales de 1/2" dos en la parte superior y dos en la parte inferior. Los estribos utilizados fueron de 3/8" cada 125 mm como se muestra en la Ilustración 5-13.



*Ilustración 5-13 Dimensiones y refuerzo de las vigas de borde superior
Fuente: Elaborada por el autor*

La Fotografía 5-4 presenta el proceso constructivo de la viga de remate; donde se evidencia el armado de la canasta de acero, la instalación previa de las barras de 1/2" en la parte superior con una separación de 300 mm en disposición tres bolillos, ubicación de la formaleta y posterior vaciado de concreto en sitio.



(a) Instalación de la formaleta en la parte superior del panel.



(b) Colocación de la canasta de acero.



(c) Vaciado del concreto.



(d) Viga superior después de su fraguado y retiro de la formaleta.

*Fotografía 5-4 Proceso constructivo de las vigas de borde superior
Fuente: Elaborada por el autor*

Este proceso se realizó de igual manera para todos los paneles.

5.5.4 Instalación de fachada

A continuación, se presenta la secuencia de instalación de las platinas de soporte y las piezas de porcelanato a los paneles de EPS, se dispusieron seis anclajes para el soporte de cada pieza (tres en la parte inferior y tres en la parte superior). El procedimiento de instalación se observa en la Fotografía 5-5. Los materiales y la instalación fueron suministrados por el Grupo Decor Arquitectura y construcción.



(a) Colocación de chazos plástico.



(b) Se fija la platina al muro por medio del sistema chazo y tornillo.



(c) En el mortero se ubican cordones verticales de epóxico con una longitud de 300 mm



(d) Ubicación de la tableta de porcelanato.



(e) Instalación de platina superior.



(f) Sujeción de platina superior por medio del sistema chazo y tornillo.



(g) Reproducción del proceso de instalación de la tableta de porcelanato, se dejó una dilatación de 5 mm en su perímetro 5 mm



(h) Fijación de las platinas de coronación, estas se anclan al panel.

Fotografía 5-5 Proceso de instalación de fachada.

Fuente: Elaborada por el autor

5.6 Caracterización de Materiales

5.6.1 Mortero

La mezcla utilizada para el pañete fue mortero seco de la cementera Tequendama; con el fin de verificar las propiedades del material, se elaboraron cilindros, los cuales se ensayaron siguiendo el procedimiento especificado en la norma (NTC 3546). La Fotografía 5-6 muestra el montaje del ensayo a compresión en cilindros de mortero.



Fotografía 5-6 Montaje del ensayo de resistencia a compresión en cilindros de mortero.

Fuente: Elaborada por el autor

5.6.2 Concreto

El ensayo de resistencia a compresión sobre los cilindros de concreto se realizó siguiendo el procedimiento especificado en la norma (NTC 673). La Fotografía 5-7 muestra el montaje del ensayo anteriormente descrito.



Fotografía 5-7 Montaje del ensayo de resistencia a la compresión en cilindros de concreto.

Fuente: Elaborada por el autor

En la Tabla 2-3 se presenta una descripción de la cantidad de ensayos realizados sobre piezas individuales, así como las dimensiones de los especímenes.

Tabla 2-3 Resumen de ensayos en mortero y concreto.

Ensayo	Dimensiones especímenes (cm)		Cantidad
	Alto	Diámetro	
Compresión en cilindros de mortero S	10	5	26
Compresión en cilindros de mortero N	10	5	28
Compresión en cilindros de concreto	20	10	32

Fuente: Elaborada por el autor

5.7 Paneles de ensayo

5.7.1 Panel simple

En primera instancia se evaluó mediante un ensayo estático, el comportamiento ante cargas laterales de un solo panel, con dimensiones de 1300 mm de ancho por 2400 mm de altura y 130 mm de espesor total (incluido los 25 mm de mortero en cada cara), este panel se apoyó sobre una viga de 250x250 mm y una longitud de 1600 mm, simulando la cimentación; la viga superior de 150x150 mm y longitud de 1300 mm representa el entrepiso. La fuerza estática se aplicó mediante un actuador cíclico de 25 toneladas de capacidad en la viga superior del panel, ver, Ilustración 5-14.

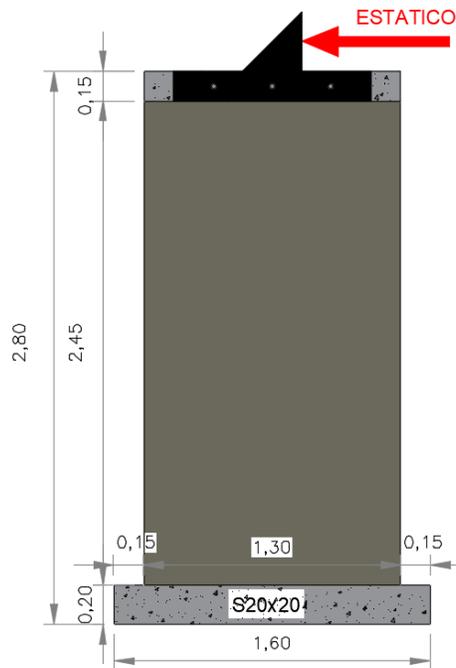
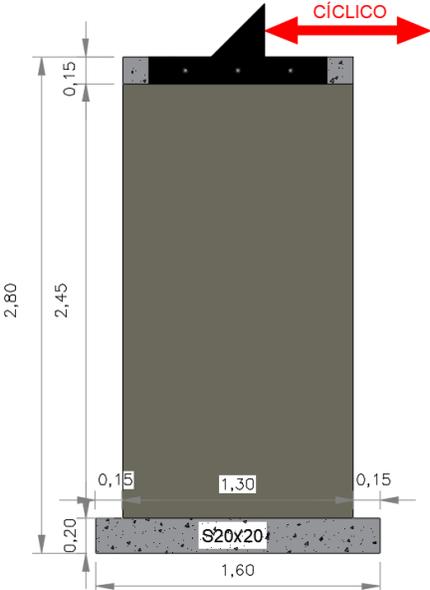


Ilustración 5-14 Esquema dimensiones de panel. Ensayo Estático.

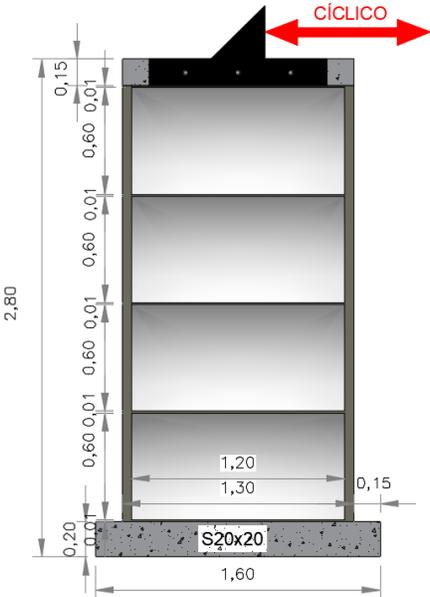
Fuente: Elaborada por el autor

Con los datos obtenidos del ensayo estático, se procedió a elaborar el protocolo de carga para realizar los correspondientes ensayos cíclicos sobre los paneles restantes de 1300 mm de ancho, según la disposición presentada en la, Ilustración 5-15.



*Ilustración 5-15 Esquema dimensiones de panel simple. Ensayo cíclico.
Fuente: Elaborada por el autor*

Después de evaluar el comportamiento de los paneles bajo carga cíclica se procedió a efectuar el mismo ensayo, pero esta vez los paneles tuvieron el porcelanato adosado. Ver, Ilustración 5-16.



*Ilustración 5-16 Esquema dimensiones de panel simple con porcelanato. Ensayo cíclico
Fuente: Elaborada por el autor*

Se evaluó el comportamiento fuera del plano, el espécimen con el porcelanato adosado, mediante cargas aplicadas en los tercios de altura, como se presenta en la, Ilustración 5-17.

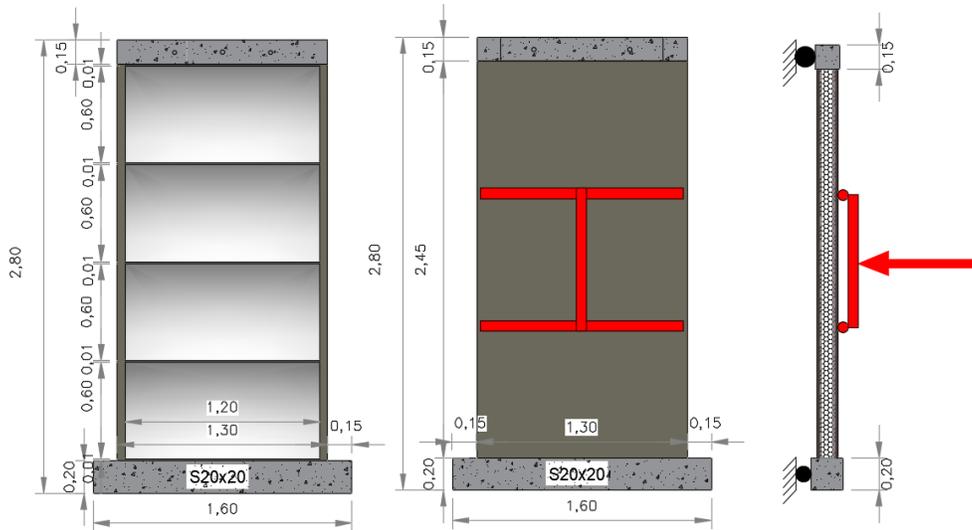


Ilustración 5-17 Esquema dimensiones de panel doble con porcelanato. Ensayo flexión fuera del plan.

Fuente: Elaborada por el autor

5.7.2 Panel doble

Se acoplaron dos paneles obteniendo un ancho de 2600 mm la unión de estos paneles se efectuó mediante traslape de la malla electrosoldada y amarres de alambre como ya se mencionó. Se mantuvo constante la altura de 2400 mm y espesor de 130 mm, Ilustración 5-18.

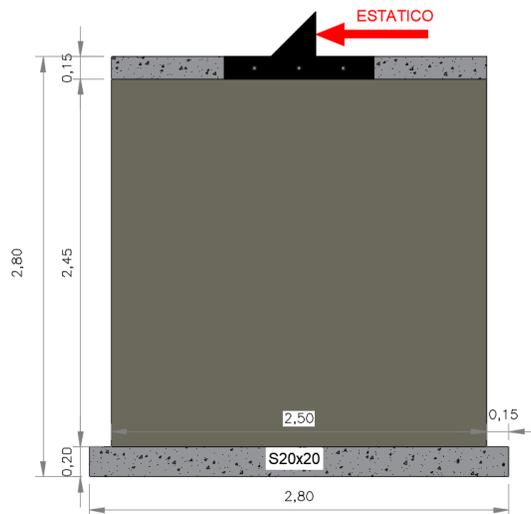
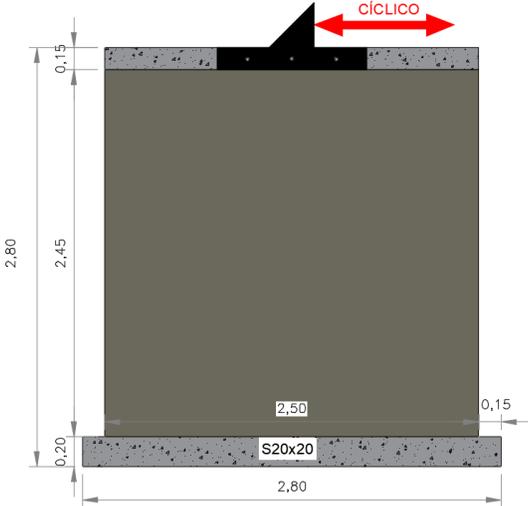


Ilustración 5-18 Esquema dimensiones de panel doble Ensayo estático.

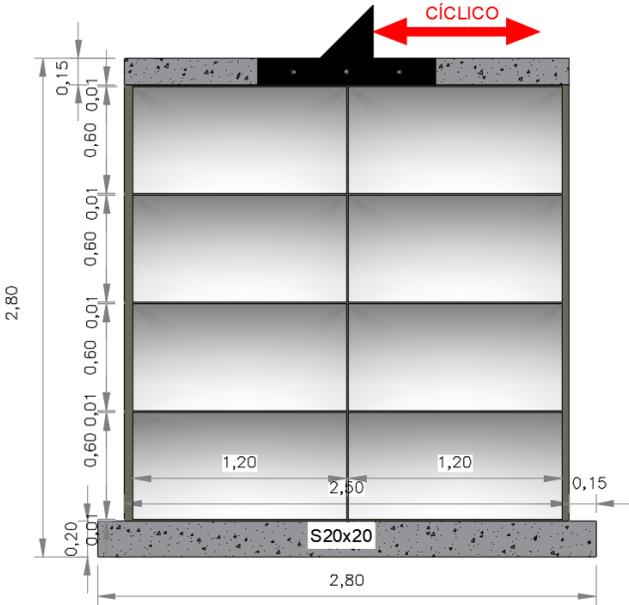
Fuente: Elaborada por el autor

Posterior al ensayo estático, se procedió a evaluar el comportamiento del panel bajo cargas cíclicas. Se presenta el esquema del ensayo, Ilustración 5-19.



*Ilustración 5-19 Esquema dimensiones de panel doble Ensayo cíclico.
Fuente: Elaborada por el autor*

Posteriormente se evaluó el comportamiento de los paneles con porcelanato ante cargas cíclicas, se presenta el esquema del ensayo en la Ilustración 5-20.



*Ilustración 5-20 Esquema dimensiones de panel doble con porcelanato. Ensayo cíclico.
Fuente: Elaborada por el autor*

El esquema de ensayo del panel doble ante cargas fuera del plano se observa en la Ilustración 5-21.

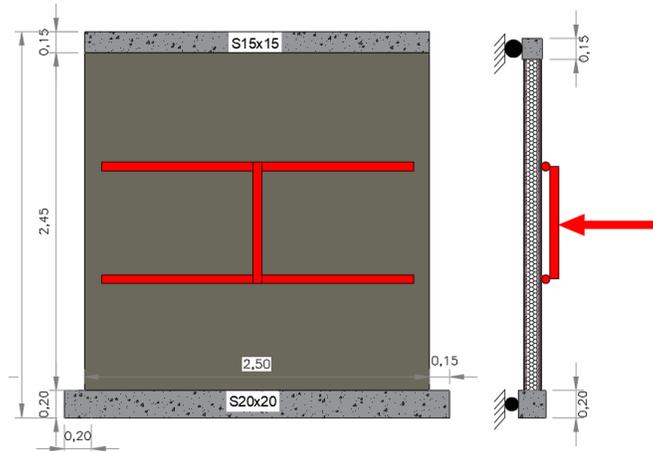


Ilustración 5-21 Esquema dimensiones de panel doble. Ensayo flexión fuera del plan.

Fuente: Elaborada por el autor

5.7.3 Panel triple

Por último, se evaluó ante cargas en el plano, el comportamiento de tres paneles acoplados, con ancho total de 3600 mm; altura de 2400 mm, y espesor de 130 mm.

Igual a los casos anteriores se inicia con el ensayo estático, aplicando la carga en la parte superior del panel, Ilustración 5-22.

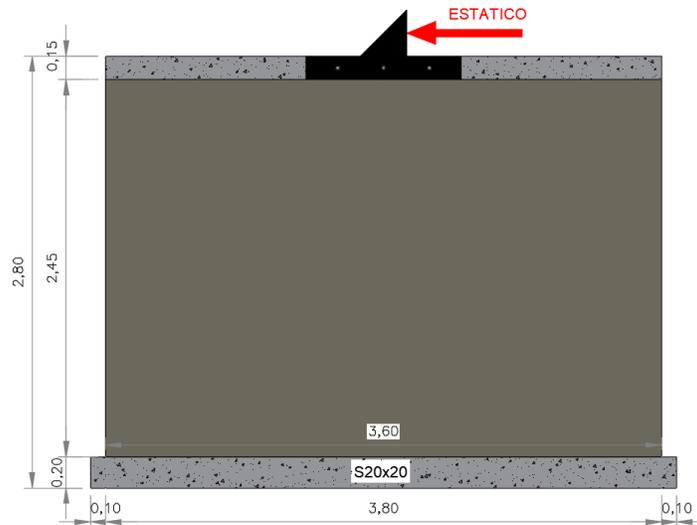
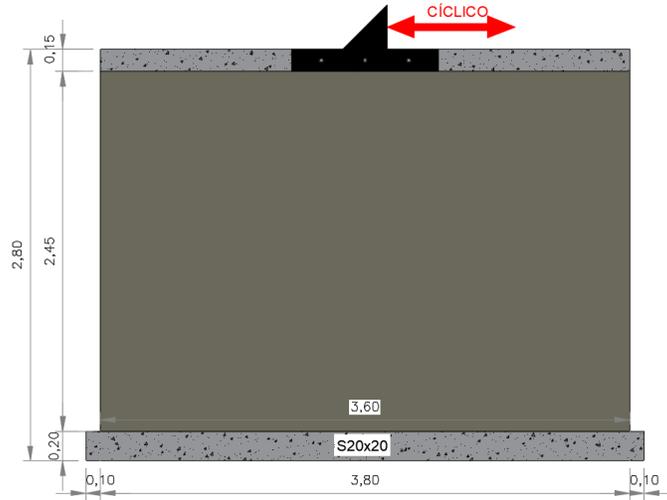


Ilustración 5-22 Esquema dimensiones de panel triple Ensayo estático.

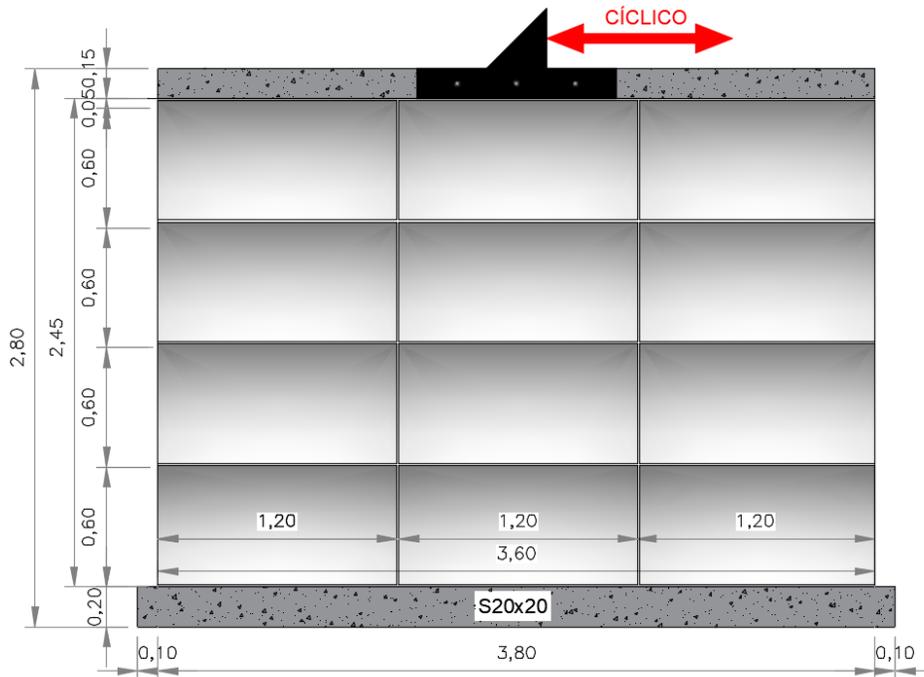
Fuente: Elaborada por el autor

De igual forma a los casos anteriores se estableció el protocolo para el ensayo ante cargas cíclicas, Ilustración 5-23.



*Ilustración 5-23 Esquema dimensiones de panel triple Ensayo cíclico.
Fuente: Elaborada por el autor*

Finalmente, se evaluó el comportamiento del espécimen ante cargas en el plano, aplicando una carga cíclica al panel con porcelanato, Ilustración 5-24.



*Ilustración 5-24 Esquema dimensiones de panel triple con porcelanato. Ensayo cíclico.
Fuente: Elaborada por el autor*

5.8 Metodología para el cálculo de la resistencia teórica de los paneles de prueba

La base para el cálculo de las resistencias de los paneles ALMAPANEL, siguen las disposiciones de “Reglamento para Concreto Estructural” del Instituto Americano del Concreto (ACI 318S-08) según (Torres et al., 2013).

Para el cálculo de la resistencia del panel, se establecen las siguientes hipótesis:

- Las deformaciones específicas en la armadura y el mortero se deben suponer directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación en la fibra comprimida del mortero se asumirá igual a $\varepsilon_{cu} = 0.003$.
- El esfuerzo en la armadura f_s por debajo del esfuerzo de fluencia f_y se tomará como E_s (módulo de elasticidad del acero) por la deformación específica del acero ε_s . Para deformaciones específicas mayores que f_y/E_s , el esfuerzo en la armadura se considerara independiente de la deformación e igual a f_y .
- En el diseño de los elementos de paneles ALMAPANEL solicitados a flexión se deberá despreciar la resistencia a la tracción del mortero.
- Se asumirá un esfuerzo en el mortero de $0.85 f'_{cm}$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro ubicada a una distancia $a = \beta_1 * C$ a partir de la fibra con máxima deformación específica de compresión. El factor β_1 se deberá tomar igual a 0.85.

5.8.1 Paneles sometidos a flexión

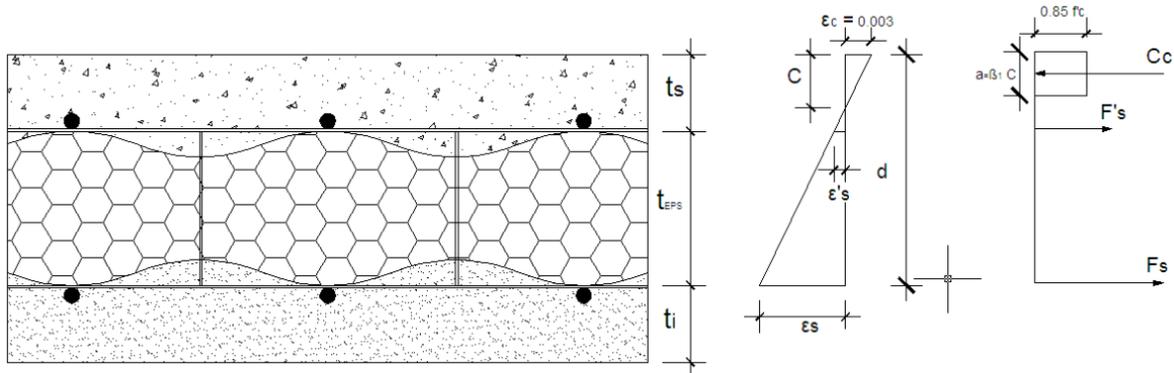


Ilustración 5-25 Modelo teórico para el cálculo de la resistencia a flexión del panel

Fuente: Tomado de (Torres et al., 2013).

Partiendo de las hipótesis establecidas y considerando despreciable la resistencia del panel de EPS.

Se tienen las expresiones:

ε_{cu} = 0.003 deformación unitaria del mortero

ε_s = deformación unitaria del acero de la malla inferior

ε'_s = deformación unitaria del acero de la malla superior

d = peralte de la sección en estudio

C = profundidad del eje neutro

t_s = espesor de la capa superior del mortero

f_s = esfuerzo axial en el acero de la malla inferior

f'_s = esfuerzo axial en el acero de la malla superior

$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$, deformación unitaria del acero de las mallas de los paneles

f_y = esfuerzo de fluencia del acero de las mallas de los paneles

E_s = módulo de elasticidad del acero de las mallas de los paneles

A_s = área de acero de la malla inferior en un ancho unitario de diseño

A'_s = área de acero de la malla superior en un ancho unitario de diseño

T_s = fuerza de tensión del acero de la malla superior

T'_s = fuerza de tensión del acero de la malla inferior

$a = \beta_1 * C$ profundidad del bloque de esfuerzo compresión

b = ancho unitario de diseño

Se tiene:

Las fuerzas resultantes de tensión y compresión deben estar en equilibrio, se debe cumplir:

$$T_T = C_T \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde:

$$T_T = T_s + T'_s \quad (\text{Ec. 2})$$

$$C_T = C_c \quad (\text{Ec. 3})$$

Para el cálculo de la deformación unitaria, se inicia considerando un valor arbitrario de "C" que representa la profundidad del eje neutro en la sección transversal.

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(d - C)}{C} \quad (\text{Ec. 4})$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(t_s - C)}{C} \quad (\text{Ec. 5})$$

Para el esfuerzo de diseño en las mallas de acero se tiene; si las deformaciones unitarias calculadas son mayores a la deformación de fluencia entonces los esfuerzos en el acero de refuerzo de las mallas serán:

$$f_s = f_y \text{ Si } \varepsilon_s \geq \varepsilon_y \quad (\text{Ec. 6})$$

$$f'_s = f_y \text{ Si } \varepsilon'_s \geq \varepsilon_y \quad (\text{Ec. 7})$$

De lo contrario los esfuerzos en las mallas de acero se calcularán así:

$$f_s = \varepsilon_s * E_s \quad (\text{Ec. 8})$$

$$f'_s = \varepsilon'_s * E_s \quad (\text{Ec. 9})$$

Una vez calculados los esfuerzos en la malla de acero, se determinan las fuerzas de tensión en el acero de refuerzo superior, con las siguientes expresiones:

$$T_s = A_s * f_s \quad (\text{Ec. 10})$$

$$T'_s = A'_s * f'_s \quad (\text{Ec. 11})$$

Las fuerzas de compresión resultantes se calculan con la siguiente expresión:

$$C_c = 0.85 * f'_c * a * b \quad (\text{Ec. 12})$$

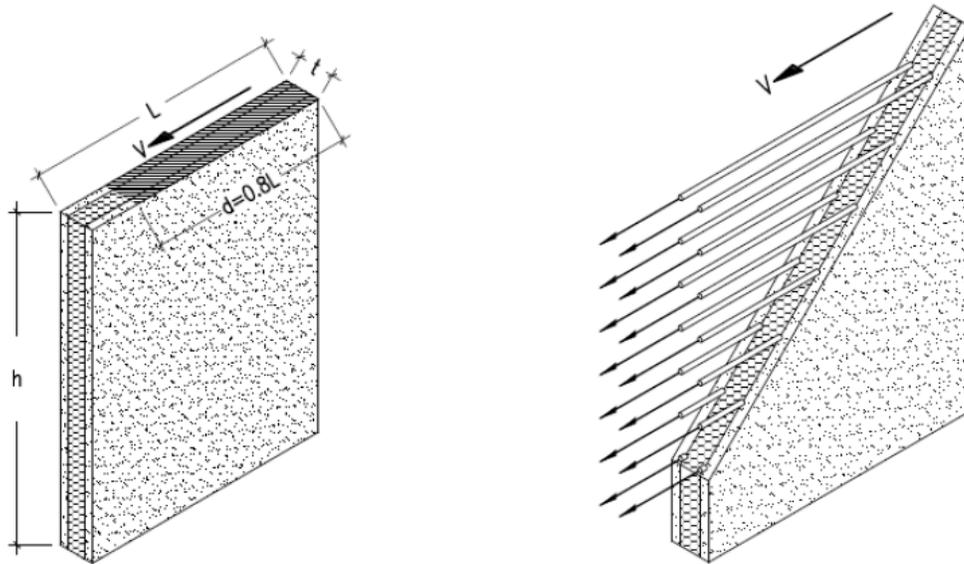
Se tiene que cumplir

$$C_T = C_c \quad (\text{Ec. 13})$$

Al alcanzar el equilibrio, se tiene que el valor supuesto "C" es correcto. La máxima diferencia entre las magnitudes de las fuerzas resultantes de tensión y compresión debe ser inferior al 5%.

5.8.2 Paneles sometidos a cortante

Se adaptan las disposiciones establecidas en el código ACI-318S-08 para el cálculo de la capacidad teórica de los muros a cortante según (Torres et al., 2013).



*Ilustración 5-26 Paneles sometidos a cortante mostrando la distribución de la fuerza cortante
Fuente: Tomado de (Torres et al., 2013).*

Donde

A_{vh} = área de dos varillas horizontales de la malla de refuerzo (mm^2)

f_y = esfuerzo de fluencia del acero de las mallas (MPa)

S_v = distancia de separación vertical del acero horizontal (mm)

f'_c = resistencia ultima a la compresión del mortero (MPa)

t = espesor del muro (mm)

$d = 0.8 * l$ peralte en la sección del muro (mm)

$\phi = 0.75$ factor de reducción de resistencia al corte

Para el análisis de muro de cortante:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad (\text{Ec. 14})$$

La resistencia al corte del mortero está dada por la siguiente expresión: (MPa)

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} * t * d \quad (\text{Ec. 15})$$

La resistencia de la malla está dada por la siguiente expresión: (MPa)

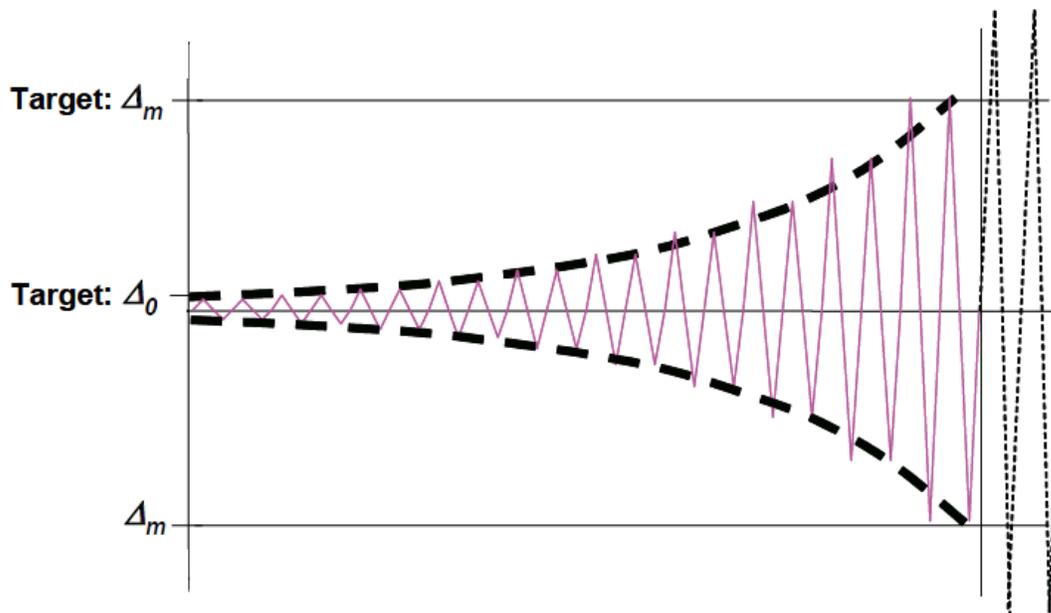
$$V_s = \frac{A_{vh} * f_y * d}{S_v} \quad (\text{Ec. 16})$$

5.9 Protocolo de carga cíclico

El FEMA 461, documento que proporciona guías y protocolos de ensayos para determinar el comportamiento de elementos sometidos a desplazamientos inducidos por un sismo.

La Figura 88 representa el protocolo controlado por desplazamiento en función del tiempo con el que se define el número de ciclos y la amplitud de cada uno. El valor de Δ_0 corresponde a la amplitud de deformación más pequeña del protocolo, la cual debe ser menor a la deformación observada por primera vez en el estado de daño más bajo. Para este nivel de deformación deben ser ejecutados al menos seis ciclos. En el caso de no contar con datos de un ensayo estático se recomienda trabajar con un valor para Δ_0 igual a 0,0015. El valor de Δ_m corresponde a la amplitud de deformación máxima a la que se espera llegar asociada con un nivel de daño determinado.

Si no se alcanza el nivel de daño esperado pueden añadirse ciclos con aumentos en la amplitud de $0.3 \Delta_m$. Este valor debe ser definido antes de iniciar el ensayo o estimado mediante el ensayo de carga estática; de igual manera en el caso de no tener datos de ensayos anteriores puede asumirse con valor de Δ_m igual a 0,03.



Gráfica 5-1 Historial de carga controlado por deformación.

Fuente: Tomado de FEMA 461.

5.10 Rigidez

Para el análisis de los paneles, se debe tener en cuenta que los especímenes largos presentan más rigidez que los paneles cortos y soportan más carga lateral. El cálculo de la rigidez del muro se define como la acción (fuerza o momento) que produce un desplazamiento relativo unitario (Takeuchi. C, 2017. p. 243). A continuación, se presenta el cálculo de la rigidez longitudinal, correspondiente a la fuerza horizontal paralela al muro, aplicada en la parte superior del mismo que produce un desplazamiento unitario.

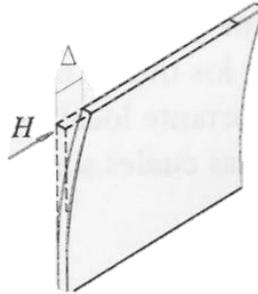


Ilustración 5-27 Rigidez longitudinal de un muro

Tomado de (Takeuchi. C, 2017. p. 244).

Para un muro empotrado en ambos extremos se tiene la siguiente ecuación para el cálculo de la rigidez:

$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{3EI} + \frac{K_f h}{GA}} \quad (\text{Ec 17})$$

Para paneles de sección rectangular, se tiene:

A = Área

$E = 8.096 \times 10^7 \text{ kg/m}^2$ Módulo de Elasticidad, valor del elemento compuesto del EPS y mortero (Torres et al., 2013).

$G = 2.70 \times 10^7 \text{ kg/m}^2$ Módulo de Cortante valor del elemento compuesto del EPS y mortero (Torres et al., 2013).

h = Altura

I = Inercia valor del elemento compuesto del EPS y mortero.

$K_f = 1.2$ para secciones rectangulares

5.10.1 Inercia

Los momentos de inercia del panel se determinaron despreciando la contribución de la lámina de EPS, solo se consideró el aporte del mortero y las mallas de acero. El panel se idealiza con un espesor equivalente a la suma de los dos espesores de mortero. Estos momentos de inercia se determinaron con las expresiones:

$$I_{xe} = \frac{1}{12} * B * (t_s + t_i)^3 \quad (\text{Ec } 18)$$

$$I_{ye} = \frac{1}{12} * (t_s + t_i) * B^3 \quad (\text{Ec } 19)$$

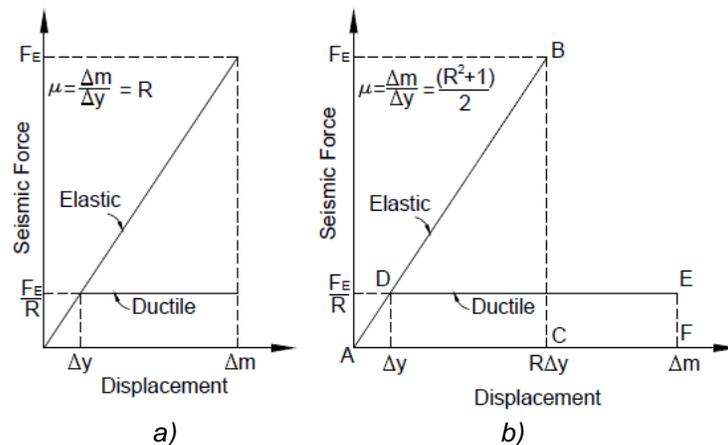
B = ancho de análisis

t_s = espesor superior del mortero

t_i = espesor inferior del mortero

5.11 Capacidad de disipación de energía

Para calcular la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de los paneles se utilizó el método planteado por (Paulay T. & Priestley M.J., 1992) utilizando los principios de igualación de desplazamientos y energías. En la Gráfica 5-3 se presenta un esquema del principio.



Gráfica 5-2 Relación entre ductilidad y factor de reducción de fuerza

a) Desplazamientos iguales; b) Energías iguales

Tomado de Paulay T. & Priestley M.J., 1992. p. 77.

Los autores (Paulay T. & Priestley M.J., 1992, pp. 76-78) proponen las siguientes expresiones, el cálculo del factor de reducción de fuerza para periodos cortos de la estructura:

$$R = \sqrt{2\mu - 1} \quad (\text{Ec 20})$$

Donde μ corresponde a la ductilidad que por definición representa la relación entre la deformación máxima Δ_m y la deformación de fluencia Δ_y ($\mu = \Delta_m / \Delta_y$).

6 Resultados Y Análisis

A continuación, se presentan los resultados de los ensayos individuales realizados a cada uno de los materiales utilizados en el programa experimental, así como en los paneles a escala.

6.1 Resultado caracterización de materiales

6.1.1 Ensayo de compresión en mortero

El resultado de resistencia a la compresión de los cilindros de mortero Tipo S, tomados en el momento de recubrir los paneles, fue en promedio 62% de la resistencia esperada; igualmente la resistencia a compresión del mortero Tipo N fue 85%. Vale la pena aclarar que el mortero usado fue mortero seco de bolsa con las resistencias ya especificadas.

Para descartar problemas de calidad del mortero seco utilizado en el repello de los paneles; se elaboraron bajo condiciones de laboratorio cilindros de mortero Tipo N, siguiendo las cantidades recomendadas en el producto, alcanzando una resistencia de 112% con relación a la especificada en el mismo. Es importante en obra, garantizar la correcta dosificación de los materiales estipulados con el fin de lograr las resistencias deseadas. Se presenta en el Anexo A los resultados obtenidos de cada uno de los cilindros ensayados. La Fotografía 6-1 presenta la falla típica de los cilindros de mortero.



Fotografía 6-1 Falla de los cilindros de mortero durante el ensayo de compresión.

Fuente: Elaborada por el autor

6.1.2 Ensayo de compresión en concreto

El ensayo de resistencia a compresión sobre los cilindros de concreto se realizó siguiendo el procedimiento especificado en la norma (NTC 673). La resistencia alcanzada en los cilindros de concreto de 21MPa a los 28 días fue de 137% con respecto a la resistencia especificada previamente. Los resultados de cada una de las muestras ensayadas se presentan en el Anexo B de este documento. La Fotografía 6-2 muestra la falla de uno de los cilindros ensayados.



Fotografía 6-2 Falla de los cilindros de concreto durante el ensayo de compresión.

Fuente: Elaborada por el autor

6.2 Ensayos sobre paneles

6.2.1 Ensayos estáticos

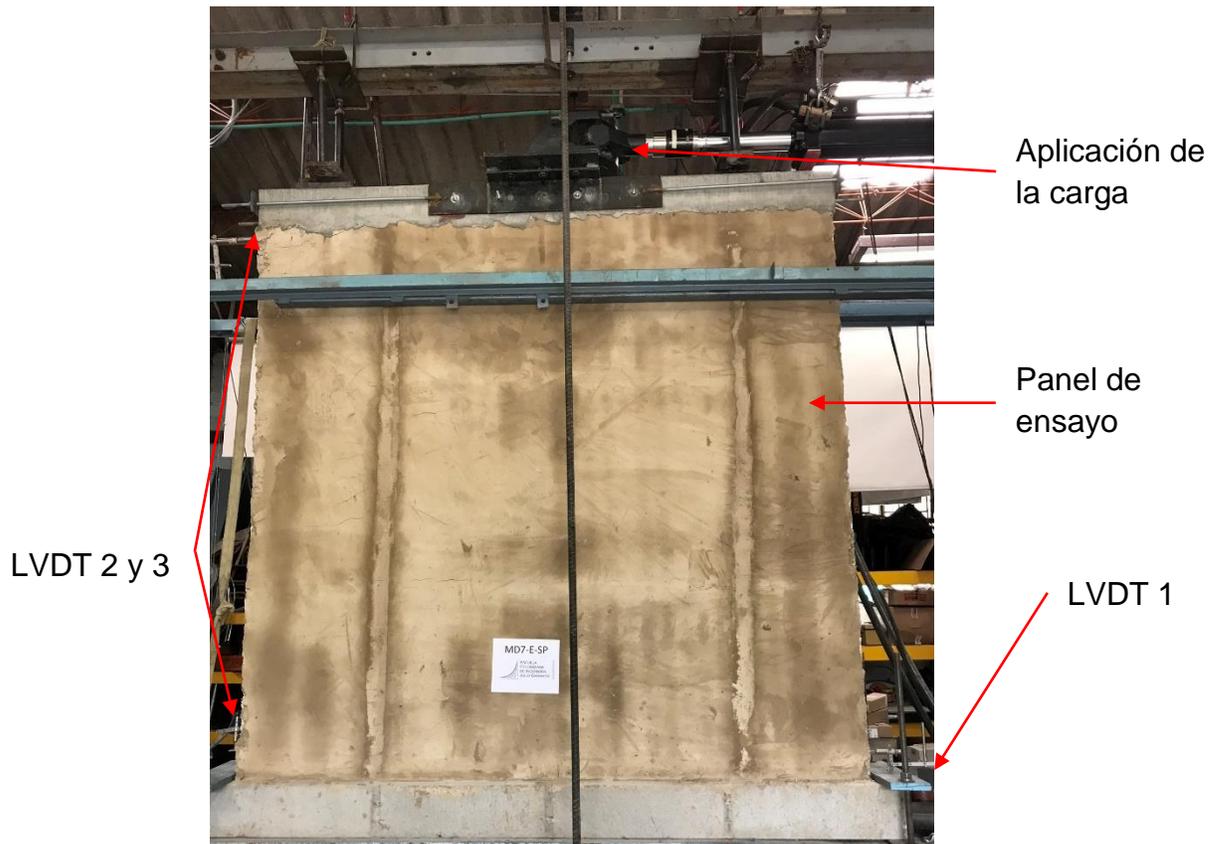
Los ensayos estáticos de los especímenes se realizaron en el marco de carga del laboratorio de Materiales y Estructuras de la Escuela Colombiana de Ingeniería, utilizando un actuador pseudoestático; la carga se transmitió al panel a través de la viga de remate la cual se apoyaba directamente al panel por medio de anclajes de 30 cm de longitud y una separación de 30 cm en distribución tres bolillos, contaba con un sistema de tubos en acero que generaban una restricción al giro en la parte superior del muro soportado en la viga superior del marco de pruebas.

El registro de desplazamientos se realizó por medio de transductores de desplazamiento lineal (LVDT's), los cuales fueron ubicados en diferentes sitios de interés

Se sometieron los siguientes paneles a ensayos de este tipo:

- Panel de 1.30 m: 2
- Panel de 2.60 m: 1
- Panel de 3.60 m: 1

Se presenta el montaje y la instrumentación del panel en la Fotografía 6-3

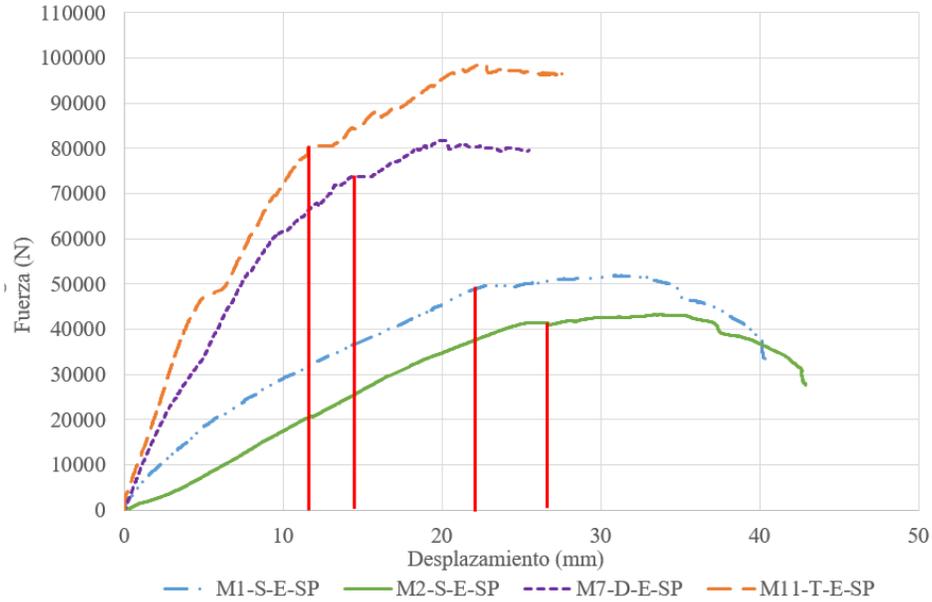


Fotografía 6-3 Montaje del ensayo Estático.

Fuente: Elaborada por el autor

6.2.1.1 Capacidad de carga de los paneles en los ensayos estáticos

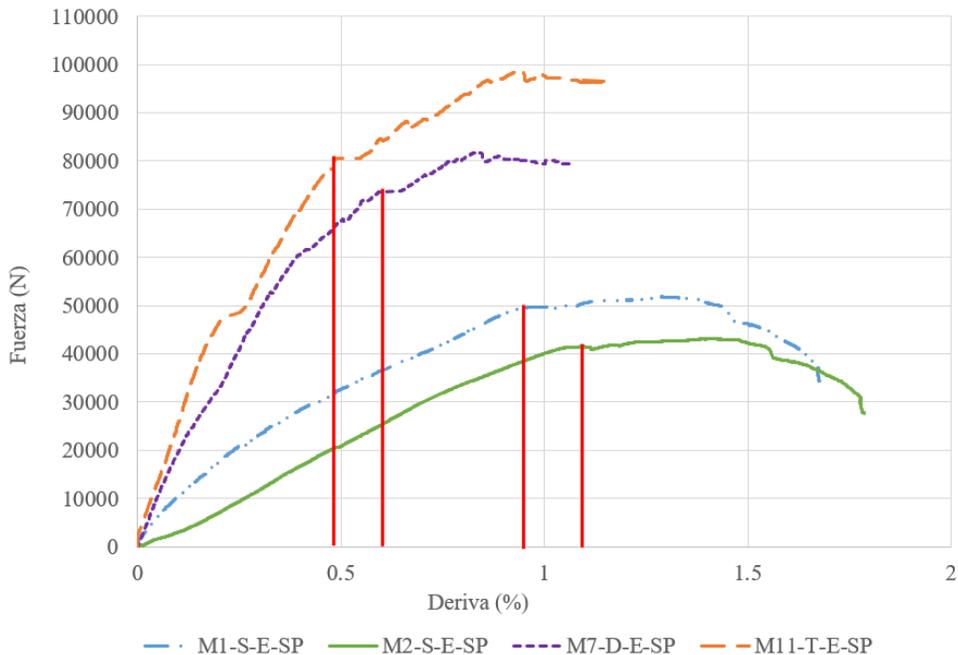
A continuación, en las Gráfica 6-1 y Gráfica 6-2, se presentan las curvas resumen en función del desplazamiento y la deriva respectivamente, de los paneles ensayados de 1.30 m, 2.60 m y 3.60 m de ancho, con carga estática en el plano.



Gráfica 6-1 Fuerza estática lateral en el plano Fuerza vs Desplazamiento.

Fuente: Elaborada por el autor

En la gráfica 6-1 y 6-2 se evidencia que la rigidez de los paneles sencillos (M1-S-E-SP Y M2-S-E-SP) es inferior a los paneles dobles (M7-D-E-SP) y triples (M11-T-E-SP) presentando un mayor desplazamiento y menor capacidad de carga lateral en comparación a los paneles de mayor dimensión. Los paneles dobles y triples tienen una rigidez similar, mostrando mayor capacidad de carga, pero con menor desplazamiento.



Gráfica 6-2 Fuerza estática lateral en el plano Fuerza vs Deriva.

Fuente: Elaborada por el autor

La Tabla 6-1, resume la capacidad de carga elástica registrada en el ensayo estático de los diferentes paneles. Se toma como deriva elástica de la Gráfica 6-2, el valor del cambio de pendiente, reportando las fuerzas asociadas a dichos valores, tal como se observa en la gráfica anterior. Adicionalmente, en el Anexo C se presentan para cada uno de los paneles ensayados, las curvas de carga vs desplazamiento y carga vs deriva detallando, para cada uno de ellos la aparición progresiva de las fisuras. Al observar los patrones de fisuración en cada uno de los paneles ensayados se encontró que estos presentaban en la parte inferior de los especímenes fisuras por corte, como había sido descrito en el estudio de (Daniel Ronald Joseph et al., 2017).

Tabla 6-1 -Capacidad máxima de los paneles ante cargas estáticas en el plano.

Panel	Fuerza Elástica (N)	Relación de carga respecto al panel sencillo	Descripción
M1-S-E-SP	49497	1.0	Simple Estático
M2-S-E-SP	41068		Simple Estático
M7-D-E-SP	73553	1.8	Doble Estático
M11-T-E-SP	80532	1.9	Triple Estático

Fuente: Elaborada por el autor

Como se puede observar con los valores presentados, el panel doble resiste un 80% más que el panel sencillo y el panel triple un 90% más con respecto al panel sencillo; presentando prácticamente los paneles dobles y triples la misma capacidad.

6.2.1.2 Capacidad de carga teórica de los paneles ante carga estática

Para el cálculo de la capacidad teórica, como ya se mencionó, se siguió el lineamiento encontrado en el capítulo 5.8.2 Paneles sometidos a cortante, debido a que se tienen dos tipos de mortero Tipo S y N, se utiliza el mortero de menor resistencia con capacidad teórica de 7.5 MPa. Al ensayar los cilindros testigo de mortero a compresión en laboratorio, se obtuvo una capacidad del 85% de la resistencia esperada.

Donde:

f'_c =resistencia última a la compresión del mortero (7.5MPa) *85%

t = espesor del mortero (25mm)

$d = 0.8 * l$ sección del muro que trabaja (mm)

V_s =resistencia de la malla está dada por la siguiente expresión:(550 MPa)

A_{vh} =área de dos varillas horizontales de la malla de refuerzo (4.95mm²)

f_y =esfuerzo de fluencia del acero de las mallas (550MPa)

S_v =distancia de separación vertical del acero horizontal (75mm)

Tabla 6-2 Capacidad de carga teórica a cortante.

Descripción	l (mm)	d (mm)	Vc (N)	Avh (mm ²)	Sv (mm)	Vs (N)	Vn (N)
Simple	1300	1040	10901	4.95	75	37156	48057
Doble	2600	2080	21803	4.95	75	74311	96114
Triple	3600	2880	30188	4.95	75	102893	133081

Fuente: Elaborada por el autor

Al comparar los valores teóricos con los obtenidos en el laboratorio se encuentra una variación que se puede adjudicar principalmente a diferentes razones como lo son los espesores en las capas de los morteros, la adherencia entre estos, la poca resistencia a compresión alcanzada y en el análisis no se tuvo en cuenta la adición de paneles de manera que el espécimen no se comportó monolíticamente.

Se evidenció que la variación en el panel simple es de -15% encontrando la mejor relación en cuanto a capacidad teórica y experimental; tal como se observa a medida que aumentan las dimensiones del panel incrementa dicha variación.

Tabla 6-3 Capacidad de carga elástica, dato experimental vs valor teórico.

Descripción	Valor Teórico (N)	Valor Experimental (N)	Variación Teórico Vs Exp.
Simple	48057	41068	-15%
Doble	96114	73553	-23%
Triple	133081	80532	-39%

Fuente: Elaborada por el autor

6.2.1.3 Rigidez

A continuación, se presenta el cálculo de la rigidez para cada uno de los paneles, siguiendo el proceso y valores mostrados en la sección 5.10 Rigidez.

Tabla 6-4 Cálculo de rigidez teórico.

Descripción	Dimensiones			Área	Inercia	Rigidez Teórica
	t (m)	L (m)	h (m)	m ²	m ⁴	kN/mm
Simple	0.05	1.30	2.40	0.07	0.01	1.50
Doble	0.05	2.60	2.40	0.13	0.09	7.37
Triple	0.05	3.60	2.40	0.18	0.23	13.29

Para el cálculo de la rigidez de los paneles en laboratorio, se tomó el desplazamiento para la carga horizontal aplicada, se muestra el cálculo para el ensayo estático:

Tabla 6-5 Rigidez experimental de los paneles.

Panel	Desplazamiento (mm)	Fuerza (N)	Rigidez (kN/mm)	Descripción
M1-S-E-SP	22.33	49497	2.22	Simple Estático
M2-S-E-SP	26.63	41454	1.56	Simple Estático
M7-D-E-SP	14.29	73553	5.15	Doble Estático
M11-T-E-SP	11.69	80532	6.89	Triple Estático

Fuente: Elaborada por el autor

Al comparar los cálculos de los valores teóricos con los obtenidos en el laboratorio se encuentra una similitud en los paneles simples, los paneles dobles y triples presenta una gran variación, puede ser adjudicada principalmente a un inadecuado trabajo entre los paneles de EPS y la baja calidad de los morteros. En los paneles triples al tener una dimensión de 3600 mm, se pueden presentar deformaciones, para ser tenidas en cuenta se debe emplear una mayor instrumentación en los especímenes.

Tabla 6-6 Comparación rigidez experimental vs valor teórico.

Descripción	Rigidez Teórica (kN/mm)	Rigidez Experimental (kN/mm)	Variación Teórico Vs Exp.
Simple	1.50	1.56	4%
Doble	7.37	5.15	-30%
Triple	13.29	6.89	-48%

Fuente: Elaborada por el autor

6.2.1.4 Modos de falla de los paneles en los ensayos estáticos

La falla principal encontrada en los diferentes paneles ensayados fue el aplastamiento de las esquinas inferiores sometidas a compresión debido a la concentración de esfuerzos que le imprimía la carga lateral, se evidenció una baja adherencia desarrollada entre las dos capas del mortero.

La Fotografía 6-4 presenta las fallas generales observadas en los ensayos estáticos de los paneles, detalladas así: (a) Desprendimiento del mortero de segunda etapa. (b) Pérdida de verticalidad, (atribuida al proceso constructivo, dado que no se garantizaron los espesores de las capas de mortero, quedando en algunos casos mayores o menores a lo estipulado en cada cara del panel, generando mayores esfuerzos y pandeo de los paneles), en el detalle (c) Aplastamiento del panel en el extremo inferior en la zona de compresión. (d) Fisura horizontal a lo largo del panel, (durante la construcción de este espécimen se dificultó mantener la verticalidad del panel, se procedió a corregir aumentando los espesores en las capas de mortero, lo que causó un mayor peso en una de las caras generando que al momento de la falla por corte presentara esta grieta horizontal). (e) Desprendimiento del mortero tipo S y agrietamiento del mortero Tipo N. (f) Pérdida del mortero que se encuentra

alrededor del anclaje entre el panel y la viga en la zona de tensión. Las fallas específicas de cada panel se encuentran en el Anexo C



(a) Desprendimiento del mortero Tipo N



(b) Perdida de verticalidad.



(c) Aplastamiento del panel



(d) Grieta horizontal, tercio inferior del panel.



(e) Perdida del mortero alrededor de anclaje zona de tensión.



(f) Perdida del mortero alrededor del anclaje zona de tensión.

Fotografía 6-4 Fallas encontradas en los ensayos estáticos de los paneles.

A continuación, se resumen las fallas típicas evidenciadas en los paneles al ser sometidos a cargas estáticas en el plano:

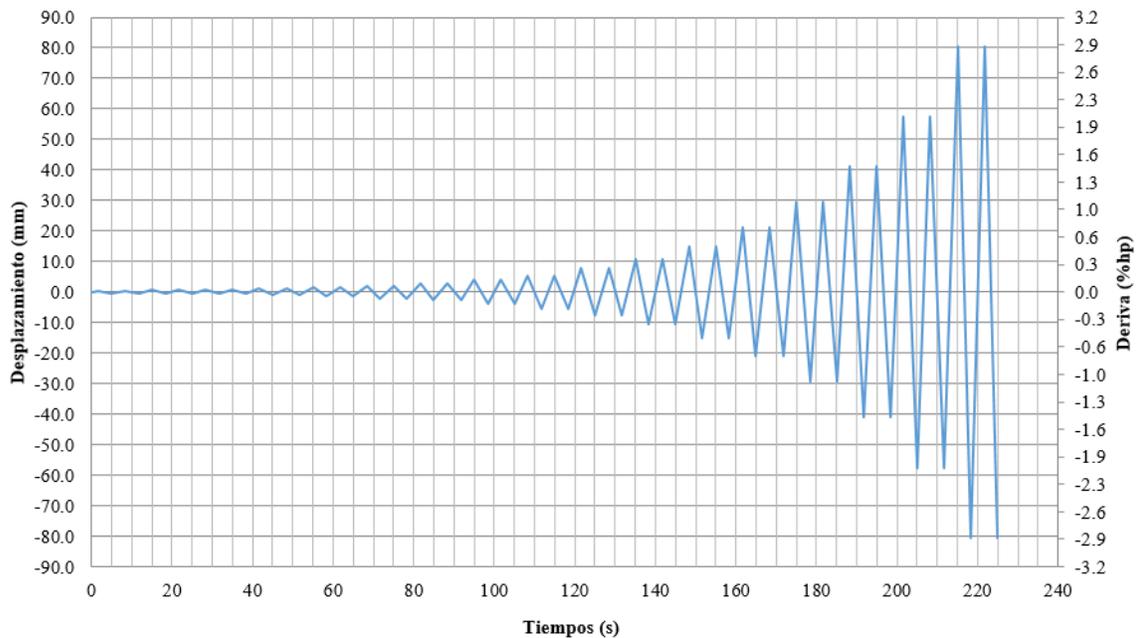
- ✓ No fueron homogéneos los espesores de morteros; por lo tanto, se presentó pandeo en varios de ellos.
- ✓ No se presentó una adecuada adherencia entre los dos tipos de mortero Tipo S y N.
- ✓ Deficiente adherencia por falta de compatibilidad de deformaciones entre el mortero y el EPS.
- ✓ Desprendimiento del mortero adherido a las varillas ancladas en la viga de soporte en la zona sometida a tensión.
- ✓ Se presenta insuficiente longitud de desarrollo en las barras de anclaje entre el panel y viga de soporte, dado que las profundidades de anclaje estaban limitadas a 5 cm, razón por la cual no se desarrolla la capacidad total del panel y no es posible evaluar la capacidad total de la fachada.

6.2.2 Ensayos cíclicos

Con base en los resultados obtenidos de los paneles en los ensayos estáticos, se procedió a realizar los ensayos cíclicos de los paneles; teniendo en cuenta el protocolo establecido en FEMA 461. Este ensayo fue realizado para evaluar el comportamiento de los paneles con y sin fachada, simulando un evento sísmico.

6.2.2.1 Protocolo de carga

La frecuencia utilizada durante los ensayos cíclicos fue de 0.15 Hz repitiendo los ciclos con un aumento en la amplitud del desplazamiento, se llevaron a cabo 17 pasos de dos ciclos cada uno, la duración de la aplicación de la carga fue de 225 segundos llegando a una amplitud máxima de desplazamiento de 80.8 mm lo cual para la altura del muro era equivalente a una deriva del 2.9%. Los datos numéricos de protocolo se encuentran en el Anexo G



Gráfica 6-3 Protocolo de carga tiempo Vs desplazamiento y deriva.

Fuente: Elaborada por el autor

En el ensayo de carga lateral cíclica se obtuvieron los desplazamientos de cada punto de interés del montaje; con el fin de registrar el desplazamiento neto en la parte superior del panel, de igual manera se registraron los datos de fuerza y desplazamiento aplicados por el actuador durante el ensayo.

A continuación, en la Fotografía 6-5.se presenta el montaje de los ensayos cíclicos.



Fotografía 6-5 Montaje del ensayo cíclico

Se sometieron los siguientes paneles a ensayos de este tipo:

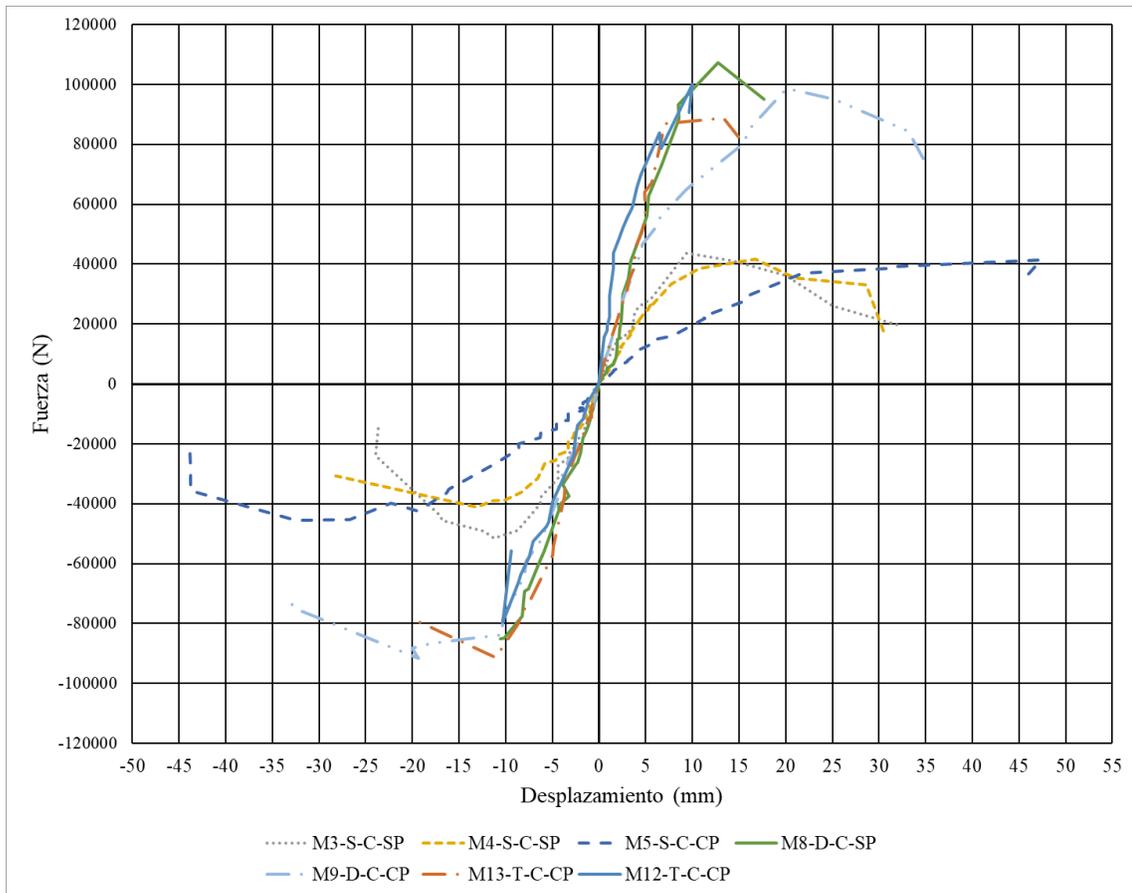
- Panel de 1.30 m: 2
- Panel de 1.30 m: 1
- Panel de 2.60 m: 1
- Panel de 2.60 m con porcelanato: 1
- Panel de 3.60 m con porcelanato: 2

6.2.2.2 Capacidad de carga de los paneles en los ensayos cíclicos

A continuación, se presentan las envolventes de las curvas de histéresis correspondiente a los ensayos cíclicos de los paneles, de diferentes anchos. Las ordenadas corresponde a la fuerza a la que fueron sometidos los paneles y las abscisas, al desplazamiento y deriva correspondientes, ver Gráfica 6-4 y Gráfica 6-5,

En los ensayos cíclicos aplicados a los paneles sencillos se observa un comportamiento similar al de los ensayos estáticos, registrando una carga máxima de 40 000 N para un desplazamiento de 15 mm. En los paneles dobles se registró una carga máxima de 100 000 N, el cual se aleja un poco del valor obtenido en el ensayo estático de 80 000 N para un desplazamiento 10 y 20 mm. Por último, los paneles triples, presentan una carga similar a los datos obtenidos en el ensayo estático de 100 000 N para un desplazamiento promedio de 10 mm, los paneles dobles y triples presentan la misma rigidez inicial.

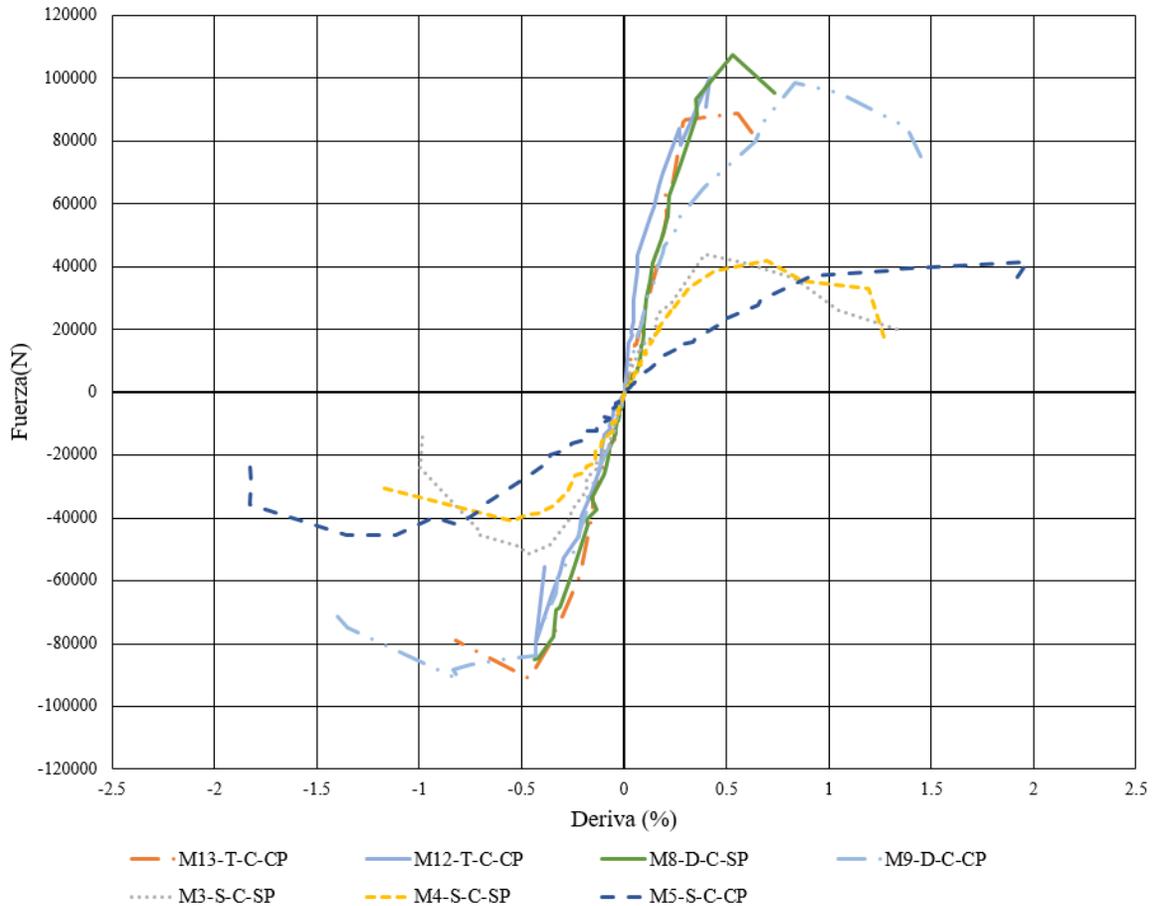
Al comparar los paneles con y sin porcelanato de diferentes anchos, se observa una carga máxima similar, y una menor rigidez en los paneles con el porcelanato; evidenciando un efecto desfavorable de los paneles aportado posiblemente por el mayor peso del porcelanato.



Gráfica 6-4 Fuerza lateral en el plano vs Desplazamiento

Fuente: Elaborada por el autor

El comportamiento de la mayoría de los paneles bajo cargas cíclicas como se observa en la Gráfica 6-5, es lineal elástico hasta una deriva aproximada de 0.44%. A partir de ese punto los paneles sufren degradación y pérdida de capacidad y rigidez, producidas por la aparición progresiva de fisuras. cómo se evidencia en las envolventes de los ciclos de carga. Adicionalmente, en el Anexo D se presentan para cada uno de los paneles ensayados, las curvas de envolvente y la descripción del tipo de falla.



Gráfica 6-5 Fuerza lateral en el plano vs Deriva

Fuente: Elaborada por el autor

En la Tabla 6-7, se resumen los resultados obtenidos durante los ensayos cíclicos. Se reporta para cada panel, la máxima carga soportada en el rango elástico por los paneles y su respectiva deriva. Al comparar la resistencia entre los paneles dobles y triples, se observa que los paneles dobles y triples presentan prácticamente la misma carga. Siendo la capacidad de estos últimos mayor en 2.2 veces con respecto al panel simple.

Tabla 6-7 Capacidad a corte ensayos Cíclicos

Panel	Compresión a corte (N)	Promedio Fuerza corte (N)	Relación de carga respecto al panel sencillo	Descripción
M3-S-C-SP	51499	44139	1.0	Simple Cíclico
M4-S-C-SP	38631			Simple Cíclico
M5-S-C-CP	42284			Simple Cíclico
M8-D-C-SP	83755	88517	2.0	Doble Cíclico
M9-D-C-CP	93280			Doble Cíclico
M12-T-C-CP	99850	95547	2.2	Triple Cíclico
M13-T-C-CP	91244			Triple Cíclico

Fuente: Elaborada por el autor

En la Tabla 6-8 comparando los valores obtenidos del ensayo estático, cíclico y el cálculo teórico, se encontró que los resultados presentan una gran similitud para el caso de los paneles simples y dobles, teniendo una variación de apenas el -8%. Para el panel triple tanto los valores obtenidos en el ensayo estático y cíclico se encontró una alta variación en los resultados entre el -39% y -28% respectivamente. Al comparar los resultados obtenidos del ensayo estático vs el valor teórico presenta una variación de -15% en el panel simple y de -23% con respecto al panel doble.

Tabla 6-8 Comparación de capacidad a corte experimental ensayo estático y cíclico vs valor teórico

Descripción	Teórico (N)	Experimental Estático (N)	Experimental Cíclico (N)	Variación Estático Teórico Vs Exp.	Variación Cíclico Teórico Vs Exp.
Simple	48057	41068	44139	-15%	-8%
Doble	96114	73553	88517	-23%	-8%
Triple	133081	80532	95547	-39%	-28%

Fuente: Elaborada por el autor

6.2.2.3 Modos de falla de los paneles en los ensayos cíclicos

La Fotografía 6-6 presenta las fallas generales observadas en los ensayos cíclicos de los paneles, detalladas así:

(a) Falla del porcelanato, debido a la concentración de esfuerzos en la platina de soporte en contacto con la viga inferior. (b) Aplastamiento y desintegración del mortero, en la parte inferior del panel, especialmente en los extremos. (c) Fisura en un extremo del porcelanato, debido a que no se deja la dilatación a la viga de apoyo. (d) Trituración del mortero, desprendimiento total del anclaje encargado de soportar el porcelanato. (e) Pérdida de dilatación entre porcelanato (f) Doblez en la pestaña soporte del porcelanato (g) Fragmentación del panel por pérdida de dilatación (h) Rotura del porcelanato en la zona de soporte.



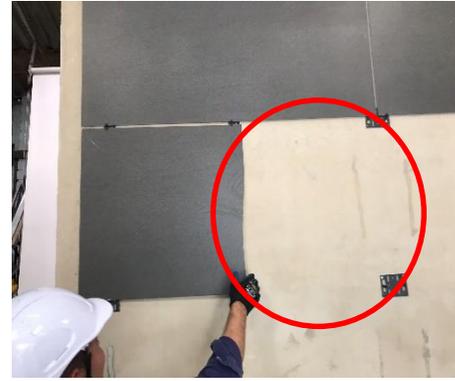
(a) Rotura del porcelanato



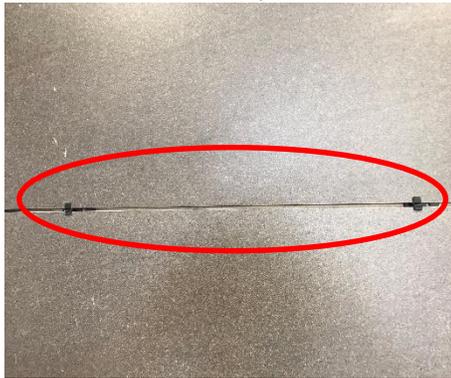
(b) Aplastamiento del panel



(c) Fisura de porcelanato.



(d) Desprendimiento del porcelanato.



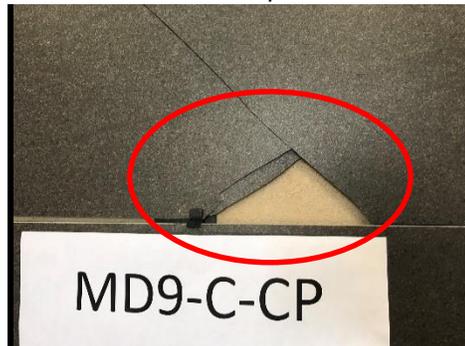
(e) Perdida de dilatación entre porcelanatos



(f) Daño en el doblado de pestaña de soporte



(g) Apoyo de porcelanato desportillado



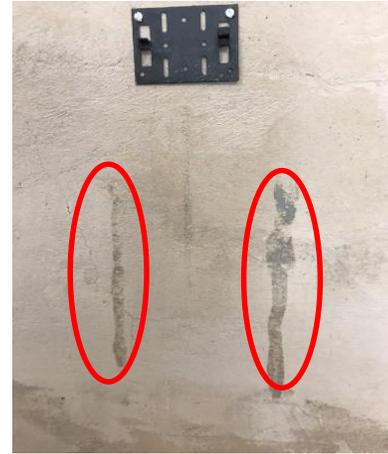
(h) Rotura del porcelanato en el apoyo

Fotografía 6-6 Detalles fallas de fachada

Al culminar los ensayos cíclicos; se procedió a retirar el porcelanato, con el fin de evaluar el estado del panel y las platinas de soporte del porcelanato; evidenciando las siguientes fallas típicas: (a) Trituración del mortero en la zona de apoyo del panel. (b) Desprendimiento del epóxico instalado en los bordes laterales del porcelanato contra el panel. (c) Gran cantidad de fisuras en las zonas de anclaje donde se soportaba el porcelanato. (d) Grieta horizontal a lo largo de todo el panel, desprendimiento total de la capa de mortero Tipo N y S. Se evidencia deficiente homogeneidad en las capas de mortero. Las fallas específicas de cada panel se encuentran en el Anexo D.



(a) Trituración del mortero



(b) Desprendimiento total entre el epóxico y el panel.



(c) Agrietamiento del panel a lo cerca del anclaje



(d) Desprendimiento de las capas de mortero.

Fotografía 6-7 Detalles de fallas en paneles al retirar el porcelanato.

Fuente: Elaborada por el autor

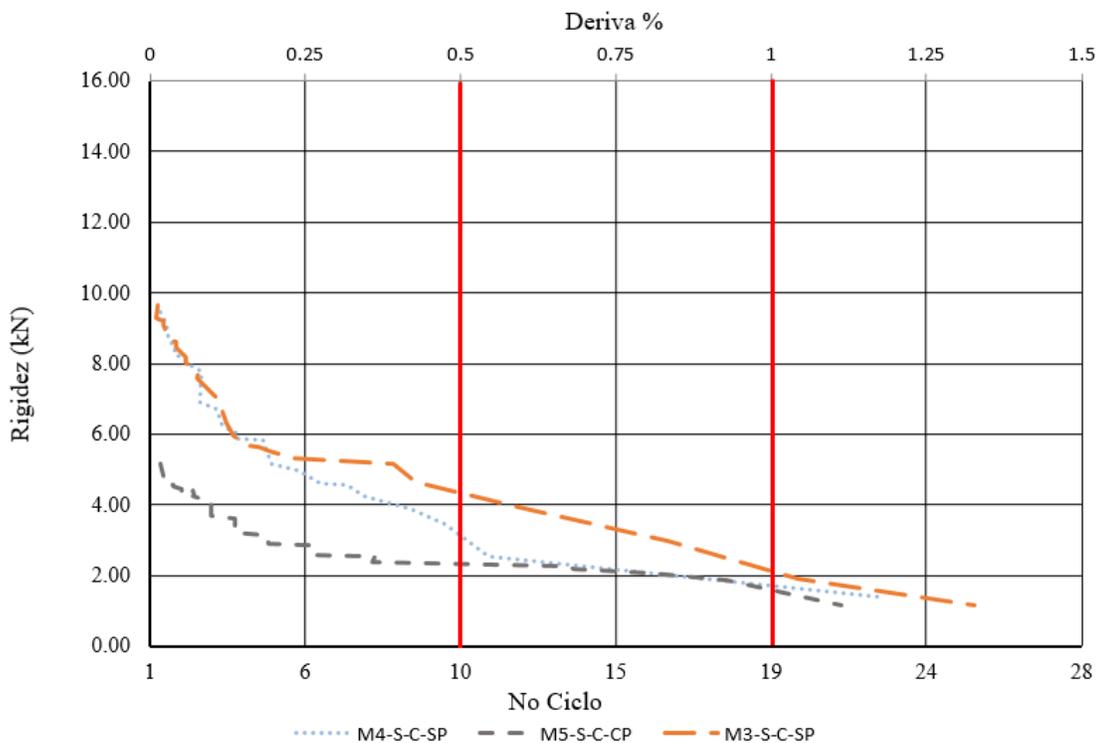
En resumen, los problemas que se evidenciaron en los paneles al ser sometidos a cargas cíclicas en el plano fueron los siguientes:

- ✓ No fueron homogéneos los espesores de morteros.
- ✓ No se presentó buena adherencia entre los dos morteros Tipo S y N.
- ✓ Deficiente compatibilidad de deformaciones entre el mortero y el EPS.
- ✓ Perdida de anclajes en la parte inferior del panel.
- ✓ Aplastamiento del panel en la interacción del mortero con la viga de soporte.
- ✓ Fractura o doblez de las pestañas de ensamble del porcelanato.
- ✓ Desprendimiento del porcelanato.
- ✓ Perdida de dilataciones entre los porcelanatos.
- ✓ Las piezas de porcelanato fallan en los puntos de conexión, al ser sometidos a cargas cíclicas como lo identificó (Blas et al., 2012). Así mismo, a largo plazo se pueden generar desprendimientos por erosión en el mortero, generando caída de las piezas.

- ✓ Los porcelanatos presentan desplazamientos diferenciales durante los ensayos cíclicos, doblando las platinas, tal como lo reportó en sus estudios (Valderrama. L, 2016), la falla de las piezas se encuentra principalmente en su perímetro, lo que demuestra la gran flexibilidad de los paneles y la rigidez de la fachada.
- ✓ La falla típica de los paneles ante cargas estáticas y cíclicas se presentó en la base debido a la discontinuidad y concentración de esfuerzos, corroborando lo encontrado en el estudio de (Daniel Ronald Joseph et al., 2017).
- ✓ Al tener deformaciones excesivas en los paneles, se concentran esfuerzos en la base de este, ocasionando el aplastamiento del panel, posteriormente las piezas de porcelanato colisionan unas con otras y corroboran lo expuesto por (Orazio et al., 2014) quienes encontraron que las fallas habituales residen en la fragilidad del material (porcelanato).

6.2.2.4 Degradación de rigidez

Para calcular la degradación de rigidez; fue necesario calcular la rigidez de cada panel tomando como base la pendiente de cada ciclo; la pendiente se calculó como la relación entre la carga y el desplazamiento producido en cada punto. Con el fin de comparar las diferentes tipologías de paneles en las Gráficas 6-6, 6-7 y 6-8; se presentan las curvas de degradación de rigidez de los paneles sencillos, dobles y triples, para cada uno de los especímenes ensayados.



Gráfica 6-6 Degradación de rigidez paneles simples

Fuente: Elaborada por el autor

Los especímenes M4-S-C-SP y M3-S-C-SP, ambos paneles simples presentan una rigidez inicial similar de 9.66 y 9.45 kN/mm, el espécimen M5-S-C-CP, panel simple con porcelanato presenta una menor rigidez inicial, siendo esta de 5.17 kN/mm. la menor rigidez del panel M5, se puede adjudicar a la presencia de porcelanato, debido al peso que tiene, y su disminución en la capacidad de absorber las deformaciones por tener las baldosas. Finalmente, en los últimos ciclos se presenta una tendencia a valores similares de rigidez.

En cuanto a la degradación de la rigidez en la Tabla 6-9 se muestra la disminución a medida que avanzan los ciclos de carga y descarga, para este efecto, se toman los valores de deriva de 0.5% y 1.0%, valores que limita el NSR – 10.

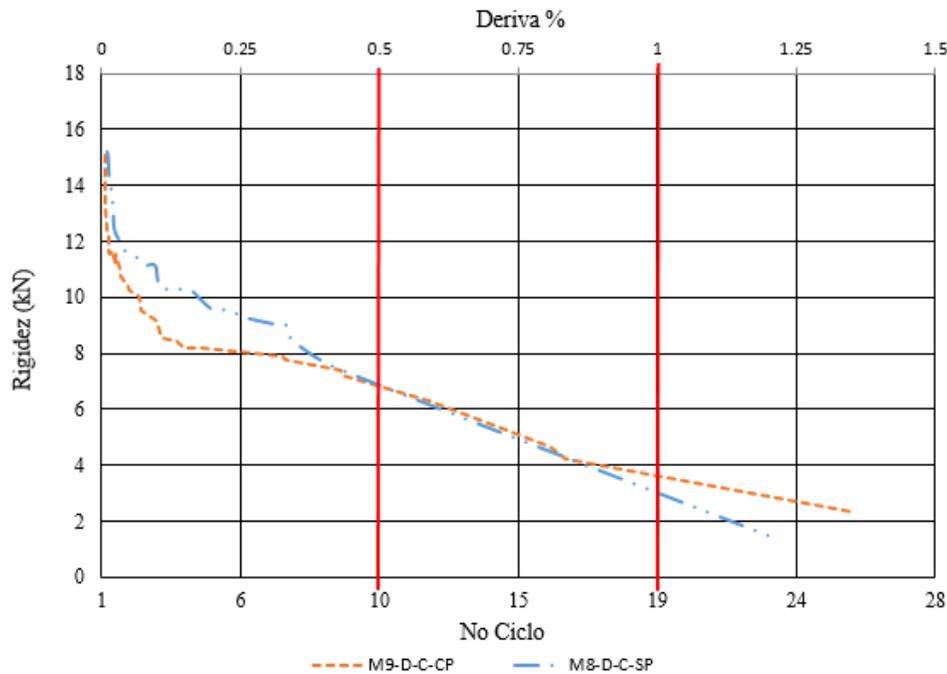
Tabla 6-9 Valores de degradación de rigidez experimental en los paneles simples.

Panel	Valor de Rigidez (kN/mm)			% Rigidez respecto al Total		% Disminución de Rigidez	
	Inicial	0.5% Deriva	1.0% Deriva	0.5% Deriva	1.0% Deriva	0.5% Deriva	1.0% Deriva
M3-S-C-SP	9.66	3.92	1.91	41%	20%	59%	80%
M4-S-C-SP	9.45	3.47	1.41	37%	15%	63%	85%
M5-S-C-CP	5.17	2.27	1.16	44%	22%	56%	78%

Fuente: Elaborada por el autor

En la Tabla 6-9 se evidencia que la disminución de rigidez al 0.5% de deriva es alta, con un valor máximo de 63%. Para una deriva del 1.0% la rigidez de los tres especímenes en promedio es de apenas 19% lo cual indica que el material tiene un bajo desempeño a la hora de garantizar esta propiedad, y tiene una relación directa con la integridad del muro a la hora de resistir estas solicitaciones.

Con respecto a los paneles dobles, en la Gráfica 6-7, tal como se puede observar se presenta una rigidez inicial similar para los paneles con y sin porcelanato, con valores de 15.23 y 15.06 kN/mm



Gráfica 6-7 Degradación de rigidez paneles dobles

Fuente: Elaborada por el autor

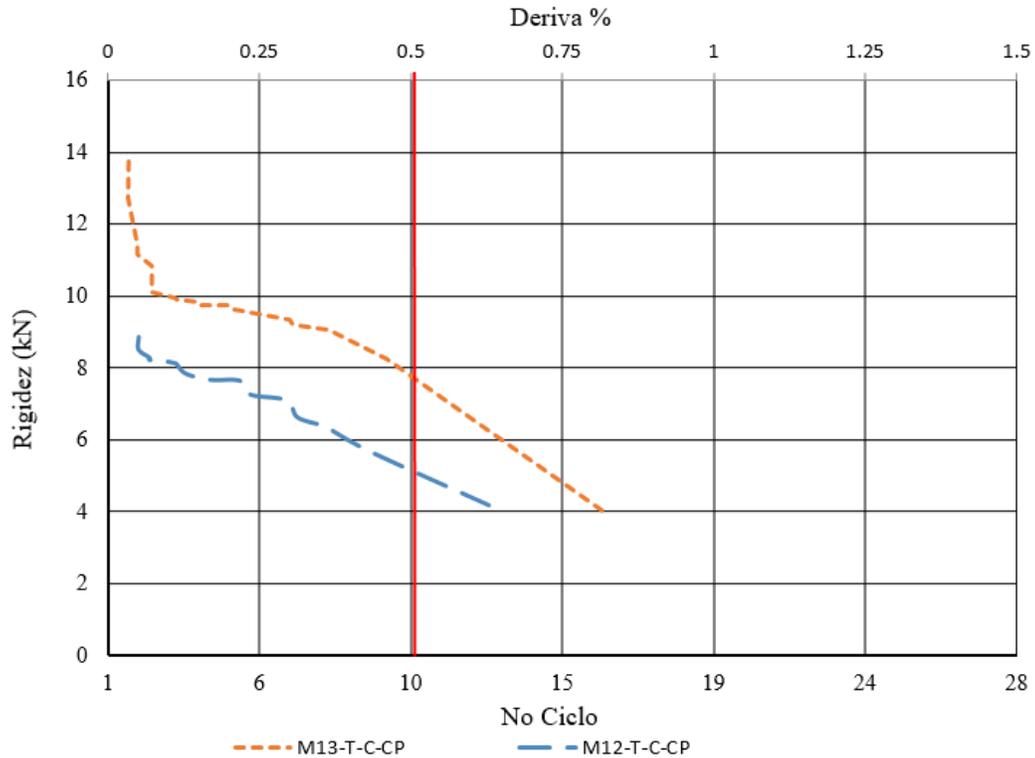
En esta oportunidad, el valor de rigidez para los especímenes es prácticamente el mismo a lo largo del ensayo. En cuanto a la degradación de la rigidez, a medida que avanzan los ciclos de carga y descarga se presenta una pérdida en los primeros ciclos, en la Tabla 6-10 se muestra la disminución de la rigidez para los mismos valores de deriva obtenidos en los paneles simples.

Tabla 6-10 Valores de degradación de rigidez experimental en paneles dobles.

Panel	Valor de Rigidez (kN/mm)			% Rigidez respecto al Total		% Disminución de Rigidez	
	Inicial	0.5% Deriva	1.0% Deriva	0.5% Deriva	1.0% Deriva	0.5% Deriva	1.0% Deriva
M8D-C-SP	15.23	6.24	3.11	41%	20%	59%	80%
M9D-C-SP	15.06	6.28	3.72	42%	25%	58%	75%

Fuente: Elaborada por el autor

Según la Tabla 6-10 la disminución de la rigidez al 0.5% de deriva es alta para los paneles con un valor promedio de 41%, para el 1.0% de deriva se tiene un valor máximo de disminución del 80%, es decir que mantiene la tendencia de los paneles simples; teniendo valores muy cercanos entre paneles con y sin fachada.



Gráfica 6-8 Degradación de rigidez paneles triples.

Fuente: Elaborada por el autor

Finalmente, en relación con los especímenes triples, en la Grafica 6-8, se presenta una diferencia en la rigidez inicial con valores de 8.84 y 13.73 kN/mm, esta diferencia perdura a lo largo del ensayo. La degradación de rigidez muestra una conducta similar a la de los paneles dobles en la cual a medida que avanzan los ciclos se evidencia una rápida pérdida de rigidez

Tabla 6-11 Valores de degradación de rigidez en paneles triples

Panel	VALOR DE RIGIDEZ (kN/mm)			% Rigidez respecto al Total		% Disminución de Rigidez	
	Inicial	0.5% Deriva	1.0% Deriva	0.5% Deriva	1.0% Deriva	0.5% Deriva	1.0% Deriva
M12T-C-CP	8.84	5.33	N/A	60%	N/A	40%	N/A
M13T-C-CP	13.73	7.99	N/A	58%	N/A	42%	N/A

Fuente: Elaborada por el autor

6.2.2.5 Comparación de rigidez estática, cíclica y teórica

A continuación, se presenta la comparación de la rigidez para los ensayos estático y cíclico vs la rigidez teórica para las diferentes tipologías

Tabla 6-12 Valores de Rigidez Inicial cíclica Vs Teórica

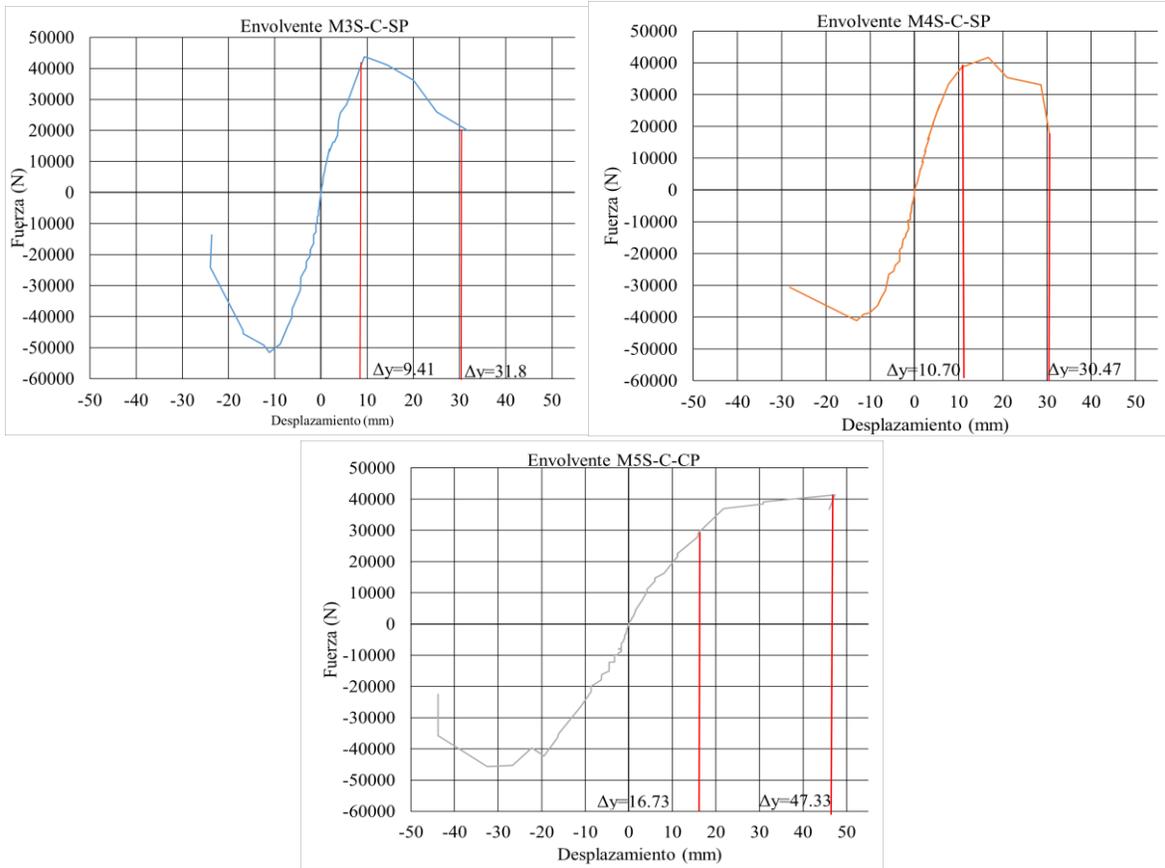
Tipo	Espécimen	Valore Rigidez Inicial (kN/mm)	Valores Rigidez Promedio (kN/mm)	Rigidez Teórica (kN/mm)	Variación Teórico Vs Exp.
SIMPLE	M3-S-C-SP	9.66	8.09	2.78	191%
	M4-S-C-SP	9.45			
	M5-S-C-CP	5.17			
DOBLE	M8-D-C-SP	15.23	15.15	14.48	5%
	M9-D-C-CP	15.06			
TRIPLE	M12-T-C-CP	8.84	11.29	26.94	-58%
	M13-T-C-CP	13.73			

Fuente: Elaborada por el autor

El panel doble presenta poca diferencia entre los valores teóricos y experimentales con una variación de apenas 5% en comparación con los paneles simples y triples, se presenta una gran dispersión de los resultados con valores de 191% y -58% respectivamente, esta gran variación de los datos se puede adjudicar a los pequeños desplazamientos que se tiene en los primeros ciclos del protocolo, lo que causa un valor de rigidez inicial alto.

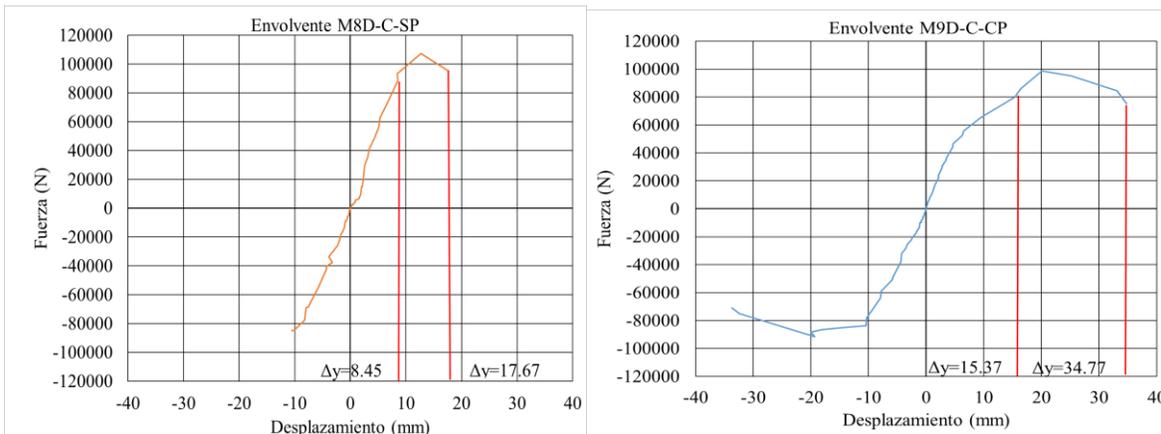
6.2.2.6 Disipación de energía

Para el cálculo de capacidad de disipación de energía básico R, los valores de Δm y Δy fueron obtenidos de las envolventes de las curvas de histéresis las cuales se muestran en la Graficas 6-9, 6-10 y 6-11.



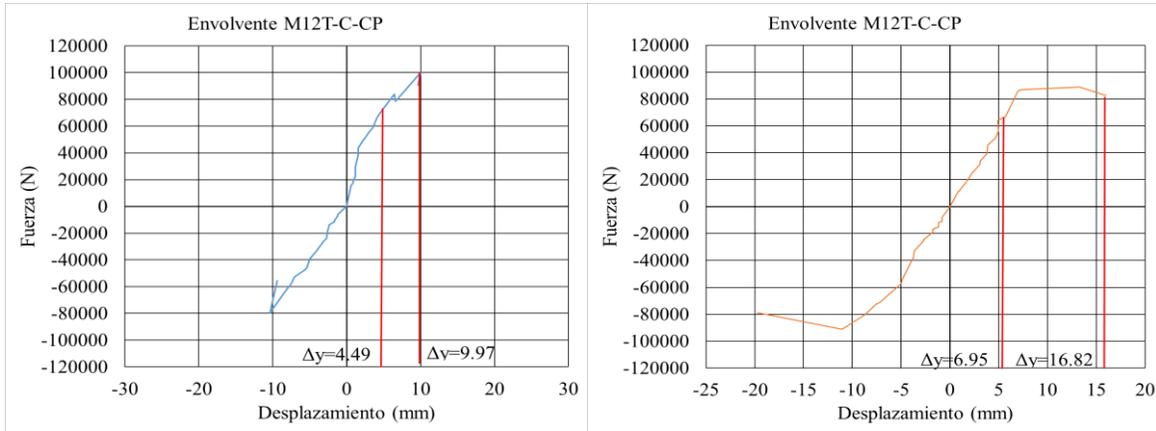
Gráfica 6-9 Determinación de Δm y Δy paneles simples

Fuente: Elaborada por el autor



Gráfica 6-10 Determinación de Δm y Δy paneles dobles

Fuente: Elaborada por el autor



Gráfica 6-11 Determinación de Δm y Δy paneles triples

Fuente: Elaborada por el autor

La Tabla 6-13 presenta el resumen de los valores de Δm y Δy con el respectivo cálculo de R para los paneles.

Tabla 6-13 Calculo R Paneles

Espécimen	Δy (mm)	Δm (mm)	μ	R_0
M3-S-C-SP	9.4	31.9	3.4	2.4
M4-S-C-SP	10.7	30.5	2.8	2.2
M8-D-C-SP	8.5	17.7	2.1	1.8

Promedio 2.1

Dispersión 4.9%

Fuente: Elaborada por el autor

La Tabla 6-14 presenta el resumen de los valores de Δm y Δy con el respectivo cálculo de R para los paneles con porcelanato.

Tabla 6-14 Calculo R Paneles con Porcelanato

Espécimen	Δy (mm)	Δm (mm)	μ	R_0
M5-S-C-CP	16.7	47.3	2.8	2.2
M9-D-C-CP	15.4	34.8	2.3	1.9
M12-T-C-CP	4.5	10.0	2.2	1.9
M13-T-C-CP	7.0	16.8	2.4	2.0

Promedio 2.0

Dispersión 1.4%

Como se observa en la Tabla 5-2 se evidencia un incremento en la masa de los paneles con y sin porcelanato de 6.3%. Si se compara la capacidad de disipación de energía de los paneles con y sin porcelanato se encuentra una disminución en la capacidad de disipación de energía de un 5%, esta variación se debe a dos aspectos, el primero como se mencionó

anteriormente el aumento de la masa del panel por la instalación del porcelanato y la segunda por la rigidez adicional que aporta las baldosas, lo que genera un espécimen más rígido y menos deformable.

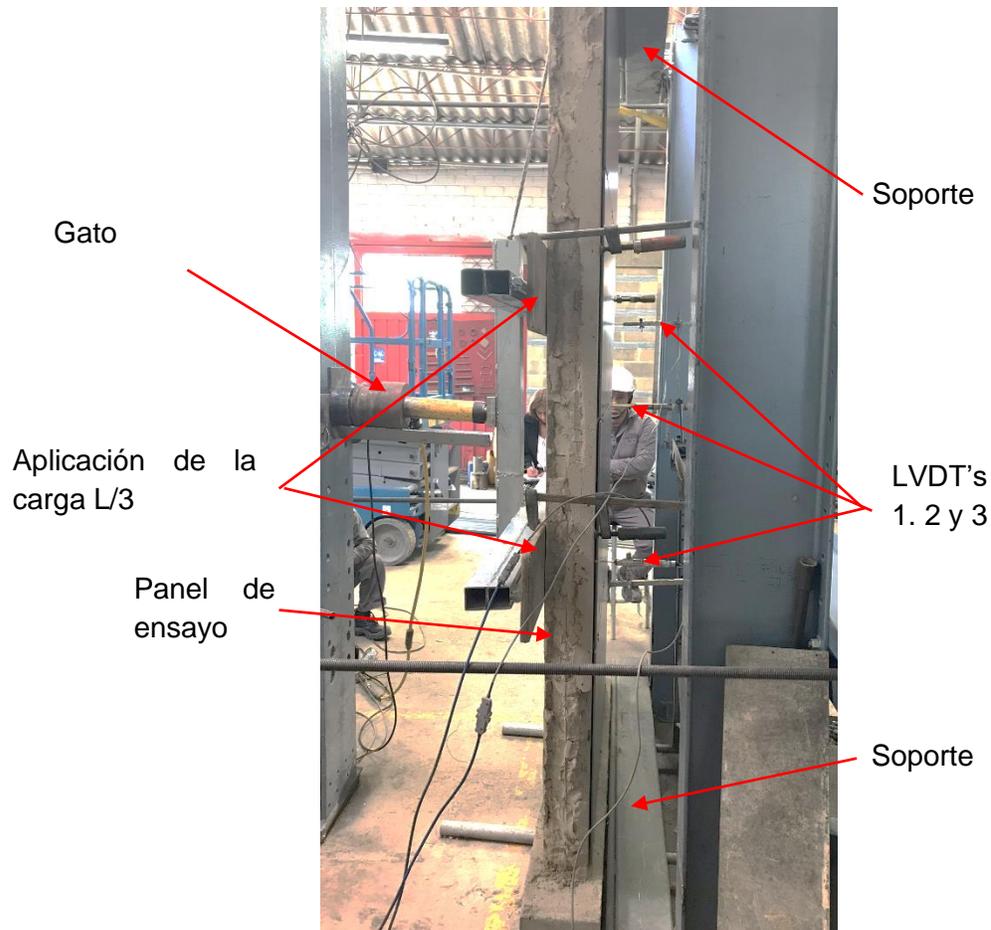
Los resultados de la Tabla 6-13 y 6-14 muestran que los paneles con porcelanato tienen un comportamiento muy similar, con una dispersión en sus valores de apenas el 1.4%, también entre mayor dimensión de los paneles se presenta una disminución de la capacidad de disipación de energía, el factor de capacidad de disipación de energía básico, R está en promedio por el orden de 2.0. Es importante resaltar que para garantizar este valor se requiere de un mayor número de ensayos, hay que tener en cuenta los valores con respecto a lo establecido por la NSR – 10, donde se especifica un valor de 1.0 para muros no reforzados y en la ASCE 07 - 16 de 1.5, los valores revisados en la literatura (Torres et al., 2013), da un valor recomendado de 1.25 por lo tanto, el valor de 2.0 es un valor sujeto a un mayor número de estudios.

6.2.3 Flexión fuera del plano

Las cargas fuera del plano (posiblemente sísmicas, empujes del terreno o de viento) inducen flexión en los muros debido a las restricciones de los entrepisos. En el análisis de los modos de falla se deben tener en cuenta muchos factores, como las condiciones de frontera, la resistencia a la compresión de los muros, la resistencia a la tracción de las juntas, la rigidez del muro, y las cargas aplicadas. Los muros, normalmente permanecen estables bajo carga muerta y después de la fisuración, si están dentro de una relación altura–espesor especificada, pero sí se excede esa relación de esbeltez, el muro necesitará de arriostramientos con puntales horizontales o columnas verticales. Los parapetos, chimeneas y elementos similares que se extienden sobre la línea superior de la restricción, son los más vulnerables a las cargas fuera del plano (Gilstrap & Dolan, 1998).

Se evaluó la resistencia fuera del plano de dos paneles. A continuación, la Fotografía 6-8. presenta el montaje de los ensayos a flexión, con carga localizada en los tercios y la correspondiente instrumentación, que permitió medir los desplazamientos ubicados en zonas de interés.

El panel se sometió a tres ciclos de carga y descarga, se inicia con el 25% en el primer ciclo, 50% en el segundo y el 100% en el tercer ciclo donde se alcanzó la carga máxima esperada, la cual se calculó siguiendo el procedimiento explicado en la sección 5.8.1.



Fotografía 6-8 Montaje del ensayo flexión fuera del plano.
Fuente: Elaborada por el autor

Se sometieron los siguientes paneles a ensayos de este tipo:

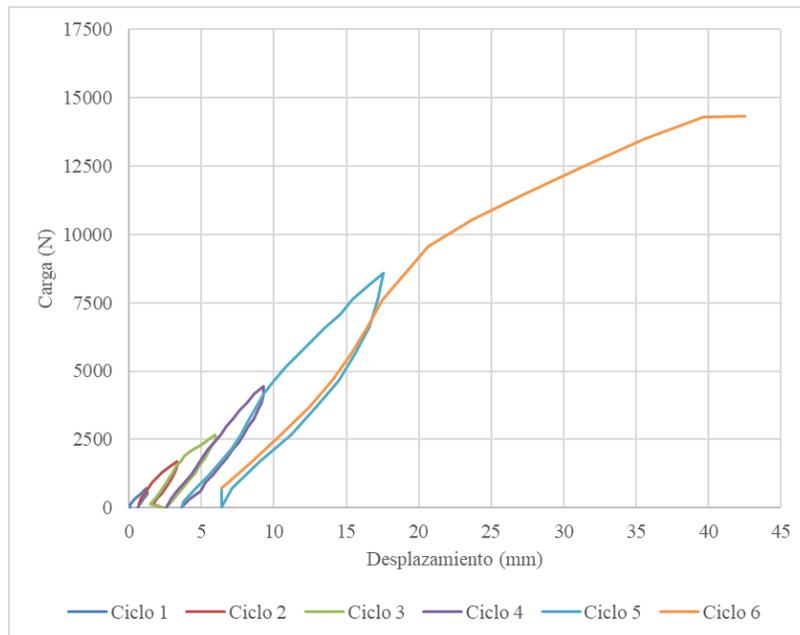
- Panel de 1.30 m con porcelanato: 1
- Panel de 2.60 m: 1

6.2.3.1 Capacidad de carga de los paneles en los ensayos a flexión fuera del plano

En relación con el cálculo de las capacidades teóricas de los muros, se siguió la metodología ya presentada que permite calcular la capacidad de los paneles sometidos a flexión, obteniendo los siguientes valores: panel simple de 4 522 N y panel doble de 13 906 N ver Anexo H.

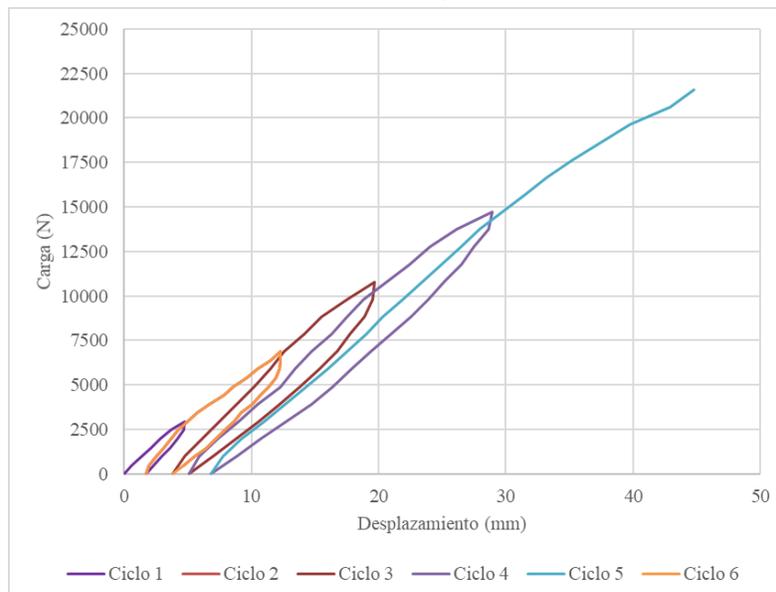
A continuación, se presenta la curva de carga vs deflexión de los paneles, se observan los ciclos de carga-descarga y los correspondientes desplazamientos a la mitad de la altura. Gráfica 6-12 panel sencillo con fachada, Gráfica 6-13 panel doble; se observa gran

flexibilidad de los paneles ante esta sollicitación y como se observa, a medida que se incrementaba la sollicitación de carga y descarga en cada ciclo en los especímenes se presentaron deformaciones permanentes; desde el primer ciclo de carga. Para el espécimen sencillo, se presentó una deformación permanente en el quinto ciclo de carga de 7 mm y en el panel doble con porcelanato fue de aproximadamente 8 mm, la gráfica solo presenta los datos correspondientes hasta la fase de carga del quinto ciclo debido a que en este punto se presentó el desprendimiento de la viga de remate y el EPS.



Gráfica 6-12 Ciclos de carga y descarga panel simple con porcelanato.

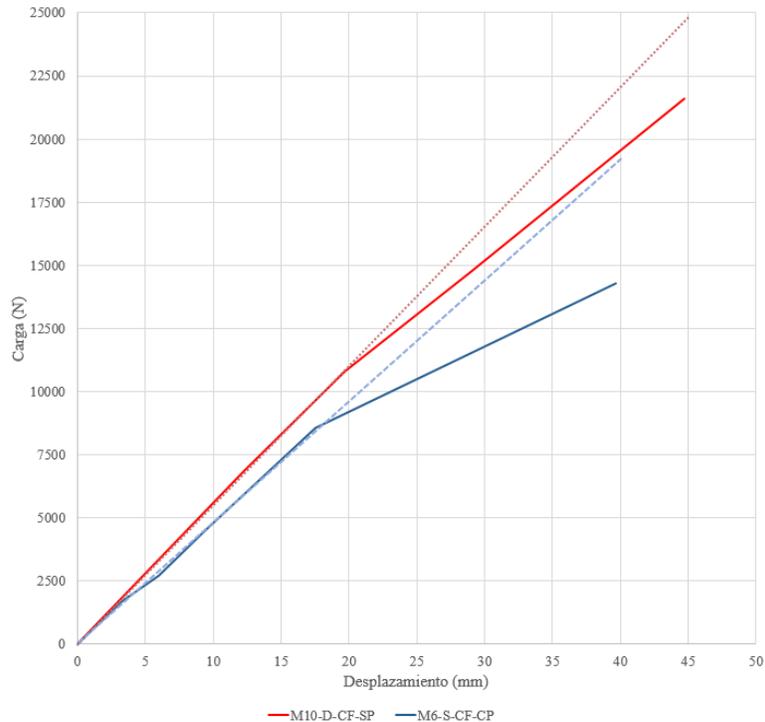
Fuente: Elaborada por el autor



Gráfica 6-13 Ciclos de carga y descarga panel doble.

Fuente: Elaborada por el autor

En la Gráfica 6-14 a modo de comparación, se presentan las curvas envolventes de los dos paneles ensayados; se observa la misma pendiente inicial para los dos especímenes; degradándose en mayor medida el panel sencillo con porcelanato adosado.



Gráfica 6-14 Curva envolvente, cargas fuera del plano.

Fuente: Elaborada por el autor

En la Tabla 6-15, se resumen los resultados obtenidos durante los ensayos de carga fuera del plano y se comparan los datos teóricos con los experimentales. Se reporta para cada panel, la carga asociada al límite elástico, y el valor experimentalmente.

Tabla 6-15 Valores teóricos vs experimentales en ensayos de carga fuera del plano

Muro	Carga Teórica a flexión(kg)	Carga Elástica a flexión Exp. (N)	Variación Teórico Vs Exp.	Descripción
M6-S-CF-CP	4522	8573	90%	Panel Simple; carga fuera del plano, con porcelanato.
M10-D-CF-SP	13906	10585	-24%	Panel Doble; carga fuera del plano.

Fuente: Elaborada por el autor

La variación del panel simple es alta con un valor del 90%, esto debido a que el panel sufre un pronto desprendimiento de la viga de coronación en el ensayo, en el panel doble se

supera la carga retórica debido a la alta capacidad de deformación del EPS. Para tener datos más precisos se recomienda realizar un mayor número de ensayos para obtener valores representativos del comportamiento de los paneles en flexión fuera del plano

6.2.3.2 Modos de falla de los paneles en los ensayos flexión fuera del plano

La Fotografía 6-9 presenta las fallas generales observadas en los ensayos de carga fuera del plano, detalladas así: (a) Agrietamiento horizontal del panel en el tercio superior por tensión (no se presenta desprendimiento del mortero). (b)-(c) En la viga superior del espécimen se presenta desprendimiento del panel (falla crítica en la conexión panel – viga) (d) Rotura del porcelanato en zona de anclaje.



(a) Agrietamiento del panel en el tercio superior



(b) Desprendimiento de la viga superior



(c) Agrietamiento del panel contra la viga de borde



(d) Rotura del porcelanato superior.

Fotografía 6-9 Fallas de paneles ante cargas fuera del plano

Fuente: Elaborada por el autor

Los problemas encontrados en los paneles al ser sometidos a cargas fuera del plano fueron los siguientes:

- ✓ Los espesores de morteros no fueron homogéneos (la carga reportada por el panel en la zona de tensión tenía espesores considerablemente mayores a la de compresión).
- ✓ No se presentó buena adherencia entre los dos tipos de morteros Tipo S y N.
- ✓ Fallas concentradas de los paneles en el borde superior
- ✓ Rotura de una sección de porcelanato por concentración de esfuerzos en la platina de anclaje

6.2.4 Ensayos de extracción de anclajes mecánicos en paneles

Para realizar los ensayos de extracción de los anclajes mecánicos de la platina que soporta el porcelanato, se seleccionaron aleatoriamente para la prueba de extracción diferentes ubicaciones en dos paneles sometidos a ensayos de carga cíclicos; en el primer panel, se realizó la extracción posterior al ensayo y en el segundo se hizo la extracción previa al ensayo del panel.

Para realizar el ensayo, se vinculó la platina de anclaje a una barra de acero perpendicular al panel, mediante puntos de soldadura; esto con el fin de generar un vínculo entre la platina y el gato de extracción de émbolo hueco; el montaje se conectó a una celda de carga que permitió el registro de carga de extracción. El montaje utilizado para realizar la extracción de los anclajes se presenta en la Fotografía 6-10.



Fotografía 6-10 Montaje de ensayo de extracción de anclajes mecánico

Después de ensayado un panel de 3.60 m ante cargas cíclicas en el plano; se retiró cuidadosamente el porcelanato y se libraron las platinas para realizar su extracción. Se seleccionaron aleatoriamente 10 puntos de anclaje. La Fotografía 6-11 muestra la identificación de las zonas de extracción.



(a) Numeración puntos



(b) Numeración puntos

Fotografía 6-11 Numeración de 10 anclajes en panel ensayado

Fuente: Elaborada por el autor

Para el segundo panel de 2.60 m se presenta la numeración de los anclajes a extraer
Fotografía 6-12.



(a) Numeración puntos



(b) Numeración puntos.

Fotografía 6-12 Numeración de 4 anclajes en panel sin ensayar

Fuente: Elaborada por el autor

6.2.4.1 Capacidad de carga

La Tabla 6-16 muestra la carga máxima registrada en la extracción de los anclajes en los paneles.

Tabla 6-16 Resumen de ensayos de extracción de anclajes en paneles

Panel	Anclaje	Numero de Anclajes	Carga Máxima (kg)	Carga por Anclaje (kg)	Promedio de Carga Por anclaje (kg)	Dispersión (%)
Panel 1	1	2	130	65.0	55.8	56.1
	2	2	99	49.5		
	3	2	10	5.0		
	4	4	329	82.3		
	5	4	88	22.0		
	6	2	29	14.5		
	7	2	153	76.5		
	8	2	160	80.0		
	9	4	370	92.5		
	10	2	142	71.0		
Panel 2	1	2	216	108.0	89.3	37.8
	2	2	239	119.5		
	3	2	173	86.5		
	4	2	86	43.0		

Fuente: Elaborada por el autor

Al comparar el promedio de las cargas de extracción de anclajes del panel 1. ensayado, respecto al panel 2 sin ensayar. se observa una disminución de la capacidad de los anclajes del 40%; atribuido al alto grado de fisuración presentado en las zonas de anclaje, después de estar sometido al ensayo cíclico en el plano; esto indica una fragilidad en la capacidad de soporte de los porcelanatos; posiblemente a mediano o largo plazo, que puede desencadenar en la caída de estos elementos.

Igualmente, la dispersión de las cargas de extracción anclajes es considerable; se evidencia falta de uniformidad en la capacidad de los anclajes bien sea por los morteros o la instalación; siendo mayor la dispersión para las cargas de extracción del panel ensayado previamente; posiblemente se atribuye al daño producido por la fisuración de las zonas de anclaje, dadas sus diferentes posiciones en el panel, por lo cual algunas zonas pudieron estar sometidas a mayores esfuerzos durante el ensayo cíclico.

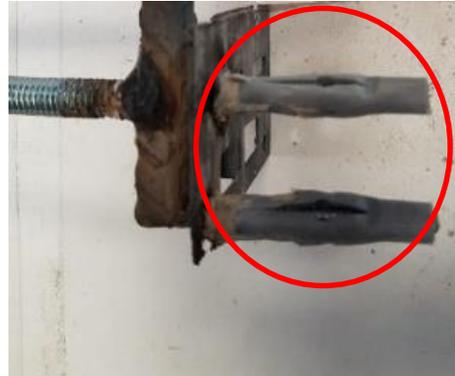
6.2.4.2 Modos de falla extracción de anclajes

La Fotografía 6-13 presenta las fallas en la extracción de anclajes, detalladas así: (a)- (b) En las platinas con dos y cuatro puntos de anclajes, no se evidenció adherencia entre el chazo plástico y la capa de mortero, lo cual indica falta de adherencia entre estos elementos. (c) En la zona de extracción de la platina con cuatro puntos de anclaje, se evidencia desprendimiento del mortero y fisuras. (d) En la extracción de anclaje, no se

muestra una apropiada adherencia al panel. (e) Se encontró que la platina tenía un solo punto de anclaje, no se colocaron los dos anclajes especificados (f) No se pudo hacer la extracción en ese punto, por el deterioro del mortero y el anclaje se desprendió por sí mismo.



(a) Platina con cuatro puntos de anclaje



(b) Platina con dos puntos de anclaje.



(c) Extracción de anclaje de cuatro puntos



(d) Extracción de anclaje de dos puntos



(e) Platina con solo un punto de anclaje



(f) Platina con dos puntos de anclaje

Fotografía 6-13 Fallas encontradas en los ensayos de extracción de anclajes en paneles.

Fuente: Elaborada por el autor

6.3 Deficiencias observadas durante la construcción de los paneles

La Fotografía 6-14 presenta las fallas observadas durante la construcción de los paneles: (a), (b) Se presentó inconvenientes para mantener la verticalidad del panel y se presentan concavidades, no se encuentra una superficie vertical. (c), (d) La resistencia a la compresión en la mezcla mortero no alcanza la resistencia especificada por el constructor (e), (f) espesores en las capas de pañete son inferiores o superiores a los parámetros iniciales establecidos.



(a) El panel no cuenta con verticalidad.



(b) Problema de concavidad del panel.



(c) Mezcla del mortero.



(d) Cilindros de mortero.



(e) *Espesores de mortero variable*



(f) *Espesores de mortero variable*

Fotografía 6-14 Fallas encontradas en la etapa de construcción de los paneles.

Fuente: Elaborada por el autor

6.4 Relación costo beneficio

Un aspecto relevante al momento de seleccionar el material y el proceso constructivo de la fachada es el factor económico; por esta razón, a continuación, se presentan las cantidades de material, con su respectivo costo, para un muro de mampostería y un muro con paneles de EPS, ambos con porcelanato; de esta manera, es posible comparar los beneficios de uno con respecto al otro. Los precios de los materiales que se presentan fueron reportados para Colombia en el año 2020. Las Tabla 6-17 y 6-18 presenta una descripción de precio unitario, relación hora hombre utilizada para su construcción y su peso.

Tabla 6-17 Precios unitarios panel de EPS.

Muro (1.20X2.40m) Panel de Poliestireno					
Material	Unidad	Cantidad	Valor Unitario	Valor Total	M²
Panel 1.20X2.40x0.12m	UN	1.00	\$ 98,000	\$ 98,000	
Mortero Tipo S pañete e=1.5cm	M3	0.09	\$ 300,000	\$ 25,920	
Mortero Tipo N pañete e=1.0cm	M3	0.17	\$ 350,000	\$ 60,480	
Anclaje Resina Epóxico Sikadur	UN	9.00	\$ 4,000	\$ 36,000	
Adherencia Resina Epóxico Dynates	UN	6.00	\$ 2,000	\$ 12,000	
Acero Refuerzo Anclaje	KG	3.15	\$ 7,000	\$ 22,050	
Porcelanato 1.20X0.60m	UN	3.00	\$ 40,000	\$120,000	
Anclajes Porcelanato	UN	12.00	\$ 1,500	\$ 18,000	
Mano de Obra					
Oficial	HR	3.00	\$ 9,375	\$ 28,125	
Ayudante	HR	8.00	\$ 5,000	\$ 40,000	
TOTAL, COSTO				\$499,575	\$173,464
TOTAL, HORAS HOMBRE				11	3.8
MASA APROXIMADA kg				524.14	182.0

Fuente: Elaborada por el autor

Tabla 6-18 Precio unitario panel en mampostería.

Muro (1.20X2.40m) Mampostería					
Material	Unidad	Cantidad	Valor Unitario	Valor Total	M²
Bloque N6	UN	57.60	\$ 900	\$ 51,840	
Mortero Tipo S pañete e=1.5cm	M3	0.09	\$ 300,000	\$ 25,920	
Mortero Tipo N pañete e=1.0cm	M3	0.17	\$ 350,000	\$ 60,480	
Mortero de pega	UN	0.03	\$ 4,000	\$ 138	
Adhesivo Resina Epóxico Dynates	UN	6.00	\$ 2,000	\$ 12,000	
Porcelanato 1.20X0.60m	UN	3.00	\$ 40,000	\$120,000	
Anclajes Porcelanato	UN	12.00	\$ 1,500	\$ 18,000	
Mano de Obra					
Oficial	HR	6.00	\$ 9,375	\$ 56,250	
Ayudante	HR	16.00	\$ 5,000	\$ 80,000	
TOTAL, COSTO				\$424,628	\$ 147,440
TOTAL, HORAS HOMBRE				22	7.6
MASA APROXIMADA kg				896.80	311.4

Fuente: Elaborada por el autor

Al comparar el valor total de los precios Tabla 6-17 y 6-18 se encuentra que el panel de poliestireno tiene un aumento de 7.8% del precio en comparación con el muro de mampostería.

Por otro lado, un aspecto importante al comparar estos sistemas es el tiempo en el desarrollo de actividades, evidenciando una reducción en la ejecución de actividades del 50% en la construcción del panel de poliestireno. Otro aspecto como se puede observar el principal beneficio al usar paneles de EPS se traduce en el menor peso del panel de poliestireno, el cual es aproximadamente 370kg menor al compararlo con el muro de mampostería tradicional, traduciéndose esta reducción en otros beneficios como lo es la reducción del peso total de la estructura y todos los factores que ello conlleva como la menor fuerza sísmica y una dimensión de la cimentación beneficiando de esta manera el costo total de la estructura.

7 Conclusiones Y Recomendaciones

7.1 Conclusiones

Aunque no hubo un colapso súbito de los paneles y se presentó una caída repentina de los elementos de porcelanato, al ser sometidos ante diferentes sollicitaciones de ensayo, los resultados del programa experimental presentan las siguientes conclusiones:

- ✓ Los paneles con fachada exhibieron tres factores importantes que indican una deficiencia del sistema; estos son: la escasa adherencia que se presenta entre el anclaje, el poliestireno y el mortero, el desplazamiento de las platinas instaladas en las vigas superiores e inferiores del panel y la poca adherencia del cordón del adhesivo epóxico responsable de unir las piezas de porcelanato al panel.
- ✓ Al pasar de un panel sencillo a un panel doble o triple, se incrementa la capacidad de carga al doble; sin embargo, entre paneles dobles y triples se presenta un aumento del 10%, esto indica que una mayor cantidad de paneles no significa un aumento en la capacidad de carga.
- ✓ Para las derivas estipuladas del 0.5%, algunos paneles ya presentaban daños importantes, se enfatiza en la importancia de la dilatación a los elementos estructurales, ya que en sistemas aperticados la deriva máxima permitida es del 1.0%.
- ✓ En cuanto a desplazamiento se encontró que los paneles tienen un comportamiento inelástico desde aproximadamente una deriva del 0.5%; esto indica que en cuanto a ductilidad se encuentra un valor R de aproximadamente 2.0, recordando que parte de este aporte se debe a la capacidad del poliestireno para deformarse y su recuperación aparente, se requiere de un mayor número de ensayos para poder determinar con certeza este valor, se recomienda un valor R entre 1.0 y 1.5 valores establecido por la NSR – 10 para muros no estructurales y la ASCE 07 – 16 respectivamente.
- ✓ La rigidez de los especímenes ensayados bajo cargas cíclicas es alta en su condición inicial, pero disminuye rápidamente para derivas 0.5%, valor a partir del cual los ciclos de carga y descarga disminuyeron un 60% la rigidez del panel. Esta disminución de rigidez es presuntamente por el cambio de sección brusca entre el panel y las vigas de soporte.
- ✓ Aunque el uso de los EPS puede reducir considerablemente los costos de la estructura debido a la disminución del peso propio de la edificación al compararlo con un sistema tradicional de muros, es importante que se garantice un adecuado

proceso constructivo y la calidad de materiales, para asegurar un adecuado funcionamiento

- ✓ A la luz de los resultados obtenidos en el proyecto, no se recomienda el uso de la fachada en porcelanato adherido a paneles de EPS debido a la deficiente interacción que se presenta entre un material tan rígido como el porcelanato en comparación con un material tan deformable como lo es el EPS, debido a que los elementos no estructurales de la edificación ante la ocurrencia de un sismo de diseño, según A.9.5.2 de la NSR-10 debe diseñarse y construirse para que sus componentes no se disgreguen por consecuencia del sismo, además no permite la posibilidad de su caída, poniendo en peligro a los transeúntes.
- ✓ La dispersión en la extracción de anclajes es debido a la concentración de esfuerzo presentado en los puntos de soporte y la insuficiente longitud de desarrollo entre la capa de mortero y chaso tornillo, no permite el adecuado comportamiento entre la fachada y el panel de EPS. Los anclajes actuales podrían considerarse como anclajes de bajo desempeño,
- ✓ A la luz de los resultados obtenidos en el proyecto, se recomienda evaluar otras posibilidades del sistema del soporte de la fachada en porcelanato adherido a los paneles de EPS esto debido a la deficiente interacción que se presenta entre un material tan rígido como el porcelanato en comparación con un material tan deformable como lo es el EPS, debido a que los elementos no estructurales de la edificación ante la ocurrencia de un sismo de diseño, según A.9.5.2 de la NSR-10 debe diseñarse y construirse para que sus componentes no se disgreguen por consecuencia del sismo, además no permite la posibilidad de su caída, poniendo en peligro a los transeúntes.

7.2 Recomendaciones

Teniendo en cuenta los resultados del programa experimental y las conclusiones obtenidas, se presentan a continuación algunas recomendaciones:

- ✓ Garantizar un adecuado control de calidad en la construcción de los paneles para cumplir con los espesores de las diferentes capas de mortero; ya que al variar estos, se generan mayores esfuerzos en alguna de sus caras, generando el pandeo.
- ✓ A pesar de usar morteros secos, como pañete de los paneles, estos no alcanzaron las resistencias de diseño especificadas; se debe tener un control adecuado en obra de las dosificaciones de dichos morteros
- ✓ Se observó daños en los porcelanatos localizados en las zonas de máximo esfuerzo de los paneles; el daño ocasionado fue debido al encontrarse el porcelanato sin dilatación de los elementos rígidos de apoyo; por lo tanto, es necesario realizar una modulación del sistema de fachada que permita mayores dilataciones
- ✓ Al someter los paneles con fachada a ensayos cíclicos fue evidente la degradación de las zonas de anclaje de la fachada debido a la concentración de esfuerzos en dichas zonas que generaron fisuración y pérdida de adherencia de los anclajes; este comportamiento puede hacerse más evidente a largo plazo; por lo tanto, sería recomendable evaluar otro tipo de fachada y no el porcelanato adosado directamente a los paneles.
- ✓ Se recomienda evaluar otro tipo de anclajes, el cual tenga un grado de desempeño superior al evaluado en este estudio que permita compatibilizar un material flexible como son los paneles de EPS y un material rígido como el porcelanato.

8 Bibliografía

- Adjemian Orian, A. (2011). *La evolucion de las fachadas ventiladas, nuevos materiales y sistemas constructivos*.
- Blas, A. R. De, González, C. C., Sánchez, S., & Antelo, E. (2012).
- Chen, W., Hao, H., Hughes, D., Shi, Y., Cui, J., & Li, Z. (2015). Static and dynamic mechanical properties of expanded polystyrene. *JOURNAL OF MATERIALS&DESIGN*, 69, 170–180.
<https://doi.org/10.1016/j.matdes.2014.12.024>
- Claudiu Lucian Matei, & Cristian Grigorasenco. (2016). *BEHAVIOR OF CERAMIC FACADES TO THE LATERAL ACTIONS*. 141.
- Daniel Ronald Joseph, J., Prabakar, J., & Alagusundaramoorthy, P. (2017). Precast concrete sandwich one-way slabs under flexural loading. *Engineering Structures*, 138, 447–457. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.033>
- Dissanayake, D. M. K. W., Jayasinghe, C., & Jayasinghe, M. T. R. (2017). A comparative embodied energy analysis of a house with recycled expanded polystyrene (EPS) based foam concrete wall panels. 135, 85–94.
- Ivorra, S., García-barba, J., Mateo, M., Pérez-carramiñana, C., & Maciá, A. (2013). Partial collapse of a ventilated stone façade : Diagnosis and analysis of the anchorage system. *Engineering Failure Analysis*, 31, 290–301.
<https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2013.01.045>
- McFarquar, D. (2012). The Role of the Building Facade - Curtain Walls. *Building Enclosure Science & Technology (BEST3) Conference*, 11.
- Orazio, M. D., Lenci, S., & Graziani, L. (2014). Relationship between fracture toughness and porosity of clay brick panels used in ventilated façades : Initial investigation. *Engineering Fracture Mechanics*, 116, 108–121.
<https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2013.12.003>
- Silvestre, J. D., & Brito, J. De. (2011). Ceramic tiling in building façades : Inspection and pathological characterization using an expert system. *Construction and Building Materials*, 25(4), 1560–1571.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.09.039>
- Smakosz, Ł., & Tejchman, J. (2014). Evaluation of strength , deformability and failure mode of composite structural insulated panels. *Materials and Design*, 54, 1068–1082. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2013.09.032>
- Solar, P. Del, Río, M. Del, Villoria, P., & Nadal, A. (2012). *Analysis of Recurrent Defects in the Execution of Ceramic-Coatings Cladding in Building Construction*. 1–6. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CO.1943-7862](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CO.1943-7862)

- Spiro, K. (1985). *A History of Architecture* (p. 866). Oxford University Press, Inc.
- Stazi, F., Tomassoni, F., Vegliò, A., & Perna, C. Di. (2011). Experimental evaluation of ventilated walls with an external clay cladding. *Renewable Energy*, 36(12), 3373–3385. <https://doi.org/10.1016/j.renene.2011.05.016>
- Torres, D., Palacios, A., & Torres, G. (2013). *Ayudas de diseño para sistemas portantes Emmedue de paneles de hormigon armado con nucleo de E. P. S.*
- Tratamiento, P. D. E., Servidas, D. E. A., & Rtb, R. M. (n.d.). *Memoria Tecnica Sistema Constructivo M2.*
- Valderrama. L. (2016). *Evaluación De Las Propiedades Mecánicas Y La Estabilidad Estructural De Un Sistema De Fachada Ventilada Evaluación De Las Propiedades Mecánicas Y La Estabilidad Estructural De Un Sistema De Fachada Ventilada.*
- Zapata Poyatos, M. Á. (2012). *La fachada ventilada: su estudio y posibilidades.* <http://repositori.udl.cat/handle/10459.1/46461>
- Zhang, J. F. (2017). *Analysis of defects of overhead facade systems and other light thin-walled structures Analysis of defects of overhead facade systems and other light thin-walled structures.* 3–9. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/191/1/012046>
- Lora, M., & Rafael, K. (2014). *Paneles estructurales de poliestireno expandido: análisis energético en el clima tropical- húmedo de santo domingo y aplicado a la vivienda social (caso sistema EMMEDUE).*

Anexos

A. Anexo Resultado Ensayos De Compresión En Morteros De Pañete.

Resultado del ensayo a compresión de cilindros.

No MURO	Dimensiones	Tipo Mortero	Nomenclatura	Fecha de Fundido	Fecha de Prueba	Edad	Carga Kg	Kg/cm ²	% Real	% Esperado
Muro (I,II,III,IV,V,VI)	1.30x2.40	S	M1-J	12/05/2018	15/05/2018	3	530.5	33.36	27%	40%
Muro (I,II,III,IV,V,VI)	1.30x2.40	S	M1-J	12/05/2018	15/05/2018	3	500.5	31.47	25%	40%
Muro (I,II,III,IV,V,VI)	1.30x2.40	S	M1-J	12/05/2018	19/05/2018	7	868.5	54.61	44%	65%
Muro (I,II,III,IV,V,VI)	1.30x2.40	S	M1-J	12/05/2018	19/05/2018	7	902.5	56.75	45%	65%
Muro (I,II,III,IV,V,VI)	1.30x2.40	S	M1-J	12/05/2018	26/05/2018	14	1044.5	65.67	53%	90%
Muro (I,II,III,IV,V,VI)	1.30x2.40	S	M1-J	12/05/2018	26/05/2018	14	1068.5	67.18	54%	90%
Muro (I,II,III,IV,V,VI)	1.30x2.40	S	M1-J	12/05/2018	9/06/2018	28	1686	106.01	85%	100%
Muro (I,II,III,IV,V,VI)	1.30x2.40	S	M1-J	12/05/2018	9/06/2018	28	1450	91.17	73%	100%
Muro (I,II,III,IV)	2.50x2.40	S	M2-J	18/05/2018	21/05/2018	3	451	28.36	23%	40%
Muro (I,II,III,IV)	2.50x2.40	S	M2-J	18/05/2018	25/05/2018	7	705	44.33	35%	65%
Muro (I,II,III,IV)	2.50x2.40	S	M2-J	18/05/2018	25/05/2018	7	775	48.73	39%	65%
Muro (I,II,III,IV)	2.50x2.40	S	M2-J	18/05/2018	1/06/2018	14	958.5	60.27	48%	90%
Muro (I,II,III,IV)	2.50x2.40	S	M2-J	18/05/2018	1/06/2018	14	1019	64.07	51%	90%
Muro (I,II,III,IV)	2.50x2.40	S	M2-J	18/05/2018	15/06/2018	28	1090	68.53	55%	100%
Muro (I,II,III,IV)	2.50x2.40	S	M2-J	18/05/2018	15/06/2018	28	1268	79.73	64%	100%
Muro (I,II)	3.60x2.40	S	M3-J	21/05/2018	24/05/2018	3	344	21.63	17%	40%
Muro (I,II)	3.60x2.40	S	M3-J	21/05/2018	28/05/2018	7	574	36.09	29%	65%
Muro (I,II)	3.60x2.40	S	M3-J	21/05/2018	28/05/2018	7	559	35.15	28%	65%
Muro (I,II)	3.60x2.40	S	M3-J	21/05/2018	4/06/2018	14	716	45.02	36%	90%
Muro (I,II)	3.60x2.40	S	M3-J	21/05/2018	4/06/2018	14	718	45.14	36%	90%
Muro (I,II)	3.60x2.40	S	M3-J	21/05/2018	3/08/2018	74	1244	78.22	63%	100%
Muro (I,II)	3.60x2.40	S	M3-J	21/05/2018	3/08/2018	74	1252	78.72	63%	100%
Muro (III Y IV)	3.60x2.40	S	M4-J	23/05/2018	26/05/2018	3	477	29.99	24%	40%
Muro (III Y IV)	3.60x2.40	S	M4-J	23/05/2018	30/05/2018	7	550	34.58	28%	65%
Muro (III Y IV)	3.60x2.40	S	M4-J	23/05/2018	30/05/2018	7	573	36.03	29%	65%
Muro (III Y IV)	3.60x2.40	S	M4-J	23/05/2018	6/06/2018	14	695.5	43.73	35%	90%
Muro (III Y IV)	3.60x2.40	S	M4-J	23/05/2018	6/06/2018	14	727.5	45.74	37%	90%
Muro (III Y IV)	3.60x2.40	S	M4-J	23/05/2018	9/08/2018	78	920	57.85	46%	100%
Muro (III Y IV)	3.60x2.40	S	M4-J	23/05/2018	9/08/2018	78	965	60.68	49%	100%

Elemento	Dimensiones	Tipo Mortero	Nomenclatura	Fecha de Fundido	Fecha de Prueba	Edad	Carga Kg	Kg/cm ²	% Real	% Esperado
Muro (I,II,IV)	1.30x2.40	N	P1-J	17/05/2018	20/05/2018	3	326.5	20.53	27%	40%
Muro (I,II,IV)	1.30x2.40	N	P1-J	17/05/2018	20/05/2018	3	302.5	19.02	25%	40%
Muro (I,II,IV)	1.30x2.40	N	P1-J	17/05/2018	24/05/2018	7	500	31.44	42%	65%
Muro (I,II,IV)	1.30x2.40	N	P1-J	17/05/2018	24/05/2018	7	488	30.68	41%	65%
Muro (I,II,IV)	1.30x2.40	N	P1-J	17/05/2018	31/05/2018	14	685	43.07	57%	90%
Muro (I,II,IV)	1.30x2.40	N	P1-J	17/05/2018	31/05/2018	14	702	44.14	59%	90%
Muro (I,II,IV)	1.30x2.40	N	P1-J	17/05/2018	14/06/2018	28	1135	71.36	95%	100%
Muro (I,II,IV)	1.30x2.40	N	P1-J	17/05/2018	14/06/2018	28	1049	65.96	88%	100%
Muro (III,V,VI)	1.30x2.40	N	P2-J	18/05/2018	21/05/2018	3	337	21.19	28%	40%
Muro (III,V,VI)	1.30x2.40	N	P2-J	18/05/2018	25/05/2018	7	517	32.51	43%	65%
Muro (III,V,VI)	1.30x2.40	N	P2-J	18/05/2018	25/05/2018	7	607	38.17	51%	65%
Muro (III,V,VI)	1.30x2.40	N	P2-J	18/05/2018	1/06/2018	14	668	42.00	56%	90%
Muro (III,V,VI)	1.30x2.40	N	P2-J	18/05/2018	1/06/2018	14	698	43.89	59%	90%
Muro (III,V,VI)	1.30x2.40	N	P2-J	18/05/2018	15/06/2018	28	999	62.81	84%	100%
Muro (III,V,VI)	1.30x2.40	N	P2-J	18/05/2018	15/06/2018	28	1215	76.39	102%	100%
Muro (I,II)	2.50x2.40	N	P3-J	21/05/2018	24/05/2018	3	304	19.11	25%	40%
Muro (I,II)	2.50x2.40	N	P3-J	21/05/2018	28/05/2018	7	592	37.22	50%	65%
Muro (I,II)	2.50x2.40	N	P3-J	21/05/2018	28/05/2018	7	487	30.62	41%	65%
Muro (I,II)	2.50x2.40	N	P3-J	21/05/2018	4/06/2018	14	640	40.24	54%	90%
Muro (I,II)	2.50x2.40	N	P3-J	21/05/2018	4/06/2018	14	680	42.76	57%	90%
Muro (I,II)	2.50x2.40	N	P3-J	21/05/2018	18/06/2018	28	1060	66.65	89%	100%
Muro (I,II)	2.50x2.40	N	P3-J	21/05/2018	18/06/2018	28	1105	69.48	93%	100%
Muro (III,IV)	2.50x2.40	N	P4-J	22/05/2018	25/05/2018	3	280	17.61	23%	40%
Muro (III,IV)	2.50x2.40	N	P4-J	22/05/2018	29/05/2018	7	380	23.89	32%	65%
Muro (III,IV)	2.50x2.40	N	P4-J	22/05/2018	29/05/2018	7	452	28.42	38%	65%
Muro (III,IV)	2.50x2.40	N	P4-J	22/05/2018	5/06/2018	14	721	45.33	60%	65%
Muro (III,IV)	2.50x2.40	N	P4-J	22/05/2018	5/06/2018	14	776	48.79	65%	90%
Muro (III,IV)	2.50x2.40	N	P4-J	22/05/2018	19/06/2018	28	724.5	45.55	61%	100%
Muro (III,IV)	2.50x2.40	N	P4-J	22/05/2018	19/06/2018	28		0.00	0%	100%
Muro (I,II)	3.60x2.40	N	P5-J	24/05/2018	27/05/2018	3	223	14.02	19%	40%
Muro (I,II)	3.60x2.40	N	P5-J	24/05/2018	27/05/2018	3	234	14.71	20%	40%
Muro (I,II)	3.60x2.40	N	P5-J	24/05/2018	31/05/2018	7	355	22.32	30%	65%
Muro (I,II)	3.60x2.40	N	P5-J	24/05/2018	31/05/2018	7	340	21.38	29%	65%
Muro (I,II)	3.60x2.40	N	P5-J	24/05/2018	7/06/2018	14	491	30.87	41%	90%
Muro (I,II)	3.60x2.40	N	P5-J	24/05/2018	7/06/2018	14	510	32.07	43%	90%
Muro (I,II)	3.60x2.40	N	P5-J	24/05/2018	21/06/2018	28	938.5	59.01	79%	100%
Muro (I,II)	3.60x2.40	N	P5-J	24/05/2018	21/06/2018	28		0.00	0%	100%
Muro (III,IV)	3.60x2.40	N	P6-J	25/05/2018	28/05/2018	3	238	14.96	20%	40%
Muro (III,IV)	3.60x2.40	N	P6-J	25/05/2018	28/05/2018	3	220	13.83	18%	40%
Muro (III,IV)	3.60x2.40	N	P6-J	25/05/2018	1/06/2018	7	552	34.71	46%	65%
Muro (III,IV)	3.60x2.40	N	P6-J	25/05/2018	1/06/2018	7	566	35.59	47%	65%
Muro (III,IV)	3.60x2.40	N	P6-J	25/05/2018	8/06/2018	14	592	37.22	50%	90%
Muro (III,IV)	3.60x2.40	N	P6-J	25/05/2018	8/06/2018	14	599	37.66	50%	90%
Muro (III,IV)	3.60x2.40	N	P6-J	25/05/2018	22/06/2018	28	980	61.62	82%	100%
Muro (III,IV)	3.60x2.40	N	P6-J	25/05/2018	22/06/2018	28	982	61.74	82%	100%
Control	3.60x2.40	N	J1	5/06/2018	8/06/2018	3	397.5	24.99	33%	40%
Control	3.60x2.40	N	J1	5/06/2018	8/06/2018	3	430.5	27.07	36%	40%
Control	3.60x2.40	N	J1	5/06/2018	12/06/2018	7	730	45.90	61%	65%
Control	3.60x2.40	N	J1	5/06/2018	12/06/2018	7	670	42.13	56%	65%
Control	3.60x2.40	N	J1	5/06/2018	19/06/2018	14	977	61.43	82%	90%
Control	3.60x2.40	N	J1	5/06/2018	19/06/2018	14	970	60.99	81%	90%
Control	3.60x2.40	N	J1	5/06/2018	4/07/2018	29	1311	82.43	110%	100%
Control	3.60x2.40	N	J1	5/06/2018	4/07/2018	29	1368.5	86.05	115%	100%

B. Anexo: Resultado Ensayos De Compresión En Concreto

Resultados del ensayo a compresión de cilindros

Elemento	Nomenclatura	Fecha de Fundido	Fecha de Prueba	Edad	Carga Kg	N/mm ²	%
Viga de cimentación	VC1-J	3/05/2018	7/05/2018	3 Días	8800	10.99	52%
Viga de cimentación	VC1-J	3/05/2018	7/05/2018	3 Días	8800	10.99	52%
Viga de cimentación	VC1-J	3/05/2018	11/05/2018	7 Días	12800	15.99	76%
Viga de cimentación	VC1-J	3/05/2018	11/05/2018	7 Días	12300	15.36	73%
Viga de cimentación	VC1-J	3/05/2018	31/05/2018	28 Días	19000	23.73	113%
Viga de cimentación	VC1-J	3/05/2018	31/05/2018	28 Días	19220	24.01	114%
Viga de cimentación	VC2-J	7/05/2018	10/05/2018	3 Días	12700	15.86	76%
Viga de cimentación	VC2-J	7/05/2018	10/05/2018	3 Días	14050	17.55	84%
Viga de cimentación	VC2-J	7/05/2018	14/05/2018	7 Días	17600	21.98	105%
Viga de cimentación	VC2-J	7/05/2018	14/05/2018	7 Días	18200	22.73	108%
Viga de cimentación	VC2-J	7/05/2018	4/06/2018	28 Días	21200	26.48	126%
Viga de cimentación	VC2-J	7/05/2018	4/06/2018	28 Días	22200	27.73	132%
Viga de cimentación	VC3-J	8/05/2018	11/05/2018	3 Días	15300	19.11	91%
Viga de cimentación	VC3-J	8/05/2018	11/05/2018	3 Días	15150	18.92	90%
Viga de cimentación	VC3-J	8/05/2018	15/05/2018	7 Días	23200	28.98	138%
Viga de cimentación	VC3-J	8/05/2018	15/05/2018	7 Días	24600	30.73	146%
Viga de cimentación	VC3-J	8/05/2018	5/06/2018	28 Días	27500	34.35	164%
Viga de cimentación	VC3-J	8/05/2018	5/06/2018	28 Días	26900	33.60	160%

Elemento	Nomenclatura	Fecha de Fundido	Fecha de Prueba	Edad	Carga Kg	N/mm ²	%
Viga Superior	VS1-J	23/05/2018	30/05/2018	7	9825	12.27	58%
Viga Superior	VS1-J	23/05/2018	30/05/2018	7	11550	14.43	69%
Viga Superior	VS1-J	23/05/2018	6/06/2018	14	23400	29.23	139%
Viga Superior	VS1-J	23/05/2018	6/06/2018	14	22400	27.98	133%
Viga Superior	VS1-J	23/05/2018	20/06/2018	28	21900	27.35	130%
Viga Superior	VS1-J	23/05/2018	20/06/2018	28	26900	33.60	160%
Viga Superior	VS2-J	24/05/2018	31/05/2018	7	9575	11.96	57%
Viga Superior	VS2-J	24/05/2018	31/05/2018	7	10425	13.02	62%
Viga Superior	VS2-J	24/05/2018	7/06/2018	14	23100	28.85	137%
Viga Superior	VS2-J	24/05/2018	7/06/2018	14	21700	27.10	129%
Viga Superior	VS2-J	24/05/2018	21/06/2018	28	25500	31.85	152%
Viga Superior	VS2-J	24/05/2018	21/06/2018	28	25650	32.04	153%
Viga Superior	VS3-J	29/05/2018	5/06/2018	7	10100	12.62	60%
Viga Superior	VS3-J	29/05/2018	5/06/2018	7	9900	12.37	59%
Viga Superior	VS3-J	29/05/2018	12/06/2018	14	11500	14.36	68%
Viga Superior	VS3-J	29/05/2018	12/06/2018	14	14500	18.11	86%
Viga Superior	VS3-J	29/05/2018	26/06/2018	28	20900	26.11	124%
Viga Superior	VS3-J	29/05/2018	26/06/2018	28	19600	24.48	117%

C. Anexo: Resultado Ensayos Ante Carga Lateral En El Plano-Estático
PANEL M1S-E-SP

Fotografía 0-1 Montaje e instrumentación del panel M1S-E-SP



DESCRIPCIÓN

M1S-E-SF

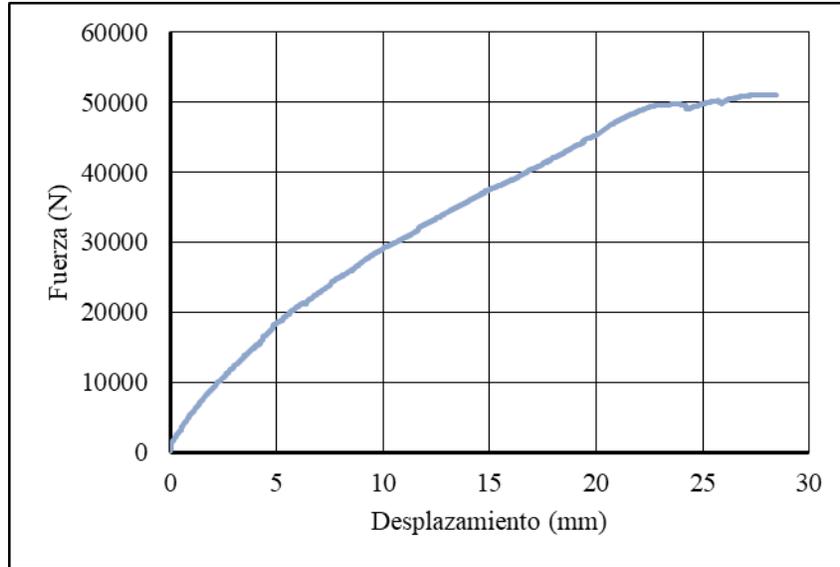
Panel no estructural de poliestireno

Tipo de fachada

Sin porcelanato

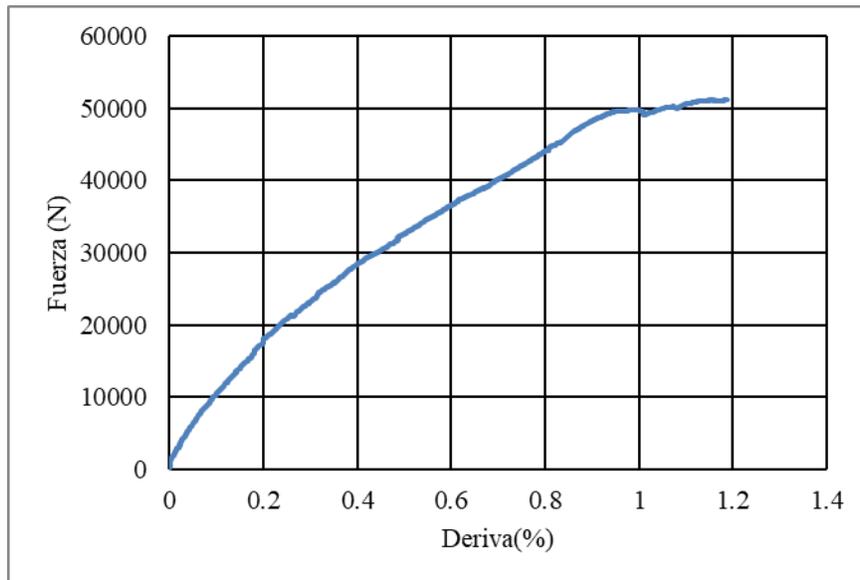
FUERZA VS DESPLAZAMIENTO

Gráfica 0-1 Fuerza lateral en el plano vs Desplazamiento panel M1S-E-SP



FUERZA VS DERIVA

Gráfica 0-2 Fuerza lateral en el plano vs Deriva panel M1S-E-SP



De acuerdo con lo observado en la Gráfica 0-1 la fuerza máxima resistida por el panel es de 49616 N, para la cual se tienen una deriva del 0.96%, la cual equivale a un desplazamiento de 28.39 mm. La deriva máxima alcanzada es del 1.18%. Con este y los resultados de los demás ensayos estáticos se obtuvo el protocolo de fuerza para los ensayos cíclicos.

DESCRIPCIÓN DE LA FALLA

Fotografía 0-2 Detalles de la falla del panel M1-SF



(a) Detalle falla tensión-compresión cara frontal del panel



(b) Detalle falla tensión



(c) *Detalle de la falla compresión.*

Durante el proceso de ensayo del panel sin fachada, se observa que las primeras fisuras se presentan en la zona sometida a esfuerzos de tensión, conformando una falla en la base del panel siendo esta la falla típica.

PANEL M2S-E-SP

Fotografía 0-3 Montaje e instrumentación del panel M2S-E-SP



DESCRIPCIÓN

M2S-E-SP

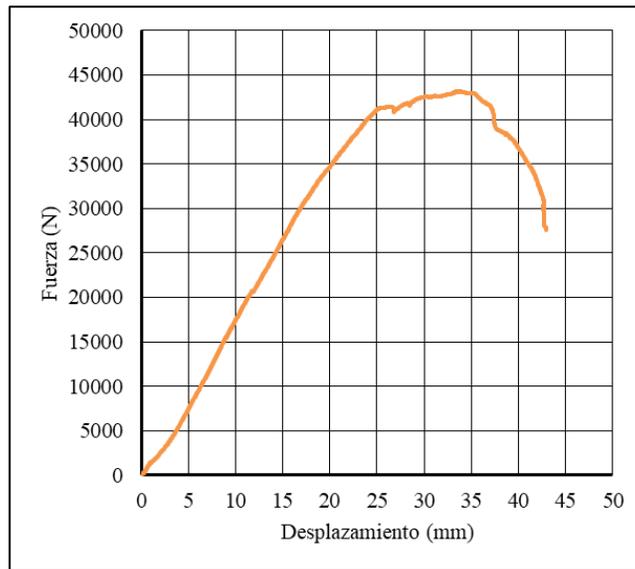
Panel no estructural de poliestireno.

Tipo de fachada

Sin fachada

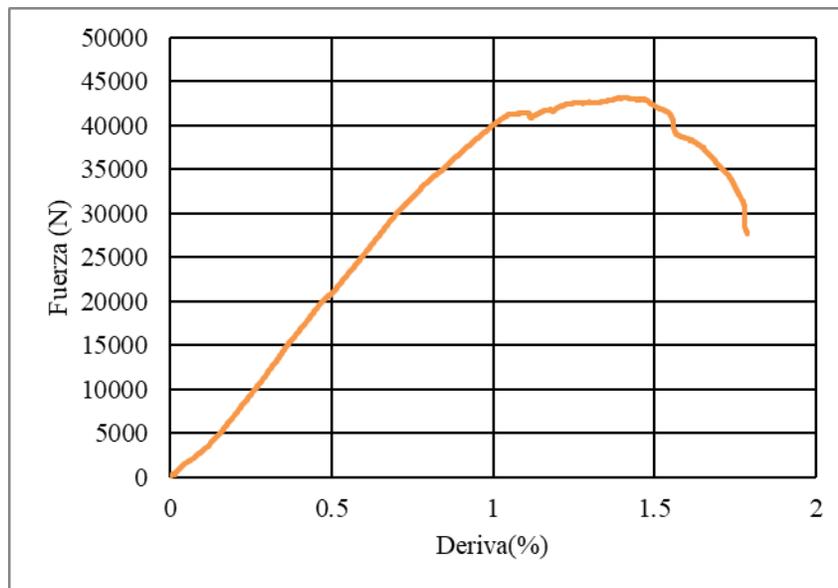
FUERZA VS DESPLAZAMIENTO

Gráfica 0-3 Fuerza lateral en el plano vs Desplazamiento panel M2S-E-SP



FUERZA VS DERIVA

Gráfica 0-4 Fuerza lateral en el plano vs Deriva panel M2S-E-SP



La fuerza máxima alcanzada fue de 41458 N y se presentó para una deriva de 1.1%. Adicionalmente se observan en la Gráfica 0-3 y la Gráfica 0-4 altibajos, los cuales indican pérdida de la capacidad que se va presentando en el panel a medida que va avanzando el ensayo y se va degradando el panel.

DESCRIPCIÓN DE LA FALLA

Fotografía 0-4 Detalles de la falla del panel M2S-E-SP



(a) Pandeo del panel



(b) Pandeo cara posterior del panel.



(c) Detalle de la falla compresión



(d) Zona de tensión

Durante el proceso de ensayo del panel, se observan fisuras en la viga de soporte, así como en la zona sometida a esfuerzos de tensión. Adicionalmente, se presenta aplastamiento en la zona de compresión como se observa en el detalle d. En general, la falla en la parte interior del panel, y el pandeo como se puede ver en el detalle a y b.

PANEL M7D-C-SP

Fotografía 0-5 Montaje e instrumentación del panel M7D-C-SP



DESCRIPCIÓN

M7D-E-SP

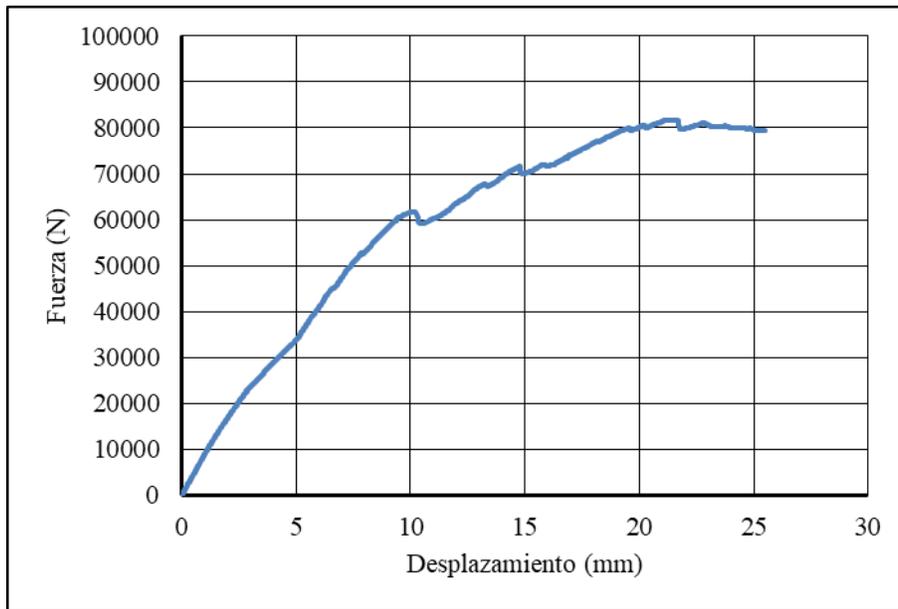
Panel no estructural de poliestireno.

Tipo de fachada

Sin fachada

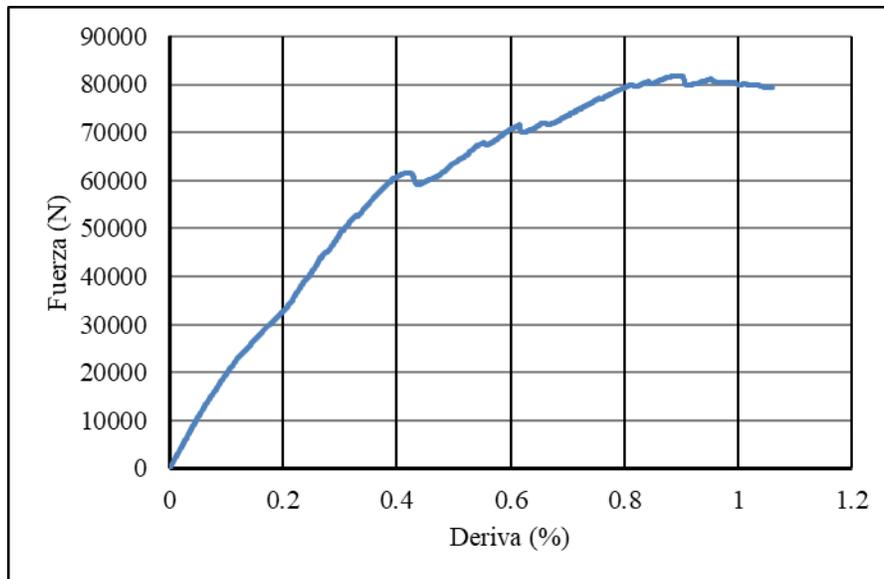
FUERZA VS DESPLAZAMIENTO

Gráfica 0-5 Fuerza lateral en el plano vs Desplazamiento panel M7D-C-SP



FUERZA VS DERIVA

Gráfica 0-6 Fuerza lateral en el plano vs Deriva panel M7D-C-SP



En la Gráfica 0-6 se evidencia que la fuerza máxima se presenta para la deriva máxima presentada durante el ensayo, esto es una deriva de 0.41%, que

corresponde a un desplazamiento de 25.45 mm del panel. La fuerza máxima alcanzada es de 61349 N.

DESCRIPCIÓN DE LA FALLA

Fotografía 0-6 Detalles de la falla del panel M7D-C-SP



(a) Falla aplastamiento del mortero



(b) Detalle de falla desprendimiento del mortero alrededor de varilla.



(c) *Pandeo del panel*

Durante el ensayo del panel, se evidencian fisuras en la viga de soporte y la falla compresión del mortero y el poliestireno a en la base del panel a medida que la fuerza va aumentando.

PANEL M11T-E-SP

Fotografía 0-7 Montaje e instrumentación del panel M11T-E-SP



DESCRIPCIÓN

M11T-E-SP

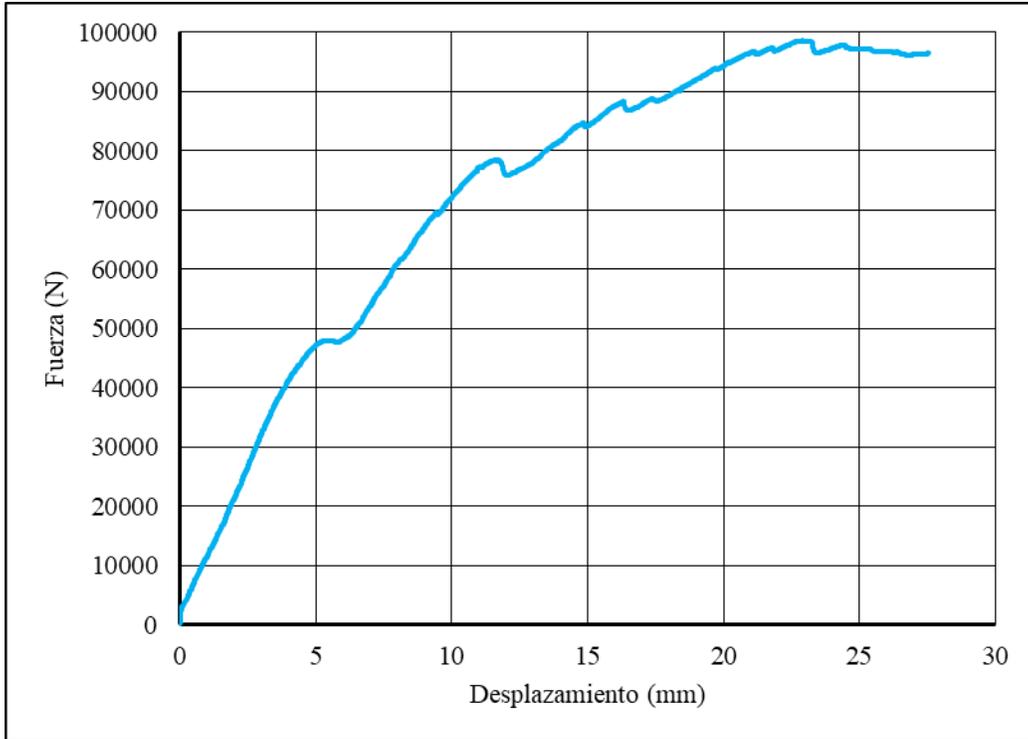
Panel no estructural de poliestireno.

Tipo de fachada

Sin Fachada

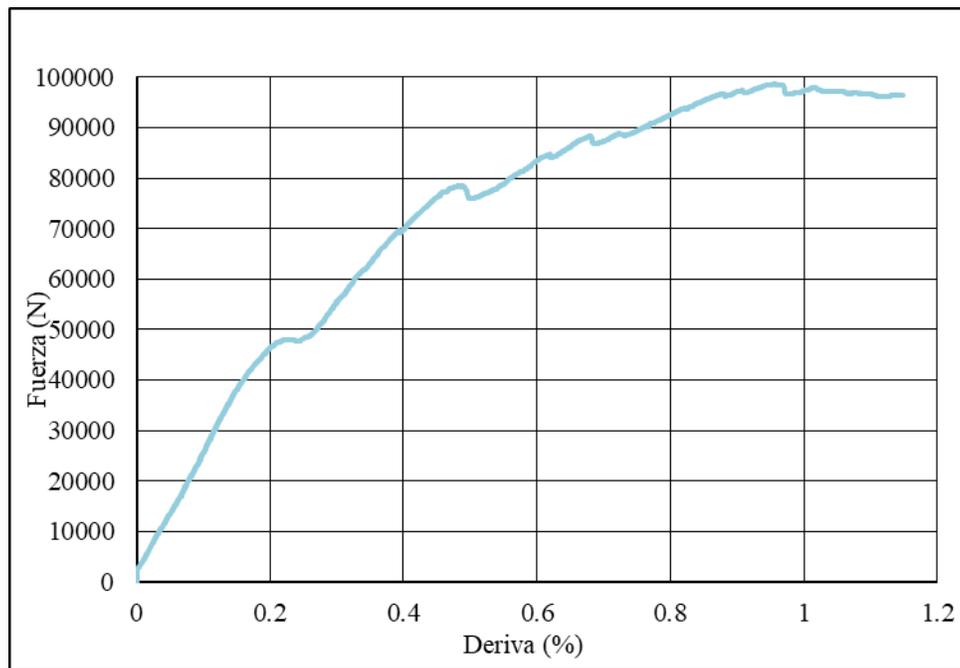
FUERZA VS DESPLAZAMIENTO

Gráfica 0-7 Fuerza lateral en el plano vs Desplazamiento panel M11T-E-SP



FUERZA VS DERIVA

Gráfica 0-8 Fuerza lateral en el plano vs Deriva panel M11T-E-SP



La Gráfica 0-8 muestra que se alcanzó un desplazamiento máximo de 28.96mm en el ensayo, el cual es mucho mayor a los obtenidos en los paneles anteriores sin fachada ventilada, esto debido a que el sistema de fachada ventilada “cose” las fisuras escalonadas que se presentan en el panel, permitiéndole alcanzar derivas mayores antes de que se inestabilice el panel. La fuerza máxima alcanzada fue 98407 N.

DESCRIPCIÓN DE LA FALLA

Fotografía 0-8 Detalles de la falla del panel M11T-E-SP



(a) Compresión en la parte inferior



(b) Falla de la viga



(c) Falla desprendimiento del mortero



(d) Desprendimiento del mortero.



(e) Pandeo en el panel

Durante el ensayo del panel, se observa en la cara frontal del panel falla por pandeo, la cual se presenta de manera más pronunciada en la parte inferior del panel. Se observa desprendimiento del mortero, reflejando la flexibilidad del poliestireno y la rigidez del mortero. Es importante resaltar en la zona de pandeo la poca uniformidad en los espesores del mortero.

D. Anexo: Resultado Ensayos Cíclico En El Plano De Los Paneles
PANEL M3S-C-SP

Fotografía 0-9 Montaje e instrumentación del panel M3S-C-SP



DESCRIPCIÓN

M3-D-SF

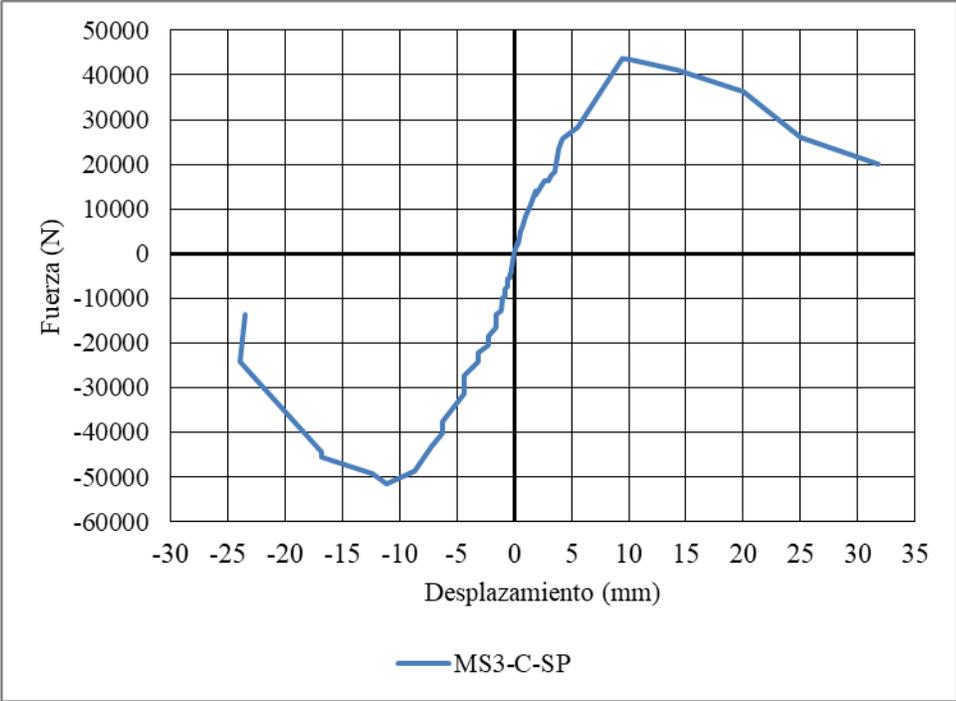
Panel no estructural de poliestireno.

Tipo de fachada

Sin fachada

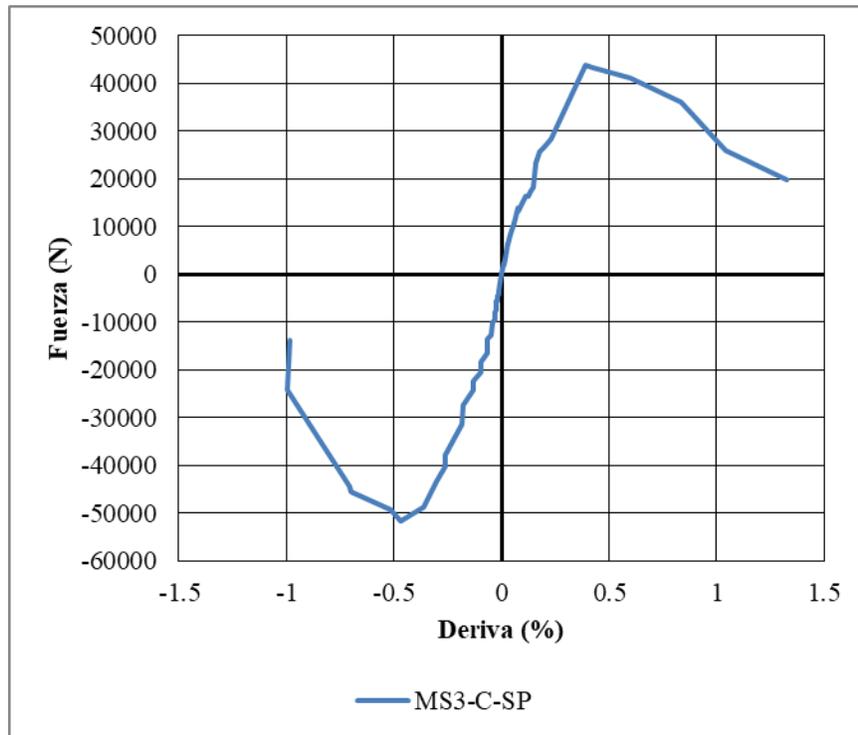
RESPUESTA HISTERÉTICA

Gráfica 0-9 Curva de histéresis del panel M3S-C-SP



ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERÉTICA

Gráfica 0-10 Envolvente de los ciclos de histéresis del panel M3S-C-SP



Se observa que se presenta un comportamiento lineal elástico hasta una deriva del 0.46%, valor a partir del cual el panel entra en el rango inelástico con ciclos de carga y descarga que van degradándose y representan la disminución de rigidez del panel hasta que ocasionan junto con la formación de las fisuras la disminución de capacidad del panel. La fuerza máxima alcanzada fue 51499N, La deriva máxima es de 1.00%.

DESCRIPCIÓN DE LA FALLA

Fotografía 0-10 Detalles de la falla del panel M3S-C-SP



(a) Falla en el panel en la zona de tensión y compresión alternadas



(b) Detalle de las fisuras en la base del panel

Durante el ensayo del panel de mampostería, se observa en el detalle (a) falla del panel en la zona sometida a tensión y compresión alternadas y en el detalle (b) fisuras en la base del panel.

PANEL M4S-C-SP

Fotografía 0-11 Montaje e instrumentación del panel M4D-C-SP



DESCRIPCIÓN

M5-D-SF

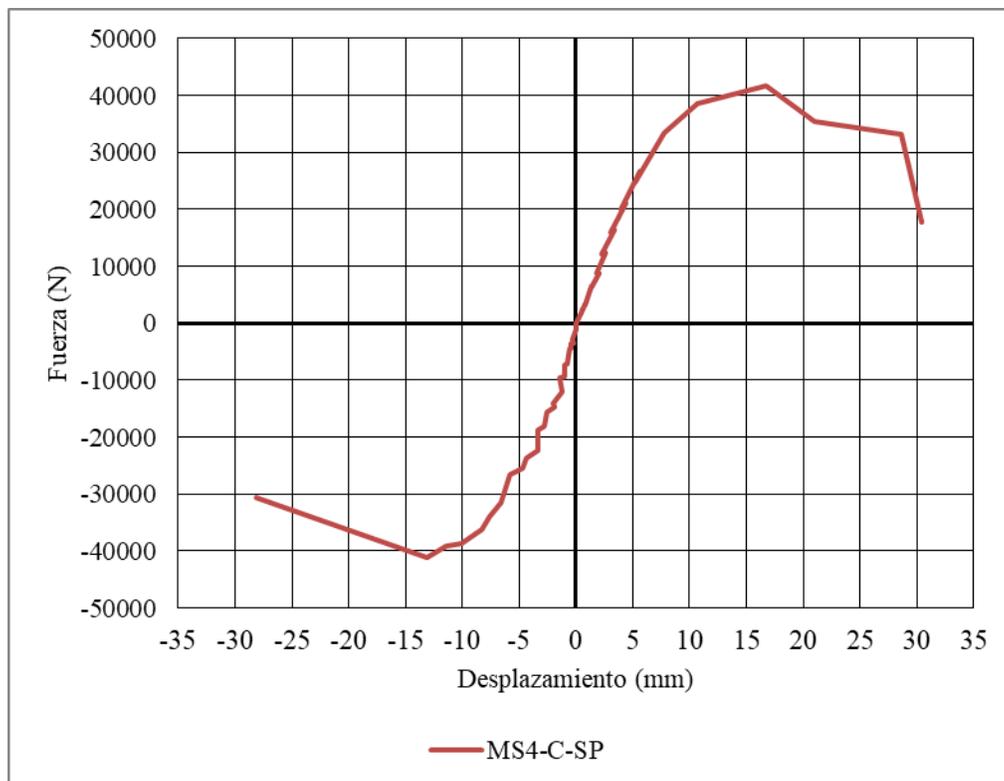
Panel no estructural de mampostería.

Tipo de fachada

Sin fachada

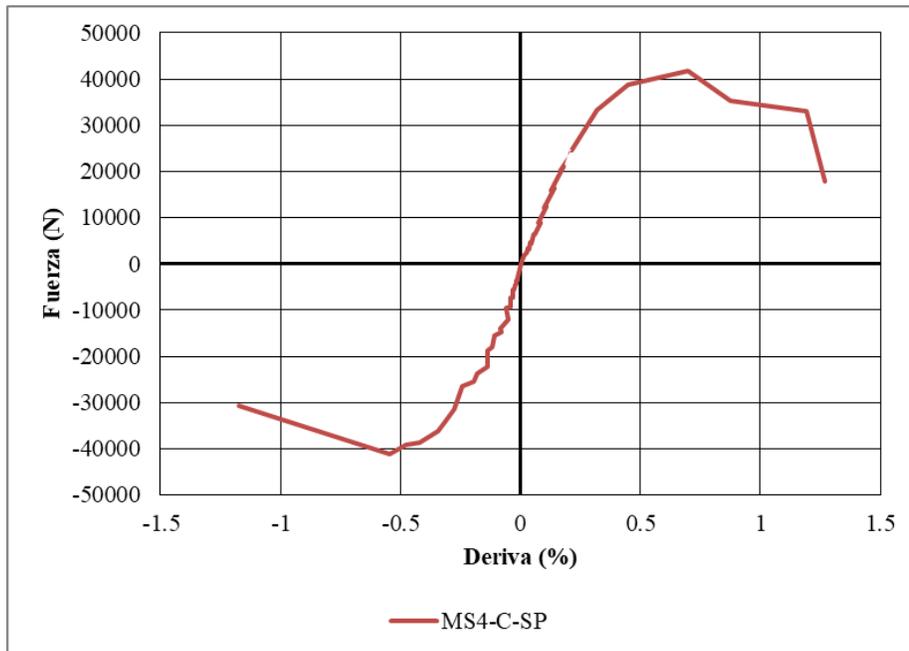
RESPUESTA HISTERÉTICA

Gráfica 0-11 Curva de histéresis del panel M4D-C-SP



ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERÉTICA

Gráfica 0-12 Envolvente de los ciclos de histéresis del panel M4D-C-SP



Se observa en la Gráfica 0-12 que la deriva hasta el rango lineal elástico es del 0.41% aproximadamente. A partir de este punto el panel comienza a perder y rigidez hasta que alcanza finalmente una deriva del 1.3%, que corresponde a un desplazamiento de 32 mm. La fuerza máxima alcanzada es de 41256 N.

DESCRIPCIÓN DE LA FALLA

Fotografía 0-12 Detalles de la falla del panel M4D-C-SP



(a) Vista frontal de la falla en la zona del mortero



(b) Aplastamiento del mortero en la zona de compresión

Se observa nuevamente la falla de aplastamiento y desprendimiento del mortero en la cara frontal del panel en el detalle y posterior (a) (b).

PANEL M5S-C-CP

Fotografía 0-13 Montaje e instrumentación del panel M5D-C-CP

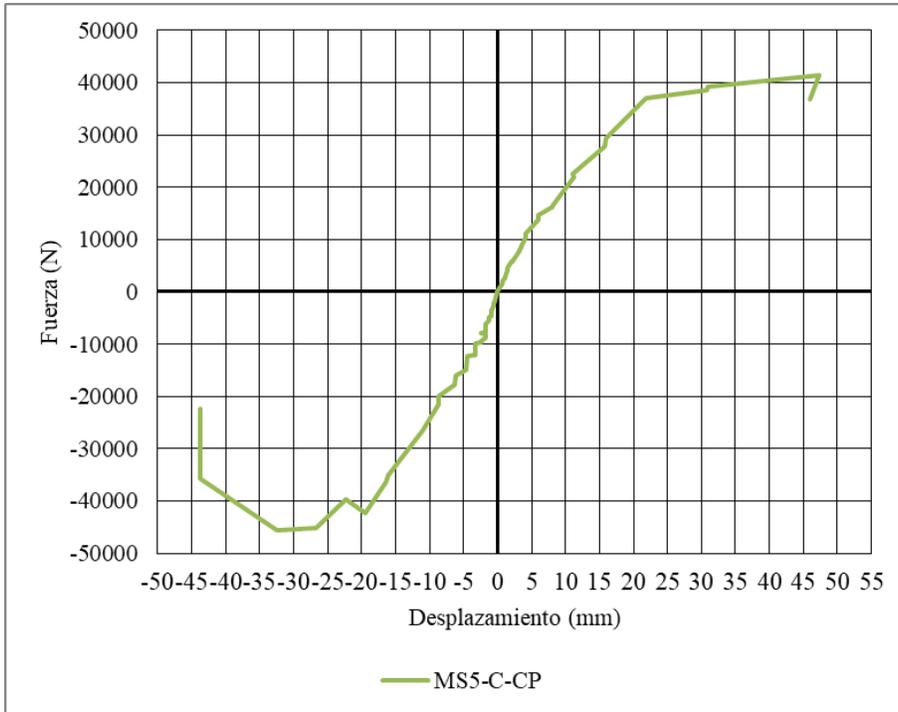


DESCRIPCIÓN

M5S-C-SF	Panel no estructural de poliestireno.
Tipo de fachada	Fachada con tornillo y punto de epóxico
Tipo de anclaje del sistema al panel	Chazo plástico

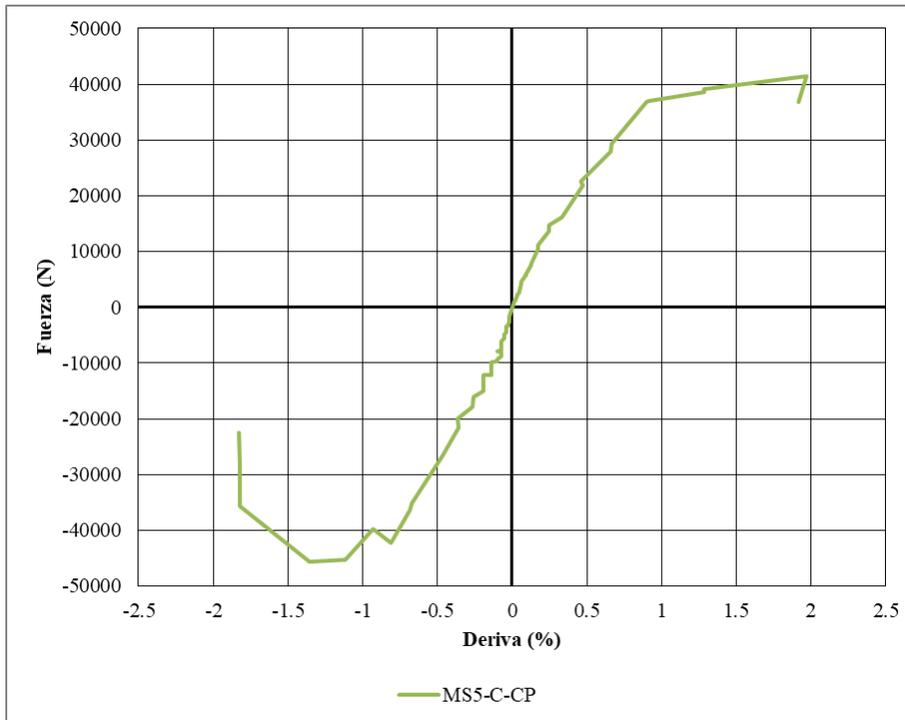
RESPUESTA HISTERÉTICA

Gráfica 0-13 Curva de histéresis del panel M5S-C-CP



ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERÉTICA

Gráfica 0-14 *Envolvente de los ciclos de histéresis del panel M5S-C-CP*



Al igual que los dos paneles anteriores es posible evidenciar que hasta el 0.81% de la deriva se presenta un comportamiento lineal- elástico y que los ciclos de carga y descarga generan la pérdida de rigidez del panel, obteniendo finalmente un desplazamiento máximo alcanzado de 47 mm. La fuerza máxima alcanzada fue de 42284N, que corresponde a una deriva del 1.9%.

DESCRIPCIÓN DE LA FALLA

Fotografía 0-14 Detalles de la falla del panel M5S-C-CP



(a) Vista frontal falla perdida de separación de piezas



(b) Fractura en la zona de compresión-tensión

Desprendimiento del mortero en la parte inferior del muro, La falla del porcelanato por el apoyo de las platinas en (a) y falla del panel en las zonas de tensión y compresión como se muestra en el detalle (b).

PANEL M8D-C-SP

Fotografía 0-15 Montaje e instrumentación del panel M8D-C-SP



DESCRIPCIÓN

M8D-E-SP

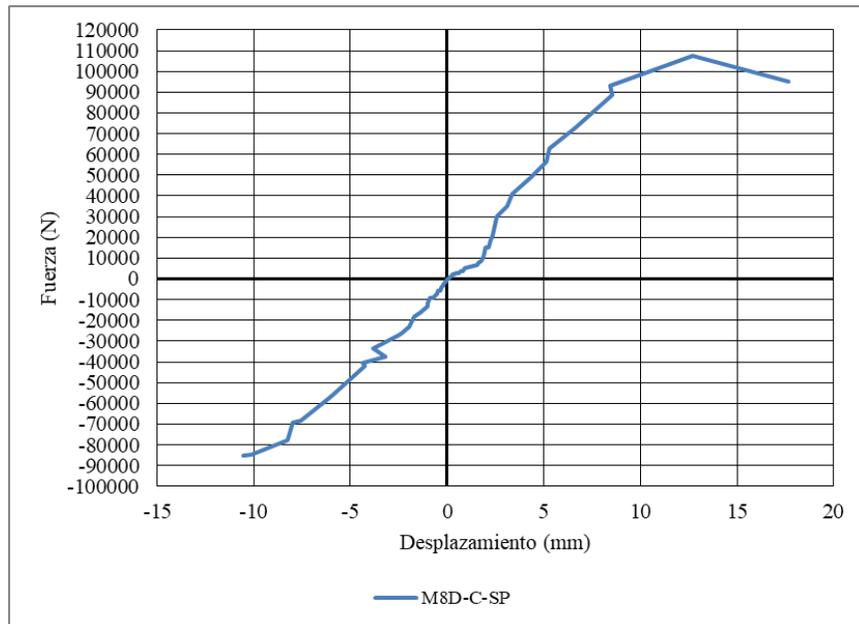
Panel no estructural de poliestireno.

Tipo de fachada

Sin Fachada

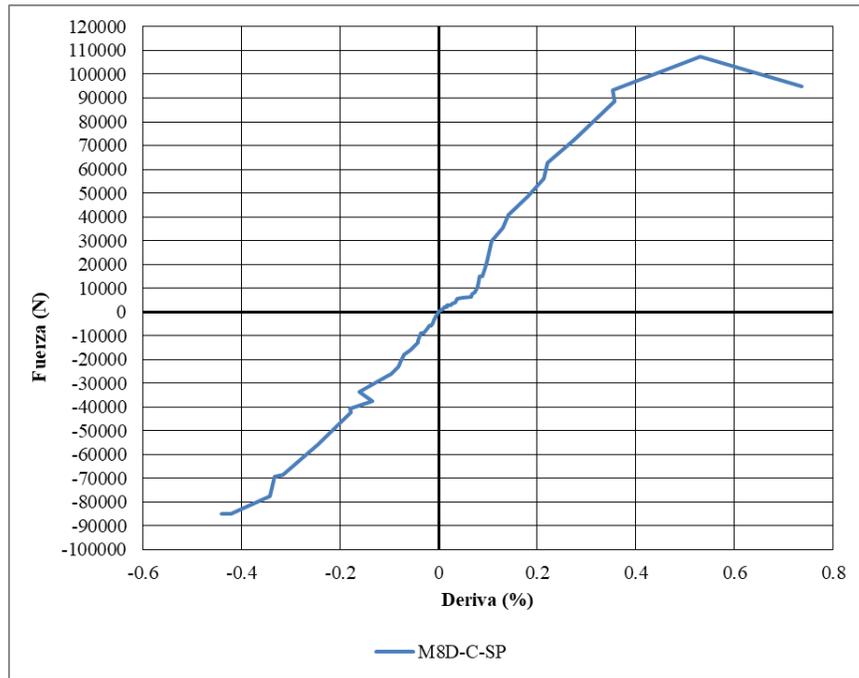
RESPUESTA HISTERÉTICA

Gráfica 0-15 Curva de histéresis del panel M8D-C-SP



ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERÉTICA

Gráfica 0-16 Envoltente de los ciclos de histéresis del panel M8D-C-SP



Se observa en las gráficas que el panel alcanza una deriva de 0.43%. La fuerza máxima alcanzada fue 83755 N, que corresponde a una deriva de 1.9%

DESCRIPCIÓN DE LA FALLA

Fotografía 0-16 Detalles de la falla del panel M8D-C-SP



(a) Aplastamiento en la zona de tensión – compresión



(b) Agrietamiento en la zona de tensión

Se observa falla en las zonas de tensión y compresión del panel como se muestra en el detalle (b) presentándose incluso pandeo del refuerzo del panel en uno de los extremos al no haberse garantizado un relleno uniforme de pañete.

PANEL MD9-C-CP

Fotografía 0-17 Montaje e instrumentación del panel MD9-C-CP

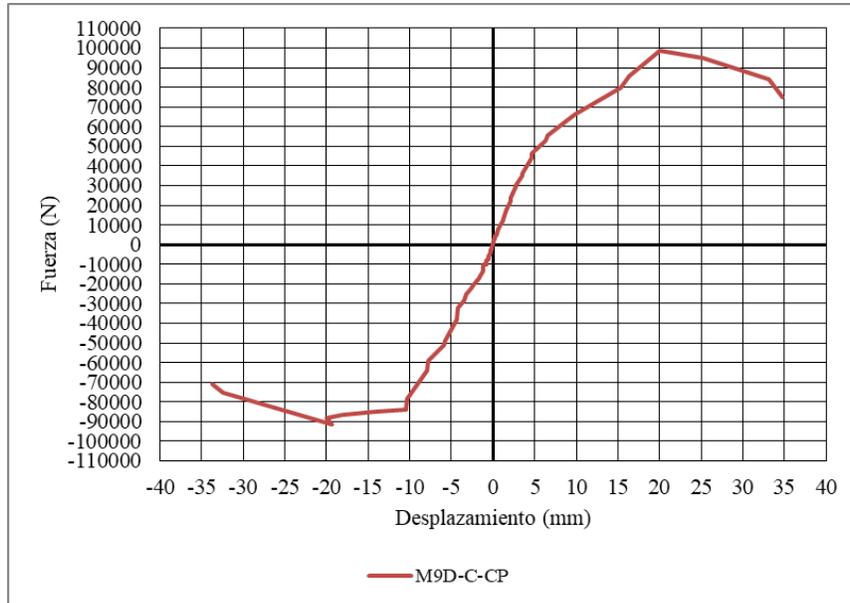


DESCRIPCIÓN

M13-D-QFT	Panel no estructural de poliestireno.
Tipo de fachada	Fachada con tornillo y punto de epóxico
Tipo de anclaje del sistema al panel	Chazo plástico

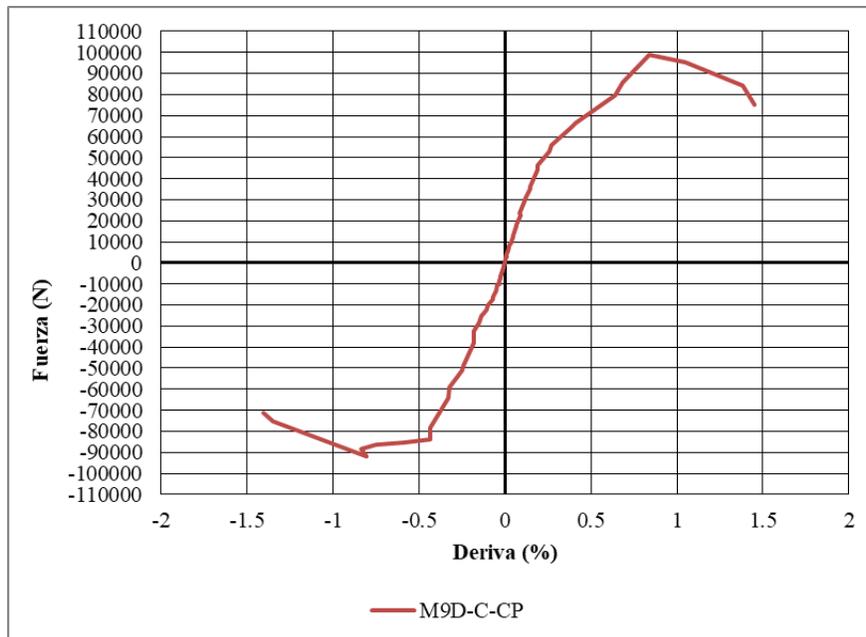
RESPUESTA HISTERÉTICA

Gráfica 0-17 Curva de histéresis del panel MD9-C-CP



ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERÉTICA

Gráfica 0-18 Envoltura de los ciclos de histéresis del panel MD9-C-CP



Se observa en las gráficas que se llega a una deriva de 1.47% que corresponde a un desplazamiento de 35 mm, lo que verifica el hecho de que los paneles La fuerza máxima alcanzada fue 99875 N.

DESCRIPCIÓN DE LA FALLA

Fotografía 0-18 Detalles de la falla del panel MD9-C-CP



(a) Fisuras en la base del panel



(b) Falla del anclaje químico

Durante el ensayo del panel de con fachada con tornillo y anclajes al panel se observa fisuración en la base del panel como muestra el detalle (a). Por otro lado, no se presenta falla en las piezas de fachada ventilada, sin embargo, al finalizar el ensayo se encuentra deslizamiento del anclaje de sujeción del panel, como se muestra en el detalle (b), posiblemente debido a deficiencias en su proceso de instalación.

PANEL M12T-C-CP

Fotografía 0-19 Montaje e instrumentación del panel M12T-C-CP

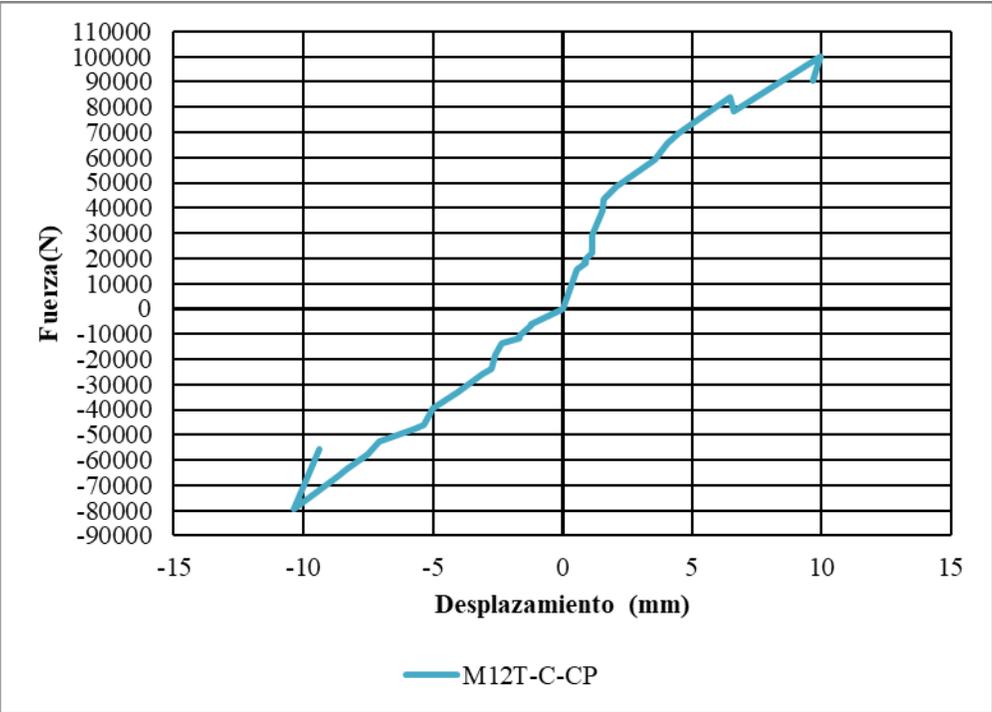


DESCRIPCIÓN

M12T-C-CP	Panel no estructural de poliestireno.
Tipo de fachada	Fachada con tornillo y punto de epóxico
Tipo de anclaje del sistema al panel	Chazo plástico

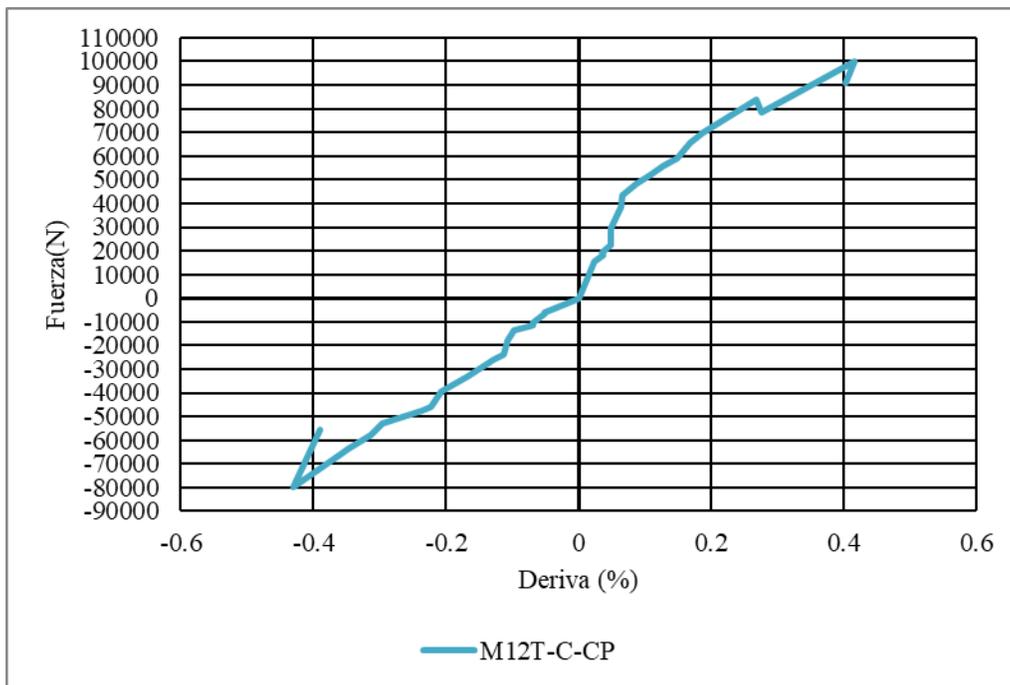
RESPUESTA HISTERÉTICA

Gráfica 0-19 Curva de histéresis del panel M12T-C-CP



ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERÉTICA

Gráfica 0-20 Envolvente de los ciclos de histéresis del panel M12T-C-CP



En la Gráfica 0-20, se observa que la deriva máxima alcanzada fue del 0.41%, que corresponde a un desplazamiento de 10 mm. La fuerza máxima alcanzada fue de 99850 N, para una deriva de 0.42%.

DESCRIPCIÓN DE LA FALLA

Fotografía 0-20 Detalles de la falla del panel M12T-C-CP



(a) Falla en la cara posterior del panel



(b) Aplastamiento en base en la zona de compresión-tensión



(c) Desplazamientos relativos de las piezas de fachada

Se observa falla en las unidades de los extremos del panel como se muestra en el detalle (b). Adicionalmente, se presenta desplazamiento relativo entre algunas piezas, al finalizar el ensayo se retiraron las piezas, encontrando que existieron problemas de superficie. Asimismo, se evidencia en el detalle (c) La separación del porcelanato.

PANEL M13T-C-CP

Fotografía 0-21 Montaje e instrumentación del panel M13T-C-CP

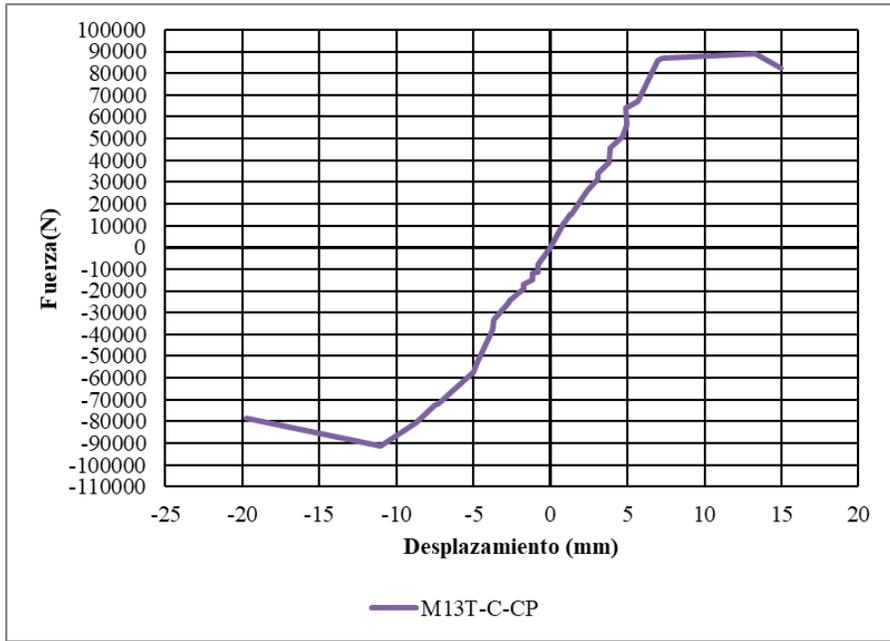


DESCRIPCIÓN

M13T-C-CP	Panel no estructural de poliestireno.
Tipo de fachada	Fachada con tornillo y punto de epóxico
Tipo de anclaje del sistema al panel	Chazo plástico

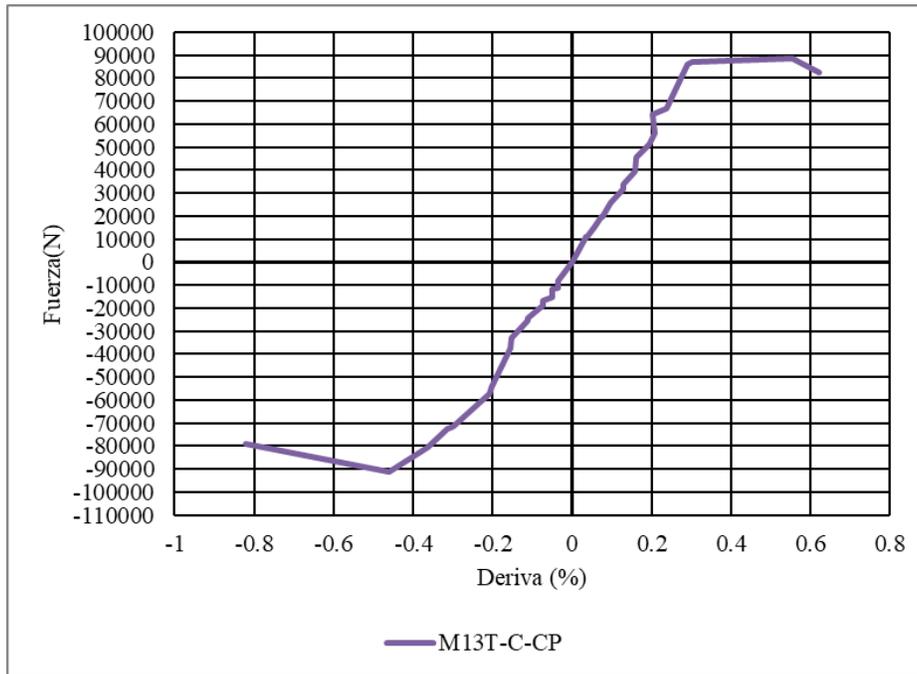
RESPUESTA HISTERÉTICA

Gráfica 0-21 Curva de histéresis del panel M13T-C-CP



ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERÉTICA

Gráfica 0-22 *Envolvente de los ciclos de histéresis del panel M13T-C-CP*



Las gráficas muestran que hasta una deriva del 0.46% se presenta un comportamiento lineal elástico y que a partir de ese punto el efecto de carga y descarga disminuye la rigidez del panel hasta que este pierde capacidad. La fuerza máxima alcanzada fue 91244 N, que corresponde a una deriva de 0.55%.

DESCRIPCIÓN DE LA FALLA

Fotografía 0-22 Detalles de la falla del panel M13T-C-CP



(a) Detalle de la falla en la cara posterior del panel



(b) Detalle de discontinuidades



(c) Falla de la cachada.



(d) Falla del panel por pandeo

Se observa la falla típica de los paneles de. Adicionalmente, se evidencian el desprendimiento del mortero, dejando el panel totalmente a la vista, perdida de dilatación entre las piezas y fragmentación de estas.

E. Anexo: Resultado Ensayos Carga Aplicada Fuera del plano PANEL M6S-CF-CP

Fotografía 0-23 Montaje e instrumentación del panel M6S-CF-CP



DESCRIPCIÓN

M6S-CF-CP

Panel no estructural de poliestireno.

Tipo de fachada

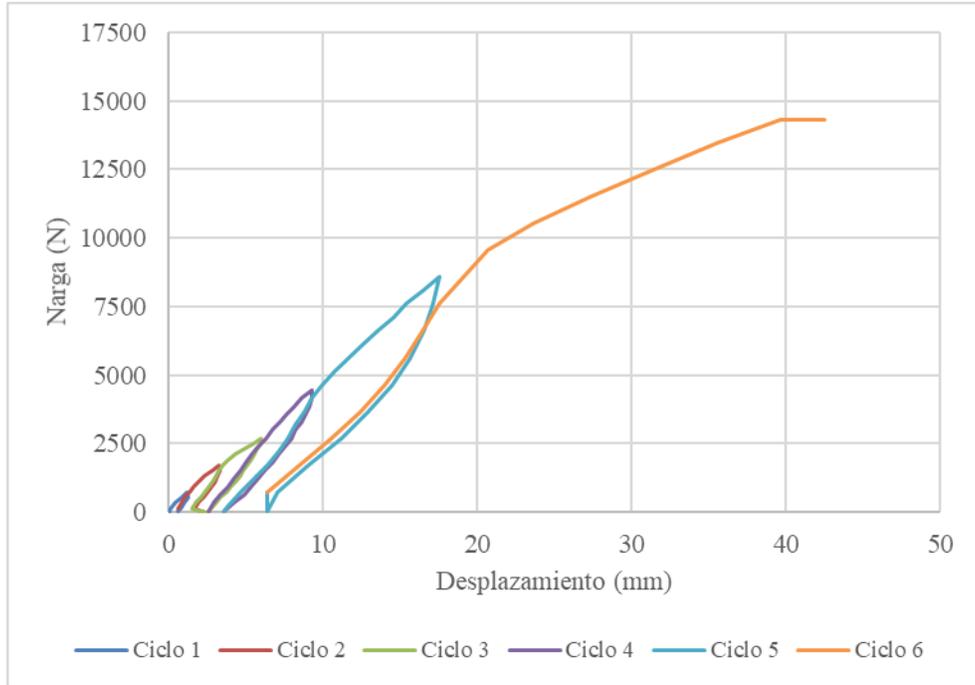
Fachada con tornillo y punto de epóxico

Tipo de anclaje del sistema al panel

Chazo plástico

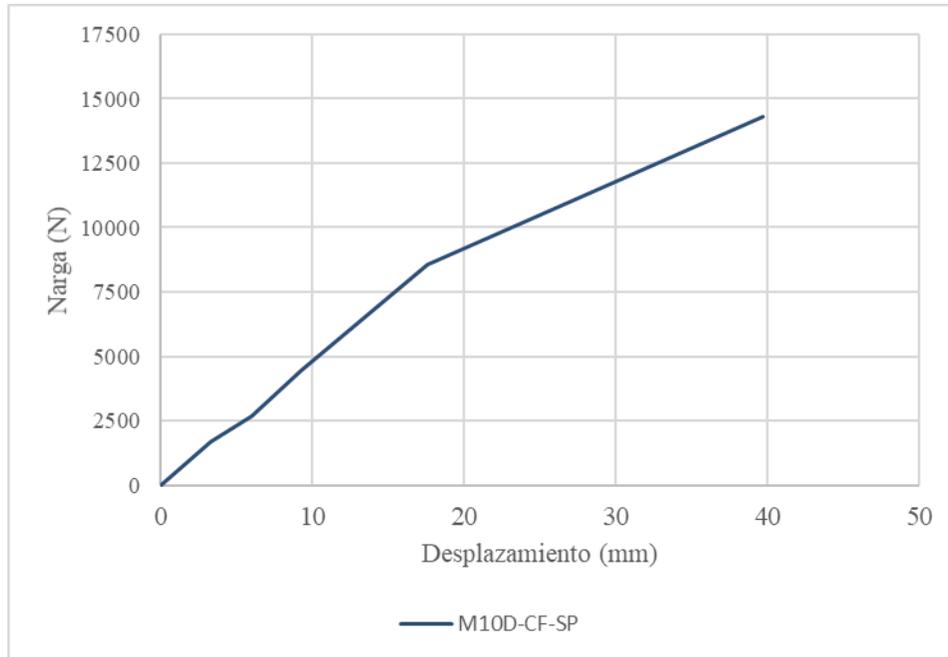
RESPUESTA HISTERÉTICA

Gráfica 0-23 Curva de carga y descarga del panel M6S-CF-CP



ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERÉTICA

Gráfica 0-24 Envoltente de ciclos de carga y descarga panel M6S-CF-CP



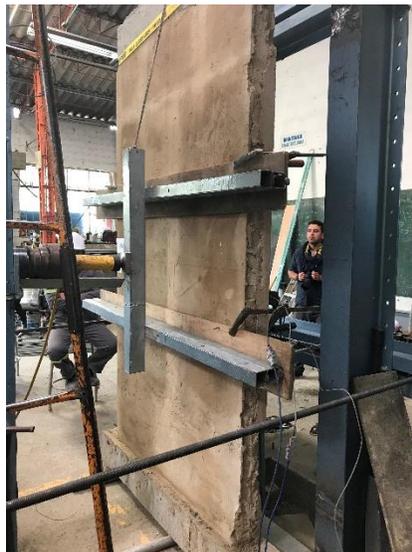
En la Gráfica 0-20, se observa que el máximo desplazamiento alcanzado en la mitad de la altura fue del 40mm. La fuerza máxima alcanzada fue de 14293 N.

DESCRIPCIÓN DE LA FALLA

Fotografía 0-24 Detalles de la falla del panel M6S-CF-CP



(a) Falla en la cara posterior del panel



(b) Pandeo del panel

Se observa falla en las unidades superiores del panel como se muestra en el detalle (a). Adicionalmente, se presenta desprendimiento de la viga superior, imposibilitando el adecuado desarrollo del ensayo

PANEL M10D-CF-SP

Fotografía 0-25 Montaje e instrumentación del panel M10D-CF-SP



DESCRIPCIÓN

M10D-CF-SP

Panel no estructural de poliestireno.

Tipo de fachada

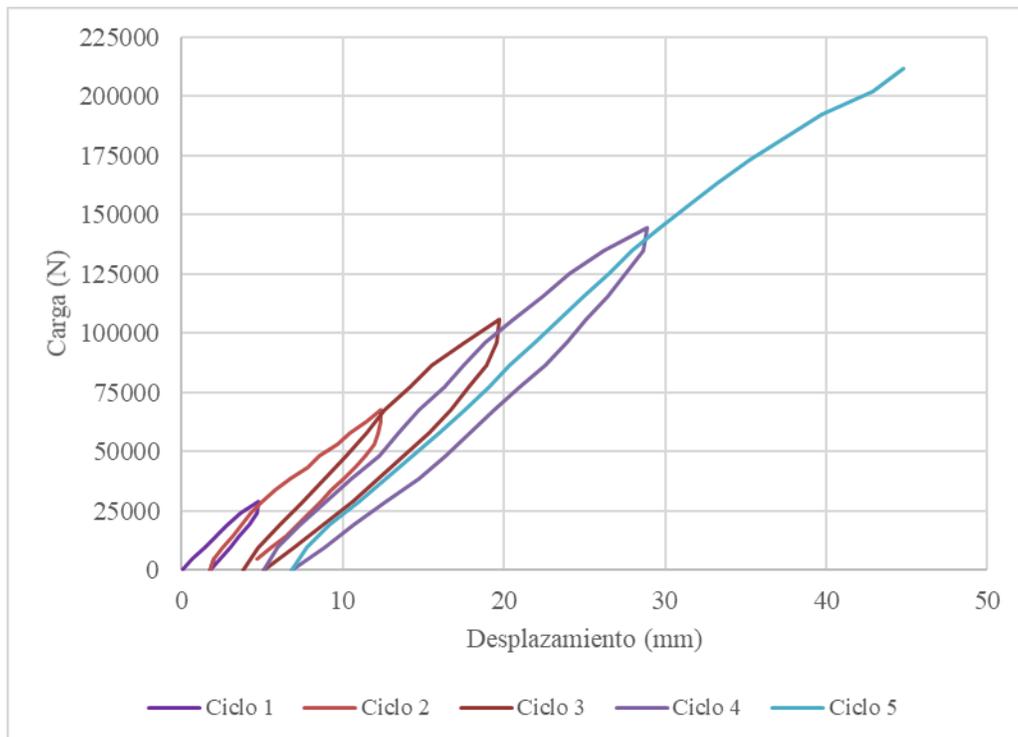
Fachada con tornillo y punto de epóxico

Tipo de anclaje del sistema al panel

Chazo plástico

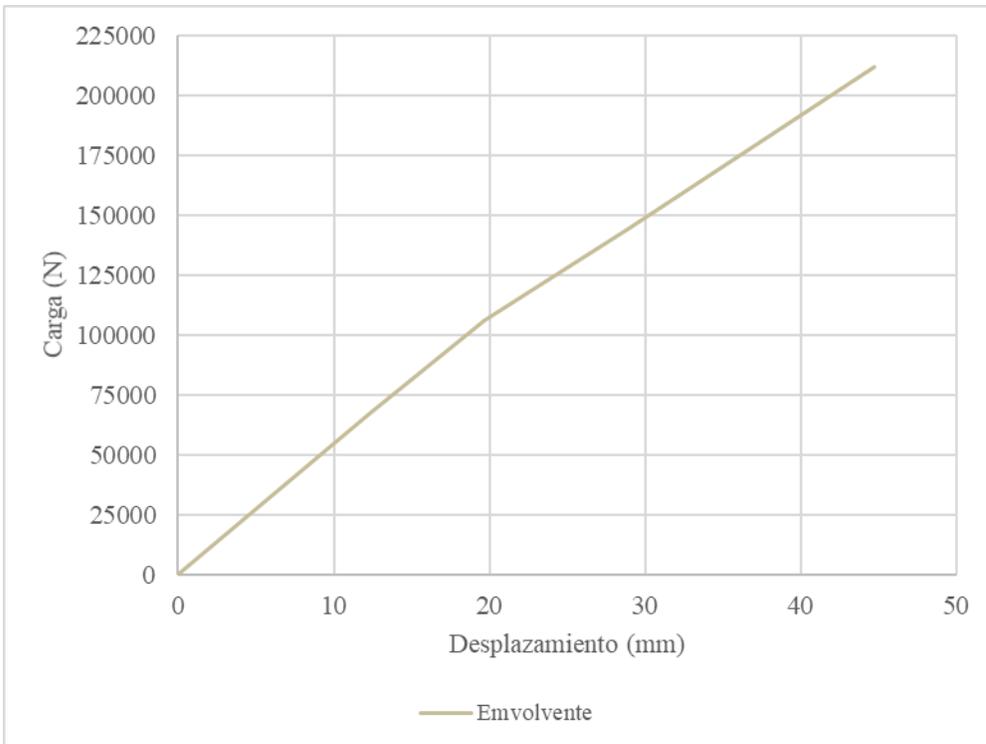
RESPUESTA HISTERÉTICA

Gráfica 0-25 Curva de carga y descarga del panel M10D-CF-SP



ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERÉTICA

Gráfica 0-26 Envoltorio de ciclos de carga y descarga panel M10D-CF-SP



En la Gráfica 0-20, se observa que el máximo desplazamiento alcanzado en la mitad de la altura fue del 20mm. La fuerza máxima alcanzada fue de 21171 N.

DESCRIPCIÓN DE LA FALLA

Fotografía 0-26 Detalles de la falla del panel M10D-CF-SP



(c) Falla en la cara posterior a la carga



(d) Desprendimiento de la viga superior

Se observa falla en las unidades de los extremos del panel como se muestra en el detalle (a). Adicionalmente, se presenta desplazamiento relativo entre algunas piezas de ventilada, al finalizar el ensayo se retiraron las piezas, encontrando que existieron problemas de preparación de superficie antes de aplicar el adhesivo de EPS. Asimismo, se evidencia en el detalle (b) que el cordón aplicado fue insuficiente para soportar el peso de las piezas.

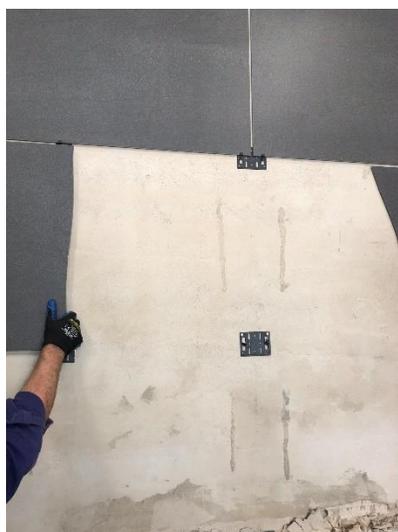
G. Anexo: Registro fotográfico daños del porcelanato.



Fotografía 0-27 Desprendimiento de porcelanato y pérdida de dilatación perimetral.



Fotografía 0-28 Desprendimiento de porcelanato.



Fotografía 0-29 Desprendimiento del porcelanato



Fotografía 0-30 Perdida de dilatación perimetral.



Fotografía 0-31 Perdida de dilatación perimetral.



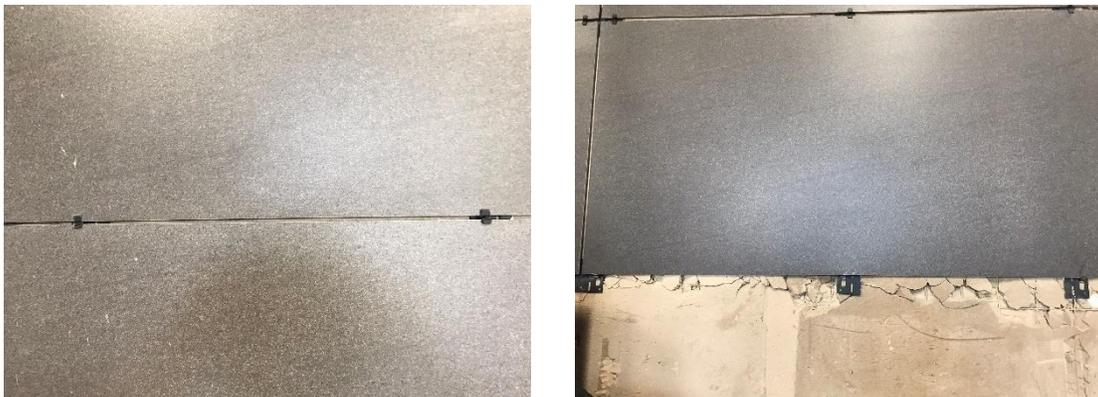
Fotografía 0-32 Perdida de dilatación perimetral.



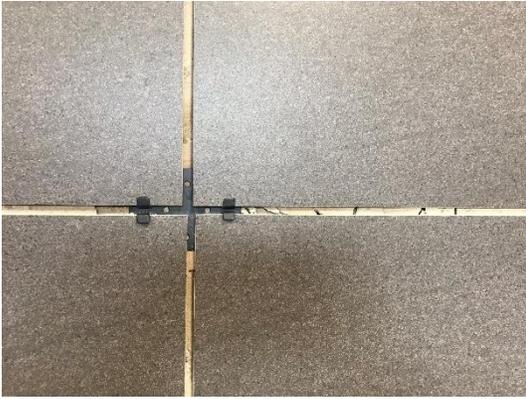
Fotografía 0-33 Perdida de dilatación perimetral.



Fotografía 0-34 Perdida de dilatación perimetral.



Fotografía 0-35 Perdida de dilatación perimetral.



Fotografía 0-36 Perdida de dilatación perimetral.

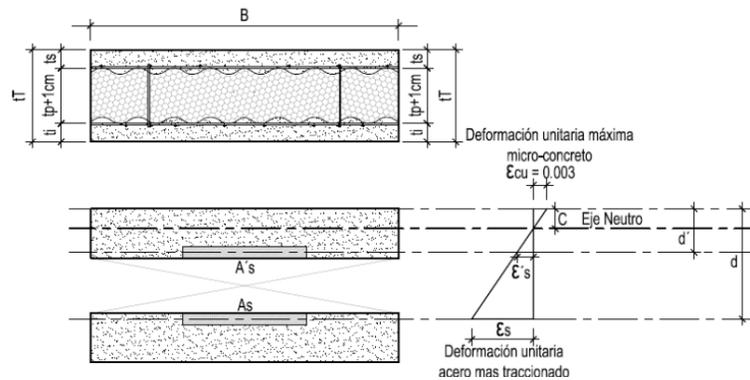
H. Anexo: Protocolo de carga ensayo Ciclico

Tabla 0-1 -Valores de protocolo de carga.

Paso	Ciclo	Tiempo (s)	Desplazamiento(mm)	ai/an	deriva (%)
0	0	0	0.000	0	0.0
1	1	1.7	0.371	0.018	0.0
		5.0	-0.371		0.0
	2	8.3	0.371		0.0
		11.7	-0.371		0.0
2	1	15.0	0.520	0.025	0.0
		18.3	-0.520		0.0
	2	21.7	0.520		0.0
		25.0	-0.520		0.0
3	1	28.3	0.728	0.035	0.0
		31.7	-0.728		0.0
	2	35.0	0.728		0.0
		38.3	-0.728		0.0
4	1	41.7	1.019	0.048	0.0
		45.0	-1.019		0.0
	2	48.3	1.019		0.0
		51.7	-1.019		0.0
5	1	55.0	1.427	0.068	0.1
		58.3	-1.427		-0.1
	2	61.7	1.427		0.1
		65.0	-1.427		-0.1
6	1	68.3	1.997	0.095	0.1
		71.7	-1.997		-0.1
	2	75.0	1.997		0.1
		78.3	-1.997		-0.1
7	1	81.7	2.796	0.133	0.1
		85.0	-2.796		-0.1
	2	88.3	2.796		0.1
		91.7	-2.796		-0.1
8	1	95.0	3.915	0.186	0.1
		98.3	-3.915		-0.1
	2	101.7	3.915		0.1
		105.0	-3.915		-0.1
9	1	108.3	5.480	0.260	0.2
		111.7	-5.480		-0.2
	2	115.0	5.480		0.2
		118.3	-5.480		-0.2

10	1	121.7	7.673	0.364	0.3
		125.0	-7.673		-0.3
	2	128.3	7.673		0.3
		131.7	-7.673		-0.3
11	1	135.0	10.742	0.510	0.4
		138.3	-10.742		-0.4
	2	141.7	10.742		0.4
		145.0	-10.742		-0.4
12	1	148.3	15.038	0.714	0.5
		151.7	-15.038		-0.5
	2	155.0	15.038		0.5
		158.3	-15.038		-0.5
13	1	161.7	21.054	1.000	0.8
		165.0	-21.054		-0.8
	2	168.3	21.054		0.8
		171.7	-21.054		-0.8
14	1	175.0	29.475	1.400	1.1
		178.3	-29.475		-1.1
	2	181.7	29.475		1.1
		185.0	-29.475		-1.1
15	1	188.3	41.265	1.960	1.5
		191.7	-41.265		-1.5
	2	195.0	41.265		1.5
		198.3	-41.265		-1.5
16	1	201.7	57.771	2.744	2.1
		205.0	-57.771		-2.1
	2	208.3	57.771		2.1
		211.7	-57.771		-2.1
17	1	215.0	80.880	3.842	2.9
		218.3	-80.880		-2.9
	2	221.7	80.880		2.9
		225.0	-80.880		-2.9

I. Anexo Cálculo de Flexión



Siendo para todas las expresiones anteriores

$\epsilon_{cu} = 0.003$ deformación unitaria fibra extrema del concreto

ϵ_s = deformación unitaria del acero de la malla inferior

ϵ'_s = deformación unitaria del acero de la malla superior

d = peralte de la sección en estudio

C = profundidad del eje neutro

t_s = espesor de la capa superior de concreto

f_s = esfuerzo axial en el acero de la malla inferior

f'_s = esfuerzo axial en el acero de la malla superior

$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$, deformación unitaria del acero de las mallas de los paneles

f_y = esfuerzo de fluencia del acero de las mallas de los paneles

E_s = módulo de elasticidad del acero de las mallas de los paneles

A_s = área de acero de la malla inferior en un ancho unitario de diseño

A'_s = área de acero de la malla superior en un ancho unitario de diseño

T_s = fuerza de tensión del acero de la malla superior

T'_s = fuerza de tensión del acero de la malla inferior

$a = \beta_1 \cdot C$, profundidad del bloque de esfuerzo a compresión

b = ancho unitario de diseño

vii- Condiciones para establecer la profundidad del eje neutro

Panel Simple			Panel Doble		
Variable	Valor	Unidad	Variable	Valor	Unidad
f'cm	6.375	Mpa	f'cm	6.375	Mpa
fy	550	Mpa	fy	550	Mpa
fu			fu		
Es	200000	MPa	Es	200000	MPa
ϵ_y	0.00275		ϵ_y	0.00275	
As	149.5	mm ² /ml	As	149.5	mm ² /ml
A's	149.5	mm ² /ml	A's	149.5	mm ² /ml
β_1	0.85		β_1	0.85	
C	18.61	mm	C	13.40	mm
a	15.82037	mm	a	11.39	mm
b	1300	mm	b	2600	mm
ts	25	mm	ts	25	mm
ti	25	mm	ti	25	mm
tEPS	80	mm	tEPS	80	mm
tT	130	mm	tT	130	mm
d	105	mm	d	105	mm
ϵ_s	0.0139		ϵ_s	0.0205	
ϵ'_s	0.0010		ϵ'_s	0.0026	
ϵ_{cu}	0.003		ϵ_{cu}	0.003	
fs=	550.00	MPa	fs=	550.00	MPa
f's=	205.92	MPa	f's=	519.40	MPa
Ts	82225.0	N	Ts	82225.0	N
T's	30785.5	N	T's	77650.7	N
Cc	111444.6	N	Cc	160470.9	N
Ts+t's	113010.5	N	Ts+t's	159875.7	N
Dif TS+t's Vs	1.4%		Dif TS+t's Vs	0.4%	
Mn	1391493	N*mm	Mn	2139467	N*mm
Mn	1391	N*m	Mn	2139	N*m
P	4522	N	P	13906.5	N

J. Anexo Ficha técnica de materiales

8.1.1.1 Mortero seco



MORTERO SECO

MORTERO EXPERTO TIPO N PEGA Y PAÑETE 75 kg/cm²

Cumplimiento de Normas:
• NTC 3356 • NTC 3546 • NSR 10

Datos Técnicos	Especificación
Densidad en estado fresco	1,9 (+/- 0,3) g/cm ³
Fluides	105-115 %
Contenido de aire	15 (+/- 2) %
Retención de agua	75 %
Resistencia a la compresión a 28 días	75 Kg/cm ²
Cantidad de agua - Para un saco de 40 kg	7,5 +/- 1 litros

Descripción:

Mezcla de cemento, arena y aditivos diseñado técnicamente para pegue de bloques, ladrillos o cualquier unidad de mampostería y para la instalación de pañetes en las paredes.

Ventajas:

- Se conoce la humedad de la arena en la elaboración del mortero.
- Control de calidad en los materiales y en las dosificaciones.
- No necesita utilizar aditivos.
- Mejores acabados.
- Control de inventarios.
- Acompañamiento técnico.

Usos:

Mortero para pega y pañete de muros no estructurales.

Presentación:

- Bolsa de 40 kg

Rendimiento:

Un saco de 40 kg equivale a 0,022 m³ (valor aproximado que corresponde a un dato teórico de pruebas realizadas en nuestra planta por lo cual puede variar según las condiciones y materiales propios de cada obra).

Preparación de la mezcla:

Agregue 7,5 +/- 1 litros de agua potable por bulto. Vierta 3 litros del agua en un recipiente no absorbente, adicione los 40 kilos de MORTERO TEQUENDAMA PEGA Y PAÑETE 75 kg/cm² y comience la homogenización, con un muy buen mezclado, adicionando gradualmente el resto del agua hasta obtener la consistencia deseada, sin exceder el agua recomendada.

Recomendaciones:

- No exceder la dosis de agua recomendada, ya que esto ocasiona baja resistencia, fisuras y pérdida de adherencia.
- No mezclar con otros productos y/o aditivos ya que esto afecta la calidad del producto.
- Después de aplicado se debe regar con agua potable durante 7 días 3 veces al día.
- Utilice el producto antes de la fecha de vencimiento impresa en el empaque.

Nota: Seguir las Instrucciones al respaldo del empaque.

Valor Agregado:

- Todos nuestros productos son fabricados con Cemento CERTIFICADO con sello de calidad Icontec NTC 121.
- Todos nuestros empaques cuentan con Sello Ambiental Colombiano.

Conservación:

- Conservar bajo techo, en lugar fresco seco y ventilado sobre estibas de madera o plástico, separado 10 cm del piso y paredes.
- No apile más de 10 sacos en altura.
- Una vez abierto el saco usar en el menor tiempo posible.

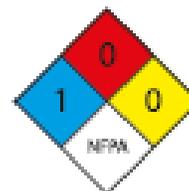
Precauciones:

- Este producto NO contiene sustancias nocivas o peligrosas.
- En caso de ser consumido de manera accidental acuda inmediatamente al médico.
- En caso de contacto con los ojos, lávese con abundante agua, sin restregarse.
- Manténgase fuera del alcance de los niños.



MINISTERIO DE AMBIENTE Y
DESVOLLO SOSTENIBLE

Este empaque está elaborado con papel para sacos,
que cuenta con certificación Sello Ambiental Colombiano





MORTERO SECO

MORTERO EXPERTO TIPO S PEGA Y PAÑETE 125 kg/cm²

Cumplimiento de Normas:
• NTC 3356 • NTC 3546 • NSR 10

Datos Técnicos	Especificación
Densidad en estado fresco	1,9 (+/- 0,1) g/cm ³
Fluidéz	110-120 %
Contenido de aire	15 (+/- 2) %
Retención de agua	75 %
Resistencia a la compresión a 28 días	125 Kg/cm ²
Cantidad de agua - Para un saco de 40 kg	7,5 +/- 1 litros

Descripción:

Mezcla de cemento, arena y aditivos diseñado técnicamente para pegue de bloques, ladrillos o cualquier unidad de mampostería y para la instalación de pañetes en las paredes.

Ventajas:

- Se conoce la humedad de la arena en la elaboración del mortero.
- Control de calidad en los materiales y en las dosificaciones.
- No necesita utilizar aditivos.
- Mejores acabados.
- Control de inventarios.
- Acompañamiento técnico.

Usos:

Mortero para pega y pañete de muros no estructurales.

Presentación:

- Bolsa de 40 kg

Rendimiento:

Un saco de 40 kg equivale a 0,022 m² (valor aproximado que corresponde a un dato teórico de pruebas realizadas en nuestra planta por lo cual puede variar según las condiciones y materiales propios de cada obra).

Preparación de la mezcla:

Agregue 7,5 +/- 1 litros de agua potable por bulto. Vierta 3 litros del agua en un recipiente no absorbente, adicione los 40 kilos de MORTERO TEQUENDAMA PEGA Y PAÑETE 125 kg/cm² y comience la homogenización, con un muy buen mezclado, adicionando gradualmente el resto del agua hasta obtener la consistencia deseada, sin exceder el agua recomendada.

Recomendaciones:

- No exceder la dosis de agua recomendada, ya que esto ocasiona baja resistencia, fisuras y pérdida de adherencia.
- No mezclar con otros productos y/o aditivos ya que esto afecta la calidad del producto.
- Después de aplicado se debe regar con agua potable durante 7 días 3 veces al día.
- Utilice el producto antes de la fecha de vencimiento impresa en el empaque.

Nota: Seguir las instrucciones al respaldo del empaque.

Valor Agregado:

- Todos nuestros productos son fabricados con Cemento CERTIFICADO con sello de calidad Icontec NTC121.
- Todos nuestros empaques cuentan con Sello Ambiental Colombiano.

Conservación:

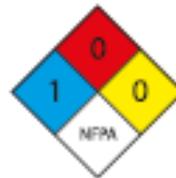
- Conservar bajo techo, en lugar fresco seco y ventilado sobre estibas de madera o plástico, separado 10 cm del piso y paredes.
- No apile más de 10 sacos en altura.
- Una vez abierto el saco usar en el menor tiempo posible.

Precauciones:

- Este producto NO contiene sustancias nocivas o peligrosas.
- En caso de ser consumido de manera accidental acuda inmediatamente al médico.
- En caso de contacto con los ojos, lávese con abundante agua, sin restregarse.
- Manténgase fuera del alcance de los niños.



Este empaque está elaborado con papel para sacos, que cuenta con certificación Sello Ambiental Colombiano



8.1.1.2 Paneles Modulares



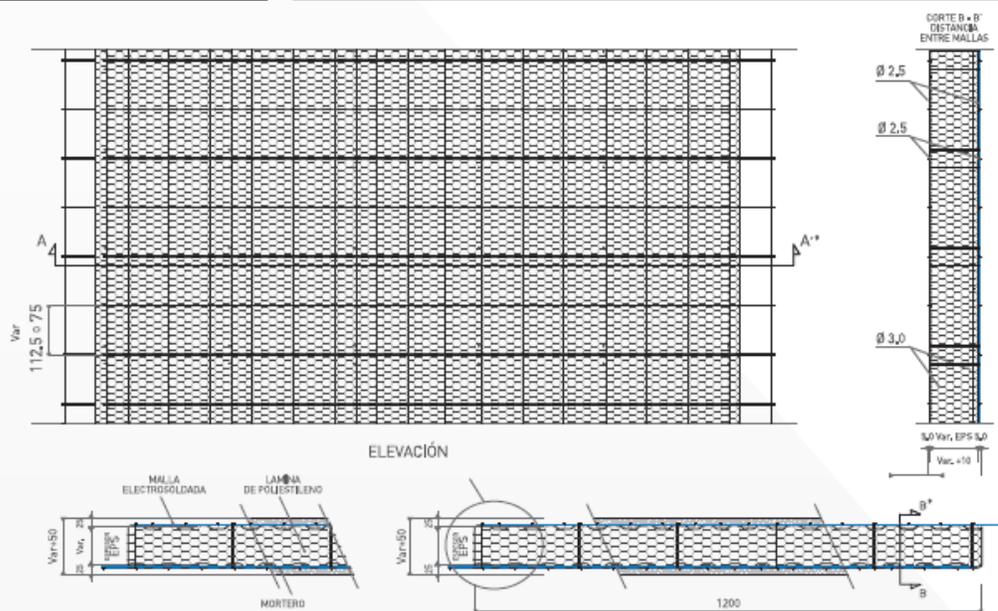
PANELES MODULARES ALMAPANEL



FICHA TÉCNICA

CÓDIGO: AC-F-030 / FECHA: NOV-01-2016

VERSIÓN
02



CARACTERÍSTICAS DEL PANEL: - POLIESTIRENO DENSIDAD 12kg/m³ - MALLA ELECTROSOLDADA ALAMBRE GALVANIZADO Ø 2,5/Ø 3,0

■ POLIESTIRENO EXPANDIDO

GENERALIDADES

Insumo	Poliestireno Expandido Tipo F Ignifugo
Adhesión de la Perta	Vapor - Presion
Densidad	12 kg/m ³
Espesor de la Lamina	50 mm a 200 mm
Ancho de la Lamina	1200 mm
Longitud de la Lamina	3000 a 6000 mm

USOS GENERALES

Se usan para armar paneles de ALMAPANEL conformados por un núcleo central en láminas de E.P.S. (Poliestireno Expandido) que integran dos mallas electrosoldadas en alambre galvanizado, dispuestas una en cada cara, vinculadas entre sí por unos conectores en alambre galvanizado que atraviesan la lamina de E.P.S.; estos paneles funcionan como muro divisorio o estructural, que despues de instalados se pafielan en obra utilizando mortero lanzado.

DEFINICIÓN

Consiste en un elemento constructivo monolítico, configurado a partir de un panel compuesto por una lámina rígida de poliestireno expandido (EPS) ignífugo que presenta en cada una de sus dos caras una malla electrosoldada de acero galvanizado las cuales están unidas entre sí por conectores que atraviesan la lámina, permitiendo de esta forma la transferencia de esfuerzos en sus dos caras, características que lo habilitan para ser usado como muros DMSORIOS, FACHADA Y PORTANTES

ASPECTOS TÉCNICOS ALAMBRE GALVANIZADO

DIÁMETRO DEL ALAMBRE			TOL. Ø.	RESISTENCIA TRACCIÓN	MASA	LONGITUD	REC. CINC	REC. CINC	REC. CINC
BMG	mm.	Pulg.	(mm)		g/mm	(m)/100 Kg	Clase 1A (g/m ²)	Clase 1 (g/m ²)	Clase 3 ó A (g/m ²)
11	3,05	0,120	±0,08	49	57,35	1743,57	60	85	230
12,5	2,59	0,102	±0,08	49	41,68	2399,35	60	85	230

FABRICACIÓN DE MALLA ELECTROSOLDADA EN ALAMBRE GALVANIZADO POR PANEL

DESIGNACIÓN	No. DE ALAMBRES POR MALLA		DIÁMETRO		SEPARACIÓN		LONGITUD PELOS		PESO	AREA	CUANTIA PRINC.
	LONG. 3 m	TRANSV. 1,24 m	LONG. mm	TRANSV. mm	LONG. mm	LONG. mm	TRANSV. mm	NOMINAL gr	m ²	NOMINAL cm ² /ml	
XX-097	20	27	2,51	2,51	112,5	3,7	3,7	3,6	3,72	0,97	
XX-115	20	41	2,51	2,51	75	3,7	3,7	4,27	3,72	1,15	

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS MALLA ELECTROSOLDADA

CALIBRE	F° Y ALAMBRE	ANCHO MALLA	TRASLAPO MALLA	LONG. MALLA	DIST. ENTRE TRANSVERSALES	CONECTORES	CALIBRE
mm _s	mpa _s	mm _s	mm _s	mm _s	mm _s	N°/m ²	ALAMBRE CONECTORES mm _s
2,51	550	1240	40	3000 a 6000	75	48	3
2,51	550	1240	40	3000 a 6000	112,5	48	3

CUANTIA DE ACERO EN PANELES

PANEL 50 mm	PANEL 60 mm	PANEL 70 mm	PANEL 80 mm	PANEL 90 mm	PANEL 100 mm
Kg x m ²					
2,11	2,16	2,19	2,22	2,24	2,27
2,47	2,52	2,55	2,58	2,60	2,63

MATERIA PRIMA

MALLA ELECTROSOLDADA EN ALAMBRE DE ACERO TREFILADO GALVANIZADO CALIBRE 12,5 881,666 N/mm² tensión característica de rotura.

COMPOSICIÓN QUÍMICA

ACERO NORMA SAE	CARBONO	MANGANESO	FÓSFORO MÁXIMO	AZUFRE MÁXIMO
1015	0.13 a 0.18	0.30 a 0.60	0.040	0.050
1016	0.13 - 0.18	0.60 - 0.90	0.030	0.050
1017	0.15 - 0.20	0.30 - 0.60	0.030	0.050
1018	0.15 - 0.20	0.60 - 0.90	0.030	0.050

REFERENCIA DE CONECTORES

ESPEJOR PANEL (mm)	CANTIDAD	LONGITUD	ML	DENSIDAD	PESO
50	48	0,066	3,168	0,05542	0,18
60	48	0,086	4,128	0,05542	0,23
70	48	0,096	4,608	0,05542	0,26
80	48	0,106	5,088	0,05542	0,28
90	48	0,116	5,568	0,05542	0,31
100	48	0,126	6,048	0,05542	0,34

REFERENCIA DE PANELES

REFERENCIAS	ESPEJOR EPS mm (+/- 2)	DISTANCIA ENTRE MALLAS mm.	ESPEJOR FINAL MURO MORTERO (25mm a cada lado) mm (+/-2)
PS 50	40	50	90
PS 60	50	60	100
PS 70	60	70	110
PS 80	70	80	120
PS 90	80	90	130
PS 100	90	100	140
PS 110	100	110	150

8.1.1.3 Epóxico Dynatex

GTX MULTI-SEAL ADHESIVE SEALANT GREY PART NO. 49392

TYPICAL PROPERTIES

Uncured

Appearance	Smooth homogenous paste
Color	Grey
Specific Gravity	1.5
Extrusion Rate, g/min	450
Skin Over, minutes	25
Cure Time @ (75°F & 50% RH (3/8 thickness), hours.....	24
VOC (g/L).....	15

Cured – Physical

Durometer Hardness, Shore A, points	40
Tensile Strength (psi)	200
Elongation, percent	320

DESCRIPTION

Dynatex® Grey GTX Multi-Seal Adhesive Sealant is a new VOC compliant adhesive for all 50 states.

GTX Sealant takes the place of most traditional sealants and is designed to resist all of the, on-the-road flexing and vibration. **Dynatex® Grey GTX Multi-Seal Adhesive Sealant** is fast curing and provides permanent elastic adhesion to most surfaces with excellent elasticity. **Dynatex® Grey GTX Multi-Seal Adhesive Sealant** is paintable within 30 minutes, non-yellowing, non-streaking, sandable, and free from solvents and isocyanates.

Dynatex® Grey GTX Multi-Seal Adhesive Sealant cures on exposure to atmospheric moisture to form a durable flexible seal. It has been formulated to offer outstanding primer-less adhesion to all basic substrates found in the transportation market, such as steel, aluminum, glass, vinyl, and wood. It can be applied and tooled in almost all weather conditions. Sealant is paintable with most paints. You should fully test prior to using.



FEATURES

- Strong heavy duty multi-purpose adhesive sealant
- Solvent free with no unpleasant odor
- Compatible with most paints*
- Non-streaking or staining
- Fast cure – skin time 30 minutes
- VOC Compliant

TYPICAL APPLICATIONS

Popular applications include:

- Tractor trailers
- RV's
- Buses
- Van conversions
- Shipping containers and many other adhesive /sealant applications
- Metal to metal

*Always test small area for compatibility before applying.

STORAGE AND SHELF LIFE

When stored in the original unopened containers at or below 90°F (32°C), **Dynatex® Grey GTX Multi-Seal Adhesive Sealant** has a shelf life of 12 months from date of shipment.

In Countries where high heat and humidity are a factor, special precautions must be taken. Store product in a covered, well-ventilated warehouse and avoid excessive heat conditions. Storage in high heat, high humidity conditions may reduce shelf life by up to 30%. Rotation of stock is an absolute necessity. Cartons should always be stacked upright with the nozzle tip pointed upwards. **DO NOT** stack cartons on their side. **NEVER** stack cartons more than 8 high. **DO NOT** store within 1 meter (4 feet) of roofline of the warehouse or storage building.

TRANSPORTATION INFORMATION

DOT Road Shipment Information

DOT (USA) Caulking & Glaziers, NOI
DOT Hazard Classification.....None
UN/NA Number.....Not applicable
Label RequiredNone
Marine Pollutant.....None

USERS PLEASE READ

The information and data contained herein is believed to be accurate and reliable; however, it is the user's responsibility to determine suitability of use. Since the supplier cannot know all the uses, or the conditions of use to which these products may be exposed, no warranties concerning the fitness or suitability for a particular use or purpose are made.

It is the user's responsibility to thoroughly test any proposed use of our products and independently conclude satisfactory performance in the application.

Likewise, if the application, product specifications or manner in which our products are used requires government approval or clearance, it is the sole responsibility of the user to obtain sure authorization.

Non-warranty: Because the storage, handling and application of the material is beyond Dynatex control, we can accept no liability for the results obtained. Dynatex sole limited warranty is the product meets the manufacturing specifications in effect at time of shipment. There is no warranty of merchantability or fitness for use, nor any other express or implied warranty. Dynatex will not be liable for incidental or consequential damages of any kind. The exclusive remedy for breach of such limited warranty is a refund of purchase price or replacement of any product shown to be other than as warranted.

Suggestions of uses should not be taken as inducements to infringe any patents.

Dynatex® *A Division of Soudal Accumetric*

Dynatex
350 Ring Road
Elizabethtown
Kentucky 42701 USA
(800) 999-2937
TEL (270) 769-5557
FAX (270) 769-6418
Outside U.S.
TEL +1(270) 769-5557

Accumetric Asia Pacific, LTD
18 Kitpanit Bldg. 5th Floor
#502 Patpong Road
Suriyawong, Bangrak
Bangkok, 10500 Thailand
TEL (662) 634-3060
FAX (662) 634-3066

8.1.1.4 Epóxico Sika

HOJA TECNICA DE PRODUCTO

Sikadur® AnchorFix-4

SISTEMA EPÓXICO PARA ANCLAJES DE PERNOS Y BARRAS

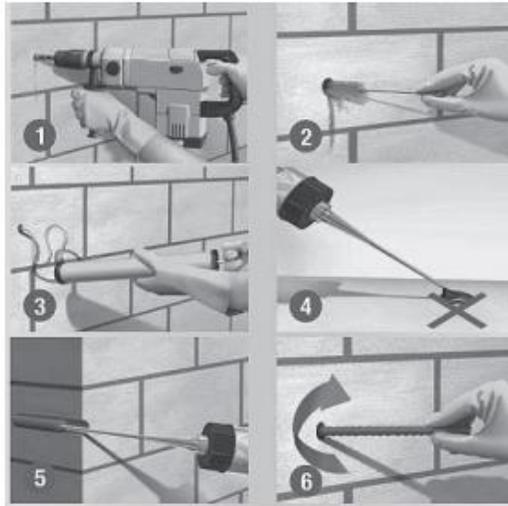
DESCRIPCION	Sikadur AnchorFix-4 es un sistema epóxico de dos componentes, 100% sólidos insensible a la humedad y tixotrópico (no escurre). Una vez mezclados los componentes se obtiene una pasta suave de gran adherencia y resistencia mecánica para anclajes de pernos y barras, cumple norma ASTM C-881-02 tipo IV, grado 3.
USOS	<ul style="list-style-type: none">• Pasta para anclaje de pernos, varillas y fijaciones especiales en concreto.• Anclajes en mampostería• Pega de enchapes.• Como sello en mantenimiento preventivo para rellenar fisuras de gran dimensión (menores de 6 mm), en estructuras nuevas o existentes para proteger el acero de refuerzo de la corrosión.• Para fijar elementos como: prefabricados, vigas, escaleras, barandas, etc.• Para la pega de elementos endurecidos como: madera, concreto, metal, vidrio, acero, etc.
VENTAJAS	<ul style="list-style-type: none">• Producto listo para usar y de fácil aplicación con Pistola AnchorFix-4/3001.• Insensible a la humedad antes, durante y después de curado.• Alta resistencia y alto módulo de elasticidad.• Excelente adherencia a mampostería, concreto, madera, acero y a la mayoría de materiales estructurales.• Su consistencia pastosa es ideal para aplicaciones en vertical y sobre cabeza.• Relación de mezcla A:B = 1:1 en volumen.
MODO DE EMPLEO	<p>Preparación de superficie La superficie debe estar sana y limpia puede estar seca o húmeda pero libre de empozamientos. Remover polvo, lechada, grasa, curadores, impregnaciones, ceras y cualquier otro contaminante.</p> <p>Método de limpieza Anclaje de pernos, varillas y fijaciones especiales: El diámetro del hueco del perno o varilla a anclar debe ser desde 1/8 a 1/4 de pulgada (3,2 a 6,4 mm) mayor que el diámetro del perno o varilla a anclar, realizar la perforación con un taladro rotopercutor y la broca adecuada(1). Limpie el hueco con aire a presión, introduzca un cepillo de cerdas de alambre (churrusco) y coloque nuevamente aire a presión para eliminar los residuos de la perforación, repetir esta operación tres veces. Proteja el hueco contra la penetración de agua u otras partículas contaminantes (2,3). Limpie la barra a anclar por medios mecánicos hasta que esté totalmente libre de oxido, grasa o cualquier partícula o material contaminante (previo a su colocación). La barra debe estar completamente recta para que el epóxico quede en todo su contorno.</p> <p>Aplicación del producto Sikadur AnchorFix-4 viene envasado en dos cartuchos plásticos gemelos, listo para ser usado. Retire los tapones de salida del producto de los cartuchos y ajuste la boquilla de mezclado y salida del producto. Instale luego los cartuchos gеме-</p>

los en la pistola **AnchorFix-4/3001** (de doble embolo) de **Sika**. Presione el gatillo aprox. 2 veces (no en la perforación) hasta que por la punta de la boquilla salga el adhesivo con un color y consistencia uniforme. **No utilice este material (4).**

Introduzca la boquilla hasta el fondo de la perforación, inyecte el adhesivo y llene hasta 3/4 de la perforación (aprox.), retire suavemente la boquilla a medida que se llene el hueco. En huecos profundos usar extensión. Evitar la inclusión de aire (5). Después de limpiar la barra a anclar introdúzcala girándola lentamente hasta que esta toque el fondo de la perforación de tal forma que el **Sikadur AnchorFix-4** se desplace a la superficie para garantizar que este ocupe la totalidad de la longitud del anclaje (6).

Limpie el sobrante si es necesario y garantice que el elemento no se mueva durante las próximas 4 horas.

Consumo: 1,5 kilos por litro de relleno.



DATOS TECNICOS

Cumple los requerimientos de la Norma ASTM C-881-02, tipo IV, grado 3. Aprobación para contacto con agua potable de Water Quality Association según NSF/ANSI-61.

Color:	Gris
Relación de mezcla:	1:1 en volumen
Consistencia:	Pasta suave no fluida/no escurre
Tiempo de vida en el recipiente:	Aprox. 30 min. (60 gramos masa.)
Propiedades de tensión ASTM D-638 (14 días):	
Resistencia a la tensión	4.300 psi,(29.7 MPa)
Elongación a la rotura	1.3%
Módulo de elasticidad	4.1*10 ⁵ psi, (2.829 MPa)
Propiedades de flexión ASTM D-790 (14 días):	
Resistencia a la flexión (módulo de rotura)	6.700 psi,(46.2 MPa)
Módulo de elasticidad tangencial a flexión	7.5*10 ⁵ psi, (5.175 MPa)
Resistencia al corte ASTM D-732 (14 días)	3.700 psi (25.5 MPa)
Contenido de VOC (gr/l):	< 70
Resistencia de adherencia ASTM C-882	
- Concreto endurecido a concreto endurecido	
2 días (curado seco)	3.000 psi,(20.6 MPa)
2 días (curado húmedo)	2.500 psi,(17.2 MPa)
14 días (curado húmedo)	2.600 psi,(17.9 MPa)
- Concreto endurecido a acero	
2 días (curado seco)	3.300 psi,(22.7 MPa)
14 días (curado húmedo)	2.600 psi,(17.9 MPa)

Diámetro de acero de refuerzo	Diámetro de perforación (in)	Espaciamiento entre barras S_r (cm)	Distancia al borde C_r (cm)	profundidad de anclaje (cm) Mínimo	Capacidad de carga permisible con base en la resistencia de adherencia o capacidad del concreto (kg) $f_c=140 \text{ kg/cm}^2$	Capacidad de carga permisible con base en la resistencia del acero (kg) $f_y = 2.800 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$	
No. 3	1/2	17	11.5	9	1.260	1.000	1.200
No. 4	5/8	23	15	12	1.630	1.815	2.180
No. 5	3/4	29	19	15	2.280	2.800	3.375
No. 6	7/8	34	23	18	2.980	4.000	4.790
No. 7	1	40	27	20	3.370	5.450	6.530
No. 8	1-1/8	46	30.5	23	5.460	7.170	8.600
No. 9	1-3/8	52	33	26	6.310	8.980	10.780
No.10	1-1/2	58	38	29	8.390	11.100	13.360

Valores de carga son válidos para las profundidades, diámetros, espaciamientos y distancias al borde indicados, para la temperatura de servicio admisible del **Sikadur AnchorFix-4**, para cargas estáticas y concreto sin fisuras.

La carga admisible de diseño debe ser la menor entre la resistencia de adherencia y la del acero.

Temperatura de deflexión (HDT) ASTM D-648 7 días: 120°F (49°C)

Absorción de agua ASTM D-570 (24 horas): 0.11%

Propiedades de compresión ASTM D-695

73°F (23°C)

4 Horas

-

8 Horas

300 psi, (2.1 MPa)

16 Horas

8.209 psi, (56.6 MPa)

3 Días

9.960 psi, (68.7 MPa)

7 Días

10.380 psi, (71.6 MPa)

Módulo de elasticidad

(7 días) $2,7 \times 10^5$ psi, (1863 MPa)

Reducción de la carga de servicio admisible por resistencia de adherencia con base en la temperatura de servicio para **Sikadur AnchorFix-4**.

Temperatura de servicio	% de carga admisible
Hasta 49°C	100%
65°C	62%
82°C	52%

Tiempo Gel y de Curado

Temperatura(°C) de aplicación	Tiempo Gel (min)	Tiempo de curado (horas)
4	60	48
15	45	36
23	35	24
32	20	24

PRECAUCIONES

Utilice preferiblemente todo el contenido del cartucho gemelo de forma continua.

La características del sistema de anclaje (profundidad, diámetro, distancias entre anclajes, y al borde) deben ser definidas por el diseñador.

Precalentar el producto hasta máximo 35°C cuando la temperatura sea inferior a 6°C

No se debe aplicar soldadura a elementos metálicos pegados con el adhesivo epóxico ya que seguramente se sobrepasará la temperatura máxima admisible de servicio del adhesivo, con ablandamiento o daño del mismo y falla en la pega.

La temperatura ambiente durante la aplicación debe estar por lo mmenos 3°C sobre el punto de rocío.

La temperatura de servicio del sistema de pega debe estar por debajo de la temperatura de deflexión (HDT) del adhesivo.

MEDIDAS DE SEGURIDAD

En caso de presentarse contacto con la piel, lávese de inmediato con agua y jabón. Si ha habido contacto con los ojos, lávese de inmediato con abundante agua durante por lo menos 15 minutos. Acuda al médico de inmediato. En caso de ma-

nifestarse problemas respiratorios, lleve a la persona afectada a un sitio ventilado. Quítese la ropa contaminada y lávela antes de volverla a utilizar. Manténgase fuera del alcance de los niños.
Consulte la hoja de seguridad para obtener información más detallada.

PRESENTACIÓN

Cartuchos gemelos Und. de 900 gr. - 600 cc.
Cartuchos gemelos Und. de 450 gr. - 300 cc.

ALMACENAMIENTO Y TRANSPORTE

El tiempo de almacenamiento es de un (1) año en su empaque original, bien cerrado y bajo techo. Transpórtese con las precauciones normales para productos químicos.

CODIGOS R/S

R: 20/21/22/38/42/43
S: 2/3/7/9/13/15/20/21/23/24/25/26/27/29/36/38/39/41/45/46

8.1.1.5 Cemento Uso general (vigas)

CEMENTO GRIS USO GENERAL

Es un cemento que se puede usar para la fabricación de morteros, lechadas y concretos utilizados para la construcción en general.

Las especificaciones del Cemento Gris Uso General cumplen con los valores de la Norma Técnica Colombiana NTC 121 (Tipo UG).

USOS:



- Morteros para pisos, nivelaciones, lechadas y emboquillados.



- Reparaciones, remodelaciones, pequeñas obras y diversas aplicaciones domésticas.



- Producción de elementos prefabricados de pequeño y mediano formato.



- Morteros para mampostería, pega de cerámicos, enchapes, acabados, recubrimientos interiores y para fachadas.



- Todo tipo de elementos de concreto que no requieran características especiales.

BENEFICIOS:

VENTAJAS CONSTRUCTIVAS

- Es un producto versátil, con muchas posibilidades de aplicación.

VENTAJAS EN SOSTENIBILIDAD

- Aporte certificación LEED®: este producto puede contribuir a la obtención del crédito Materiales y Recursos: Transparencia y Optimización de los Productos de Construcción-Fuentes de Materias Primas, aplicando a la opción 1: Argos realiza anualmente su reporte de sostenibilidad corporativo "Reporte Integrado" basado en el Global Reporting Initiative (GRI) en donde publica el detalle de su desempeño y los planes con relación a cada uno de los aspectos más relevantes para la sostenibilidad del negocio y para sus grupos de interés. Lo puedes ver en nuestra página web <https://ir.argos.co/> en la sección de Información Financiera – Resultados Financieros – Reportes. En ese mismo reporte, Argos informa la comunicación del progreso que ha realizado frente al compromiso con el U.N. Global Compact.

PRESENTACIÓN:

- Sacos de: 1 kg – 5kg - 25 kg - 50 kg.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

PARÁMETROS FÍSICOS		NORMA DE ENSAYO	NTC 121 TIPO UG
Finura	Blaine, min. (cm ² /gr)	NTC 33	A
	Retenido Tamiz 45 µm (%)	NTC 294	A
Cambio de longitud por autoclave, expansión, máx. (%)		NTC 107	0.80
Tiempo de fraguado, Ensayo de Vicat ^B	No menos de, minutos	NTC 118	45
	No mas de, minutos	NTC 118	420
Contenido de Aire en Volumen de mortero, máx. (%)		NTC 224	12
Expansión de barras de mortero a 14 días, máx.		NTC 4927	0.020
RESISTENCIA MÍNIMA A LA COMPRESIÓN (MPa)			
3 días		NTC 220	8.0
7 días		NTC 220	15.0
28 días		NTC 220	24.0

A: Los resultados de estos ensayos deben ser informados en todos los reportes que sean solicitados.

B: El tiempo de fraguado se refiere al tiempo de fraguado inicial en la NTC 118.

RECOMENDACIONES:

- En la elaboración de concretos se recomienda la revisión y aplicación de la NTC 3318 y Norma Sismo Resistente Colombiana vigente; requisitos de producción, calidad y durabilidad.
- Almacene el cemento en un lugar seco, cubierto y alejado de zonas húmedas.
- Conserve el cemento sobre estibas y no sobre el suelo.
- Una vez abierto el saco se debe consumir de manera inmediata.