



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

**CONSTRUCCIÓN Y ENSAYO DE PROBETAS DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO  
CON DISCONTINUIDADES CENTRALES EN LA BASE**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

**JORGE ANDRE RIVAS MONTENEGRO**

**PROFESOR GUÍA:**

LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:**

RICARDO HERRERA MARDONES

FABIÁN ROJAS BARRALES

SANTIAGO DE CHILE

2016

**RESUMEN DE MEMORIA PARA OPTAR AL  
TITULO DE:** Ingeniero Civil con mención en  
Estructuras, Construcción y Geotecnia.  
**POR:** Jorge Andre Rivas Montenegro.  
**PROFESOR:** Leonardo Massone Sánchez

## **CONSTRUCCIÓN Y ENSAYO DE PROBETAS DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO CON DISCONTINUIDADES CENTRALES EN LA BASE**

Los muros de hormigón armado con discontinuidades a nivel basal son bastante comunes en edificaciones chilenas. Estas discontinuidades afectan directamente en cómo se traspasan los esfuerzos ante eventuales solicitaciones, al no tener una sección transversal regular, la hipótesis de bernoulli de secciones planas no es apropiadas, ya que la discontinuidad genera una variación en el flujo de cargas la cual invalida la hipótesis; es por esto que surge la necesidad de estudiar el comportamiento de este tipo de muros frente a acciones sísmicas con más detalle.

La presente memoria tiene por objetivo principal la construcción y ensayo de cuatro probetas de muros a escala de hormigón armado con una abertura en su base, tres de ellos son muros rectangulares y uno tiene además losas en el sector de la abertura, de manera de aumentar la rigidez en esa zona y considerar este efecto en futuros análisis. Adicionalmente se realiza un modelo tipo puntal-tensor de una de las probetas y se realiza una comparación respecto a los resultados que se obtienen experimentalmente del ensayo. El ensayo consiste en inducir sobre cada muro a través de un actuador hidráulico una carga pseudocíclica en su parte superior, así como también una carga axial constante del 10% de la resistencia nominal a compresión del hormigón, y observar cual es su comportamiento en cuanto a deformaciones y esfuerzos resultantes dado el tamaño de la abertura presente en su base.

Se compara la respuesta de los muros y sus capacidades de deformación respecto a una probeta base sin discontinuidades. El muro con la abertura más pequeña es la que menor impacto genera en la respuesta de la probeta, así mismo, la abertura más grande es la que mayor impacto genera, disminuyendo considerablemente las capacidades de carga y deformación de la probeta respecto a la probeta base. Además se logra que las tensiones registradas experimentalmente sean consistentes con las teóricas obtenidas con un modelo tipo puntal-tensor.

## Dedicatoria

*Dedicado a mi pequeña pero gran familia,*

*Virginia, Jorge, Ale, Meli y Benja...*

## **Agradecimientos**

Este trabajo de título fue financiado por el Proyecto Fondecyt N°1130219 “Estudio analítico y experimental de muros de hormigón armado con discontinuidades”.

En los ensayos se agradece enormemente la ayuda brindada por Pedro Soto, Víctor González, Ernesto Inzunza, Ignacio Manríquez y Sebastián Díaz.

Gracias a mi profesor guía Leonardo Massone por la ayuda entregada durante todo el proceso. Y a Gonzalo Muñoz por su constante preocupación, buena onda y participación en proyecto.

Gracias a mi Familia, Amigos y Maca por apoyarme y dar buenas energías durante toda esta etapa.

También se agradece a los que de alguna u otra manera fueron parte importante durante los ensayos en el laboratorio.

## Tabla de Contenido

1.	CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN .....	1
1.1.	OBJETIVOS .....	2
1.1.1.	Objetivos Generales .....	2
1.1.2.	Objetivos específicos .....	2
1.2.	METODOLOGÍA .....	3
1.3.	ALCANCES .....	4
2.	CAPÍTULO II: REVISIÓN BIBLOGRÁFICA.....	5
3.	CAPITULO III: DETALLE DE PROBETAS Y DESCRIPCION MONTAJE EXPERIMENTAL.....	7
3.1.	GEOMETRÍA PROBETAS .....	7
3.2.	ARMADURAS .....	9
3.3.	MATERIALES .....	12
3.3.1.	Ensayos cilindros de hormigón H30 .....	13
3.3.2.	Ensayo tracción acero A630-420H .....	14
3.4.	CONSTRUCCIÓN PROBETAS .....	16
3.5.	MONTAJE DEL ENSAYO .....	18
3.6.	PROTOCOLO DE ENSAYO PARA CARGA LATERAL .....	20
3.7.	POSTENSADO DE BARRAS.....	21
3.8.	SISTEMA DE CARGA AXIAL.....	23
3.9.	RESTRICCION DESPLAZAMIENTOS FUERA DEL PLANO .....	23
3.10.	INSTRUMENTACIÓN DE LAS PROBETAS .....	24
3.11.	STRAIN GAGES .....	25
3.11.1.	Instalación strain gages.....	25
3.11.2.	Ubicación Strain gages.....	28
3.12.	LVDT .....	29
3.12.1.	Ubicación LVDT .....	30
3.13.	FOTOGRAMETRÍA .....	31
4.	CAPÍTULO IV: RESULTADOS.....	33
4.1.	CARGA-DESPLAZAMIENTO.....	33
4.2.	DAÑO EN PROBETAS .....	35
3.1.	STRAIN GAGES .....	41

5.	CAPÍTULO V: MODELO TIPO PUNTAL TENSOR .....	45
5.1.	HIPÓTESIS PARA EL DISEÑO .....	45
5.2.	MODELO TIPO PUNTAL-TENSOR .....	47
6.	CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES .....	53
7.	BIBLIOGRAFÍA .....	55
	ANEXO .....	57
A.1.	ARMADURAS .....	57
	FUNDACIÓN .....	57
	VIGA DE TRANSFERENCIA .....	60
A.2.	FOTOS CONSTRUCCIÓN PROBETAS .....	61
A.3.	RESULTADOS ENSAYOS PROBETAS .....	63
A.3.1.	Strain gages.....	63
	MR1.....	63
	MR2.....	65
	UBICACION STRIN GAGES LOSA PROBETA MR4. ....	68
A.4.	DAÑO EN PROBETAS ENSAYADAS .....	69
	MR1.....	69
	MR2.....	71
	MR3.....	73
	MR4.....	75
A.5.	Gráficos ensayos de tracción barras de refuerzo.....	78

## Índice de Tablas

Tabla 3.1: Resistencia a compresión cilindros .....	13
Tabla 3.2: Tensiones promedio de fluencia por diámetro.....	15
Tabla 3.3: desplazamiento de techo utilizado para ensayo .....	20
Tabla 5.1: Deformaciones strain gages para carga lateral 17.2 tonf. ....	51

## Índice de Figuras

Figura 3.1: Probetas A) MR1; B) MR2; C) MR3; D) MR4. ....	8
Figura 3.2: Elevación y cortes de armaduras probetas. ....	9
Figura 3.3: Armadura muros en terreno. ....	10
Figura 3.4: Armadura losas, planta y corte transversal. ....	11
Figura 3.5: Montaje ensayo de compresión cilindros ....	13
3.6: Montaje ensayo de tracción.....	14
Figura 3.7: Gráfico tensión vs deformación de cada barra. ....	15
Figura 3.8: Proceso constructivo cronológico de las probetas. A) Colocación de moldajes. B) Montaje armaduras MR4. C) Armaduras probeta MR2. D) instalación de strain gages. E) Cableado y armadura probeta MR3. F) Hormigonado. G) Fraguado. H) Retiro de moldajes. ....	17
Figura 3.9: Transporte con eslingas de seguridad para probeta en compresión. ....	18
Figura 3.10: Esquema general del ensayo. ....	19
Figura 3.11: Montaje experimental. ....	19
Figura 3.12: Protocolo de control por desplazamientos ....	21
Figura 3.13: Sistema postensado de barras. A) Gato hidráulico retraído. B) Gato hidráulico traccionando la barra para fijar con 23 toneladas cada una.....	21
Figura 3.14: Rótulas actuador ....	22
Figura 3.15: Sistema de vigas para carga axial.....	23
Figura 3.16: Puntales para restricción de desplazamientos fuera del plano. ....	24
Figura 3.17: A) Proceso instalación Strain Gages. B) Pulido de la barra. C) Limpieza de superficie. D) Aplicación pegamento y secado. E) Aplicación de pegamento para refuerzo y protección. F) Prueba de funcionamiento del sensor. ....	27
Figura 3.18: Cableado probetas: A) probeta MR2. B) Probeta MR3. ....	28
Figura 3.19: Ubicación strain gages, probetas A) MR1, B) MR2,C) MR3, D) MR4. ....	29
Figura 3.20: Soporte para LVDT de flexión. ....	30
Figura 3.21: Esquema ubicación lvdt en probetas MR1, MR2 y MR3 respectivamente. ....	31
Figura 3.22: Pintado de muros para fotogrametría MR1, MR3 y MR4. ....	32
Figura 4.1: Carga-desplazamiento A) MR1. B) MR2. C) MR3. D) MR4. ....	34
Figura 4.2:Probeta W1 [10], sin aberturas.....	35
Figura 4.3: A) Grietas MR1 al 3% dirección positiva. B) Grietas MR1 al 3% dirección negativa. C) Estado final de la probeta. ....	36
Figura 4.4: A) Grietas MR2 al 2% de deriva dirección negativa. B) Grietas MR2 al 2% de deriva dirección positiva. C) Estado final de la probeta. ....	37
Figura 4.5: A) Grietas MR3 al 2% de deriva dirección positiva. B) Grietas MR3 al 2% de deriva dirección negativa. C) Estado final de la probeta. ....	38
Figura 4.6: A)Grietas MR4 al 2% de deriva dirección positiva. B) Grietas MR4 al 2% de deriva dirección negativa. C) Grietas en la losa inferior (ambas direcciones). D) Estado final de la probeta.....	40
Figura 4.7: Numeración strain gages MR3.....	41



Figura 4.8: Efecto de la carga axial comprimiendo las barras. ....	42
Figura 4.9: A) Strain gage 1-3-4 MR3. B) Strain gage 11-12-13-14 MR3.....	43
Figura 5.1: Ejemplo de modelo puntal tensor con abanico de compresión (color rojo). .	46
Figura 5.2: Puntal diagonal columna en compresión MR3. ....	48
Figura 5.3: A) Enrejado ubicando tensores donde van las armaduras de corte. B) Enrejado intuitivo debido al modo de falla y datos experimentales. ....	48
Figura 5.4: A) Enrejado isostático 1 con un dato como input. B) Enrejado isostático 2 con un dato como input. ....	49
Figura 5.5: A) Enrejado 1 y superposición con armaduras. B) Enrejado 2 y superposición con armaduras. ....	50
Figura 5.6: Comparación fuerza experimentales/teóricas valores en tonf. ....	51
Figura 0.1: Identificación de cortes fundación. ....	57
Figura 0.2: Corte A fundación.....	58
Figura 0.3: Corte B fundación.....	58
Figura 0.4: Corte C fundación. ....	59
Figura 0.5: Corte D fundación. ....	59
Figura 0.6: Viga de transferencia vista lateral.                      Figura 0.7: Corte A viga de transferencia.....	60
Figura 0.8: Armadura fundación.....	61
Figura 0.9: Armaduras en terreno. ....	61
Figura 0.10: soldadura y protección del cable strain gage. ....	61
Figura 0.11: instalación moldajes.....	62
Figura 0.12: Hormigonado probetas y cilindros para ensayos de compresión. ....	62
Figura 0.13: Identificación Strain gages MR1.....	63
Figura 0.14: Strain gages 9-10-11-12 MR1.....	63
Figura 0.15: Strain gages 5-6 MR1. ....	64
Figura 0.16: Strain gages 4-8 MR1. ....	64
Figura 0.17: identificación Strain gages MR2.....	65
Figura 0.18: Strain gages 1-2-3-13 MR2.....	65
Figura 0.19: Strain gages 10-11-12-14 MR2. ....	66
Figura 0.20: Strain gages 5-6 MR2. ....	66
Figura 0.21: Strain gages 7-8 MR2. ....	67
Figura 0.22: Ubicación strain gages losa MR4.....	68
Figura 0.23: Armaduras, proceso de demolición MR1. ....	69
Figura 0.24: Falla de la probeta al 4% MR1. ....	69
Figura 0.25: Pandeo fuera del plano, una vez finalizado el ensayo MR1.....	70
Figura 0.26: Grietas estado final MR1.....	70
Figura 0.27: Pandeo fuera del plano, una vez finalizado el ensayo MR2.....	71
Figura 0.28: Grietas y pandeo armaduras MR2. ....	71
Figura 0.29: Estado probeta MR2 en la falla (1).....	72
Figura 0.30: Estado probeta MR2 en la falla (2).....	72
Figura 0.31: Falla cara LVDT MR3.....	73

Figura 0.32: Falla cara fotogrametría MR3.....	73
Figura 0.33: Pandeos en armaduras de la abertura MR3. ....	74
Figura 0.34: Pandeo fuera del plano después del ensayoMR4. ....	75
Figura 0.35: Pandeo y desprendimiento de hormigón en la falla.....	75
Figura 0.36: Falla localizada bajo la losa inferior MR4 al final del ensayo. ....	76
0.37: Estado probeta MR4 en la falla. ....	76
Figura 0.38: Falla en la probeta MR3. ....	77
Figura 0.39: Grietas bajo la losa inferior una vez finalizado el ensayo.....	77

## 1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

Chile es un País altamente sísmico, entre los últimos terremotos registrados, se encuentra el terremoto del Maule el 27 de Febrero de 2010 Mw 8.8, donde en general se observó una adecuada respuesta sísmica de los edificios de hormigón armado, sin embargo los principales daños en edificaciones de la zona centro-sur del País se concentran básicamente en el poco confinamiento en los muros de los primeros niveles, esto sumado a las discontinuidades tipo banderas o aberturas centrales provocaron fallas como el aplastamiento del hormigón y el pandeo de las armaduras longitudinales o de borde.

El diseño sísmico debe incorporar cada vez más factores o agentes que permitan a las estructuras desarrollar una mejor respuesta ante eventuales sollicitaciones sísmicas o de viento. Los muros de hormigón armado son un elemento estructural indispensable en edificaciones de mediana o gran altura en Chile y debido a requerimientos arquitectónicos en fachadas como accesos en el primer nivel o subterráneos, o bien, requerimientos de diseño, los muros pueden tener determinadas geometrías en cuanto a espesores o aberturas en los mismos. Dado lo anterior se generan zonas donde aparecen ciertas discontinuidades a lo largo de la altura del muro, generalmente ventanas o puertas, accesos de doble altura en el primer piso de los edificios o bien subterráneos. Actualmente en Chile los códigos de diseño sísmico en hormigón armado no tienen disposiciones especiales adecuadas, o recomendaciones de diseño y/o constructivas que consideren las discontinuidades basales en muros esbeltos como un factor importante. La zona cercana a una discontinuidad es una zona crítica en cuanto a sollicitaciones debido acciones sísmicas y compresiones. Por este motivo surge la necesidad de estudiar muros con discontinuidades basales, ya sea en los bordes (como muros tipo bandera), o bien en la zona central. Este trabajo se enfoca en el estudio experimental de cuatro probetas con discontinuidades centrales a nivel basal las cuales tienen distintas aberturas y armaduras de refuerzo similares, de manera de ver su comportamiento frente a la acción de una carga pseudocíclica ubicada en el extremo superior del muro. Estas probetas se encuentran debidamente instrumentadas con strain gages, LVDT y sistema de fotogrametría. Además, se incluye en el presente trabajo de título una comparación entre resultados experimentales y los obtenidos con modelos simples basados en puntal-tensor.

## **1.1. OBJETIVOS**

### **1.1.1. Objetivos Generales**

El objetivo general es la construcción, instrumentación y ensayo de cuatro probetas de muros de hormigón armado con aberturas centrales a nivel basal, considerando distintas geometrías en cuanto a la discontinuidad presente.

### **1.1.2. Objetivos específicos**

- Realizar un análisis preliminar de los resultados.
- Realizar un análisis a través de un modelo simple tipo puntal-tensor para una de las probetas ensayadas.
- Contrastar las tensiones experimentales en los refuerzos con las obtenidas teóricamente por medio del modelo puntal-tensor, con énfasis en los refuerzos horizontales en la zona de la discontinuidad.
- La adquisición de los datos del ensayo para realizar futuros estudios comparativos con modelos de elementos finitos y análisis no lineal, este estudio escapa del contenido de la presente memoria.

## 1.2. METODOLOGÍA

El diseño final de los cuatro muros, se hizo en conjunto con resultados que se obtienen en otras memorias de título que se realizan en paralelo, no obstante, estos muros deben mantener relaciones de aspecto y escalas acordes a las construcciones en Chile. Así, se diseñan los refuerzos longitudinales, transversales, de borde y confinamiento, además de la geometría de las probetas y de las respectivas aberturas. En cuanto a la realización del presente trabajo de título, se enuncian a continuación cual es la metodología utilizada.

1. Revisión bibliográfica asociada a la realización de modelos puntal-tensor, definiendo por completo el problema o sistema que se debe resolver. Para esto se realizan estimaciones sobre cuál es el flujo de las cargas a las cuales está sometido el muro en cuestión (estimaciones en base a otros autores o mediante modelos computacionales).
2. Revisión de análisis experimentales similares, de esta manera se tiene una base en cuanto a las teorías y parámetros que se deben utilizar en el presente estudio.
3. Diseño de las probetas a ensayar, con sus respectivos detalles de armaduras y geometría.
4. Seleccionar los puntos y zonas donde se ubica la instrumentación necesaria, básicamente strain gages en las barras de refuerzo, LVDT y fotogrametría en las caras del muro.
5. Proceso constructivo de las probetas y todo lo que esto involucra.
6. Preparación de los equipos necesarios para el ensayo, asegurando su buen funcionamiento, celdas de carga, gatos hidráulicos, actuador, consolas de instrumentación, cableado y seguridad entre otros.
7. Ensayo de las probetas y adquisición de datos
8. Realizar modelo puntal-tensor.
9. Estudio comparativo entre el modelo realizado y los datos experimentales obtenidos

### **1.3. ALCANCES**

#### **CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN**

Se da una breve descripción sobre el contenido del trabajo de título, enunciando los objetivos y cuál es la metodología utilizada para lograr los mismos.

#### **CAPÍTULO II: REVISIÓN BIBLOGRÁFICA**

Se entregan algunas conclusiones de otros trabajos realizados por distintos autores, las cuales tengan relación directa con el desarrollo de la presente memoria.

#### **CAPÍTULO III: DISEÑO PROBETAS Y DESCRICCIÓN ENSAYO**

Se presentan las cuatro probetas en detalle, contemplando sus aberturas, armaduras, fundación y viga de transferencia, también se muestra la instrumentación utilizada para la adquisición de datos y finalmente todo el montaje del ensayo y los elementos utilizados para el mismo.

#### **CAPÍTULO IV: RESULTADOS**

Se presentan resultados de interés para el trabajo de título y una discusión de estos.

#### **CAPÍTULO V: MODELO PUNTAL-TENSOR**

Se presentan el modelo de la probeta MR3 y el detalle del desarrollo para la obtención de éste, así como también las hipótesis utilizadas.

#### **CAPÍTULO VI: CONCLUSION**

Se presentan las principales conclusiones que se obtienen en base a los objetivos planteados.

## 2. CAPÍTULO II: REVISIÓN BIBLOGRÁFICA

Las discontinuidades en muros de hormigón armado han sido estudiadas históricamente a través de distintos autores y métodos, como modelos de elementos finitos, modelos puntal-tensor, ensayos experimentales, o bien observando el daño en elementos después de un sismo. Estos estudios permiten obtener directrices sobre el comportamiento o la respuesta de muros de hormigón con discontinuidades sometidos a la acción de cargas cíclicas y con ellos se pretende dar recomendaciones de diseño y constructivas para mejorar la respuesta de estos elementos ante eventuales sismos.

El modelo puntal tensor se ha utilizado entre otros fines para el análisis de secciones donde las ecuaciones simples no son válidas, como zonas en donde la hipótesis de Bernoulli no se cumple, por ejemplo cambios bruscos de sección, discontinuidades, cargas puntuales entre otras. Con este método, cualquier región discontinua de un elemento de hormigón armado se puede diseñar utilizando una cercha ideal según disposiciones de la ACI318-2014 Capítulo 23.

Para realizar un modelo de este tipo, se debe conocer a priori como es el patrón de cargas, o bien el flujo de cargas a través de todo el elemento, de esta manera se puede idealizar el muro como un enrejado que tenga tensores de acero en las zonas de tracción y puntales de hormigón en las zonas de compresión, conectados por nodos. Según Schlaich et al. (1987) el proceso de diseño por este método se divide en 3 etapas. 1) Ubicar los puntales y los tensores como líneas rectas que se conectan en nodos, tratando de simular el campo de tensiones que se genera en el elemento debido a las solicitaciones; 2) Calcular la fuerza que viaja por cada puntal y tensor, de manera que se satisfaga el equilibrio en cada nodo; 3) dimensionar los puntales, tensores y nodos para resistir las solicitaciones calculadas y así obtener el refuerzo que debe disponerse en esa zona.

Los ángulos en los cuales se ubican los puntales y tensores según Rogowsky & MacGregor (1986), no deben superar los  $65^\circ$  ni ser inferiores a  $25^\circ$ . Para la presente memoria de título, se realiza un modelo simplificado tipo puntal tensor, donde el objetivo principal de éste modelo no es el diseño de las armaduras si no realizar una comparación entre las tensiones experimentales obtenidas por la instrumentación del ensayo y las tensiones obtenidas por el enrejado respectivo.

Existen pocos estudios experimentales que se enfoquen en las discontinuidades basales y centradas en muros de hormigón armado. No obstante en la literatura se pueden encontrar estudios con discontinuidades de distinto tipo, Mosoarca, M. (2014) presenta discontinuidades rectangulares y centradas en toda la altura del muro y además aberturas ubicadas de manera escalonada en la altura. Las principales conclusiones son las siguientes: 1) Los muros con aberturas escalonadas muestran una

mayor capacidad de carga que los que tienen las aberturas alineadas; 2) Los muros con aberturas regulares en la altura presentaron una falla frágil. y los muros con aberturas escalonada en la altura, presentaron una falla más dúctil; 3) Al ubicar las aberturas de manera escalonada, el muro falla a niveles de fuerza y desplazamiento horizontal más altos que cuando las aberturas están alineadas en la altura.

También se encuentran dentro de la literatura ensayos de muros considerando la existencia de losas como en el estudio realizado por Thompsen & Wallace (1995), no obstante la sección transversal es una sección T y no una rectangular como la ensayada en la presente memoria.

Taylor & Wallace (1995), realizaron ensayos con aberturas basales excéntricas y con sección transversal rectangular, y concluyen que el tamaño de estas discontinuidades basales en relación al tamaño del muro puede ser un factor incidente en el comportamiento del mismo. Según sus resultados si las aberturas son lo suficientemente pequeñas éstas no afectarán en mayor medida el comportamiento del muro. Análogamente, si éstas tienen un tamaño considerable en comparación al tamaño del muro tendrán una influencia en la respuesta del elemento pudiendo llegar a influir en las propiedades generales de la estructura.

A diferencia de los modelos de elementos finitos o puntal tensor, los estudios experimentales representan la verdadera respuesta del elemento, sin considerar ciertas condiciones ideales que si consideran los modelos mencionados. Con una adecuada instrumentación en los ensayos se puede lograr a futuro calibrar modelos de elementos finitos de manera que las respuestas que entreguen sean consistentes con la respuesta experimental del elemento.



### **3. CAPITULO III: DETALLE DE PROBETAS Y DESCRIPCION MONTAJE EXPERIMENTAL**

Para el diseño de las probetas se tienen en consideración diversos factores, altura del laboratorio para el ensayo, geometrías y relaciones de aspecto típicas de edificaciones chilenas, disposiciones de armaduras según códigos de diseño ACI-318, espaciamientos, materiales y calidades comunes en la construcción, cuantías utilizadas en ensayos similares, sistema de anclaje de la probeta evitando deslizamientos o rotaciones entre otros. En las siguientes secciones se describe el detalle de las probetas, los sistemas que se utilizan para el montaje experimental y también la instrumentación utilizada. Las dimensiones y armaduras de las probetas son consistentes con una probeta base sin discontinuidades ensayadas por Díaz y Manríquez, 2016 [10], para así poder realizar comparaciones globales entre las respuestas de los muros.

#### **3.1. GEOMETRÍA PROBETAS**

Se construyen cuatro muros de hormigón armado (probetas MR1-MR2-MR3-MR4) todos con una sección transversal rectangular y con una abertura centrada a nivel basal.

Los muros tienen una relación de aspecto de aproximadamente 1 a 3, teniendo una altura de 2.65 m, una longitud de 0.9 m y un espesor de 0.15 m. El muro se ubica sobre una fundación de 1.4 m de largo, 0.4 m de altura, y un espesor de 0.7 m. Este pedestal tiene como principales funciones el anclaje de la probeta a la losa del laboratorio de ensayo y el anclaje de las barras para el sistema que proporciona la carga de compresión axial, además de lograr la penetración y anclaje necesario para las armaduras verticales de los muros. Por otra parte, sobre el muro se ubica una viga de transferencia, ésta viga tiene 0.9 m de largo, 0.3 m altura y un espesor de 0.4m. Es en ésta viga donde se aplica la carga lateral de ensayo, además soporta el sistema para la carga axial.

Las aberturas de las probetas tienen un ancho y un alto de 135x300 mm, 270x300 mm y 270x600 mm respectivamente para las probetas MR1, MR2 y MR3, representando un 15%, 30% y 30% del ancho y un 11%, 11% y 22% del alto respectivamente.

La probeta MR4 cuenta con dos losas que atraviesan la abertura, estas losas son rectangulares de 600mm de largo y 900 mm de ancho y un espesor de 65 mm. La Figura 3.1 muestra las 4 probetas.

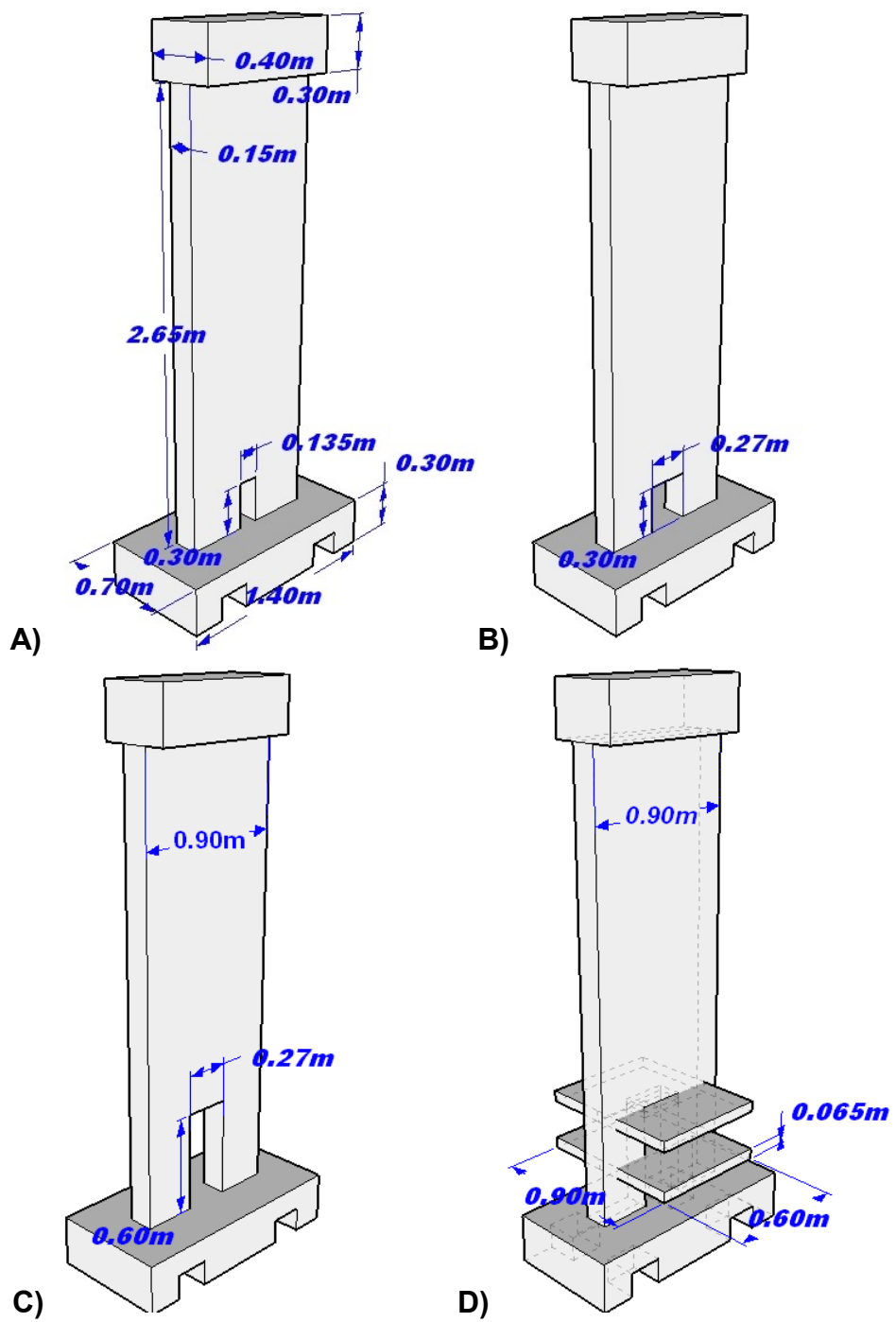


Figura 3.1: Probetas A) MR1; B) MR2; C) MR3; D) MR4.

### 3.2. ARMADURAS

Los cuatro muros tienen básicamente la misma armadura de refuerzo. El esquema de las armaduras en elevación se muestra en la Figura 3.2.

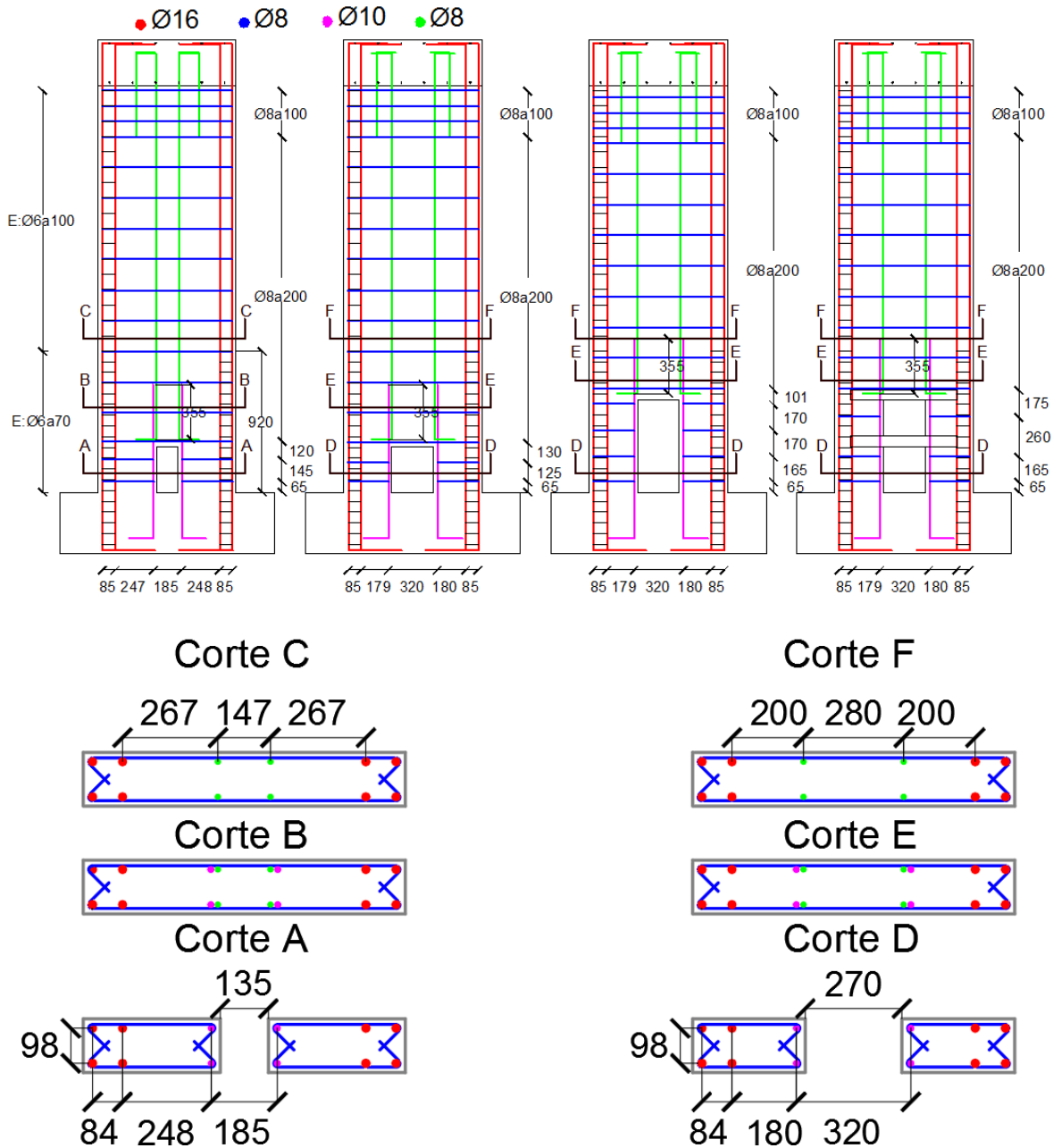


Figura 3.2: Elevación y cortes de armaduras probetas.



**Figura 3.3: Armadura muros en terreno.**

El refuerzo longitudinal (barras color rojo) consta de 4 barras de acero de 16 mm de diámetro por cada borde, lo que se traduce en una cuantía del 5%. Estas barras superan el largo de desarrollo de 15 diámetros tanto en la fundación como en la viga de transferencia. Esta armadura longitudinal de borde, termina con ganchos en 90 grados (en la fundación y en la viga de transferencia).

La armadura transversal de borde, o confinamiento (barras color negro) consta de barras de acero de 6mm de diámetro espaciadas cada 70 mm y en una altura de 920 mm desde la base. Sobre esa altura y hasta el extremo superior, se utiliza un confinamiento con las mismas barras de 6mm y un espaciamiento de 100 mm. Con el objetivo de imponer una asimetría en las probetas, éste confinamiento mínimo se encuentra sólo en uno de los bordes de la probeta, dejando el borde opuesto sólo con el confinamiento hasta los 920 mm, ver detalle en Figura 3.2.

En los bordes internos de la probeta, vale decir en los bordes de la abertura, se ubican dos barras de refuerzo por cada lado de la discontinuidad (barras color morado), estas son de 10 mm de diámetro y tienen una longitud de aproximadamente 2 veces la altura de la discontinuidad según sea el caso, de manera que la penetración de este refuerzo sobre la abertura sea suficiente para empalmarse con la armadura vertical .ver detalle en Figura 3.2

La armadura de refuerzo horizontal (barras color azul) está formada por barras de acero de 8 mm de diámetro, repartidas uniformemente en la altura, con un espaciamiento de 200 mm. En la zona de la abertura y con el fin de mantener la cuantía respecto a la probeta base, el espaciamiento disminuye según se muestra en la Figura 3.2. Estas armaduras tienen ganchos de 45 grados al inicio y al final, anclándose en las barras longitudinales de borde de 16 mm mencionadas anteriormente, ver detalle en Figura 3.2.

En cuanto al refuerzo vertical (barras color verde), se utilizan 2 de barras de 8 mm de diámetro ubicadas a un espaciamiento tal que se empalmen con la armadura de borde interna (barras de 10 mm en la abertura), por lo que la ubicación de estas barras depende del largo de la abertura presente en el muro. Éste refuerzo posee ganchos de 90 grados ubicados sobre la abertura y dentro de la viga de transferencia, ver detalle en Figura 3.2.

Como se detalla anteriormente, las probetas MR1, MR2 y MR3 son similares, salvo un ajuste de largos y posiciones de armaduras según la abertura presente en la probeta. Respecto al muro MR4, que tiene una abertura de las mismas dimensiones de MR3 (de 270x600 mm), se diferencia de ésta última en que MR4 posee dos losas en la mitad y en la parte superior de la abertura, representando la situación de la losa y el refuerzo de losa (elemento muy común en la práctica Chilena) que atraviesa una discontinuidad, tal como sucede en los edificios habitacionales en base a muros de hormigón armado.

La losa no se diseña de manera cuadrada ya que debe existir un espacio para que el sistema de carga axial (detallado en 3.8) pueda actuar sin problemas al alcanzar niveles de deriva (drift) relativamente altos. Es por esto, que se diseña dejando un espacio de 100 mm libre (sin losa) por cada lado del muro, ver detalle en Figura 3.1.D.

Las losas tienen una armadura formada por barras de acero de 8 mm de diámetro (barras color azul), equiespaciadas en los 900 mm y en 600 mm de longitud que tiene la losa en cada dirección, tanto en el refuerzo superior como en el inferior, además poseen un refuerzo de losa que consiste en dos barras de 8 mm de diámetro superior e inferior en la zona de la abertura (barras color rojo), la Figura 3.4 muestra la vista en planta de la losa en donde además se ven las proyecciones del muro y la abertura sobre esta, adicionalmente se muestran los refuerzos de losa atravesando la abertura y un corte de la losa en la dirección larga.

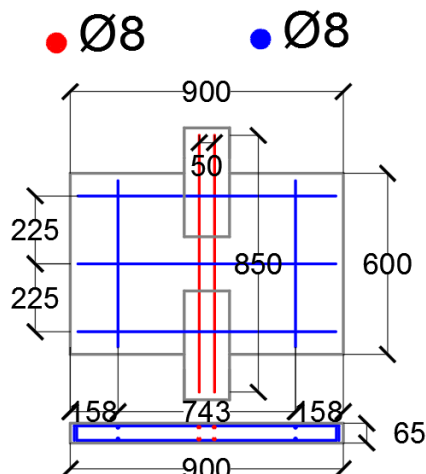


Figura 3.4: Armadura losas, planta y corte transversal.

Según estudios anteriores (Morales, P. 2015), la inclusión de las losas tiene un efecto no despreciable en la respuesta de los muros sometidos a la carga lateral en donde la abertura tenga una altura mayor a un piso, lo que lo convierte en un caso interesante para su estudio experimental, teniendo en cuenta que esta probeta además permite la comparación entre dos muros con igual abertura en los casos con y sin losas (MR3 y MR4).

Respecto al pedestal o fundación, posee barras longitudinales de 16 mm de diámetro como refuerzo superior, y barras de 12 y 18 mm de diámetro como refuerzo inferior según la sección o corte que se observe. Estas barras llevan estribos de 10 mm de diámetro cada 150 mm con ganchos en 45 grados, hay secciones de la fundación que requieren más de una rama de estribos, el detalle de la armadura con los respectivos cortes se muestra en el anexo 0.

La viga de transferencia que se ubica sobre el muro, posee una armadura conformada por 8 barras longitudinales de 10 mm de diámetro, 4 barras en la parte superior y 4 en la inferior. Además posee estribos de 8 mm de diámetro espaciados cada 150 mm y estos estribos se ubican en dos ramas. Ver detalle en anexo A.1.

El recubrimiento utilizado tanto en la viga de transferencia, muro y pedestal es de 2 cm.

### **3.3. MATERIALES**

Los cuatro muros usan un hormigón de calidad H-30 (90) 20-10, que posee 25 Mpa de resistencia nominal a compresión ( $f'c$ ), al 90% de confianza y con tamaños máximos de partículas de 20 mm. De este hormigón, se extraen 13 cilindros de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura, para realizar ensayos de compresión y obtener los valores reales en términos de resistencia a compresión.

El acero utilizado para el refuerzo de los muros es un A630-420H, que tiene una tensión nominal de fluencia en torno a los 420 Mpa. Para obtener los valores de tensión de fluencia y módulo de elasticidad reales, se realizan ensayos de tracción a las barras. Para cada diámetro utilizado en la confección de las probetas se toman 3 testigos (6, 8, 10, 12, 16 y 18 mm de diámetro) y posteriormente se ensayan. Así, los muros se construyen con calidades de materiales típicas de edificaciones Chilenas.

### 3.3.1. Ensayos cilindros de hormigón H30

En la Tabla 3.1 se presentan los valores de resistencia a compresión del hormigón obtenido de los ensayos de probetas cilíndricas, también se presenta el periodo de tiempo entre que se confeccionaron las probetas cilíndricas y el día de ensayo de las mismas. Se distingue cuales cilindros se utilizaron para cada muro, los cilindros desde el #1 hasta el #7 son los representativos de los ensayos de los muros MR1, MR2 y MR3, y los cilindros desde el #8 hasta el #10 son los asociados al ensayo del MR4. En la Figura 3.5 se ve el montaje del ensayo de compresión al cual se someten las probetas.



**Figura 3.5: Montaje ensayo de compresión cilindros**

**Tabla 3.1: Resistencia a compresión cilindros**

Probeta	#Cilindro	f'c [Mpa]	Periodo	f'c promedio [Mpa]
-	0	30.27	28 días	
MR1 MR2 MR3	1	43.47	130 días	39.44
	2	36.96	130 días	
	3	42.24	130 días	
	4	35.63	130 días	
	5	41.46	130 días	
	6	36.79	130 días	
	7	39.50	130 días	
MR4	8	41.39	190 días	39.8
	9	39.81	190 días	
	10	39.20	190 días	

### 3.3.2. Ensayo tracción acero A630-420H

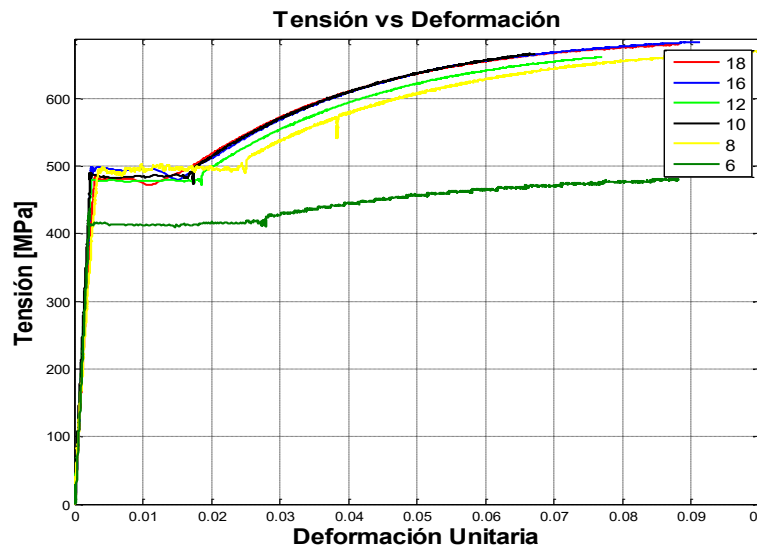
Para la realización de estos ensayos se utiliza una maquina universal que registra el valor de la fuerza de tracción que se induce sobre las barras. Por otro lado, para medir la deformación de la barra se utiliza un extensómetro y con esto se obtiene la curva de tensión-deformación del material. En la siguiente imagen se ve el montaje del ensayo de tracción.



**3.6: Montaje ensayo de tracción.**

El acero en general tiene propiedades bien estandarizadas, y debido a esto existe muy poca dispersión de los datos entre los 3 ensayos por cada diámetro, en la Figura 3.7 se presenta el gráfico de tensión-deformación de una barra por cada diámetro, y en el anexo A.5 se presentan todas las curvas. De estas curvas se obtienen los valores de deformación de fluencia y módulo de elasticidad del material.





**Figura 3.7: Gráfico tensión vs deformación de cada barra.**

La tensión de fluencia de las barras de acero de 8, 10, 12, 16 y 18 ronda los 480 Mpa, mientras que la barra de 6mm tiene una tensión de 415 Mpa, esto debido a que la barras de 6 mm de diámetro no son de calidad A630.

A continuación se presentan los valores de la fluencia de las barras de acero, de las deformaciones unitarias de fluencia, módulo de elasticidad del material y tensión última obtenido de los ensayos. Debido a que las barras de 6 mm de diámetro poseen una menor calidad de acero no se consideran en el promedio del módulo de elasticidad del material. Cabe mencionar que las tensiones ultimas ( $F_u$ ) se obtienen promediando los valores de cada curva.

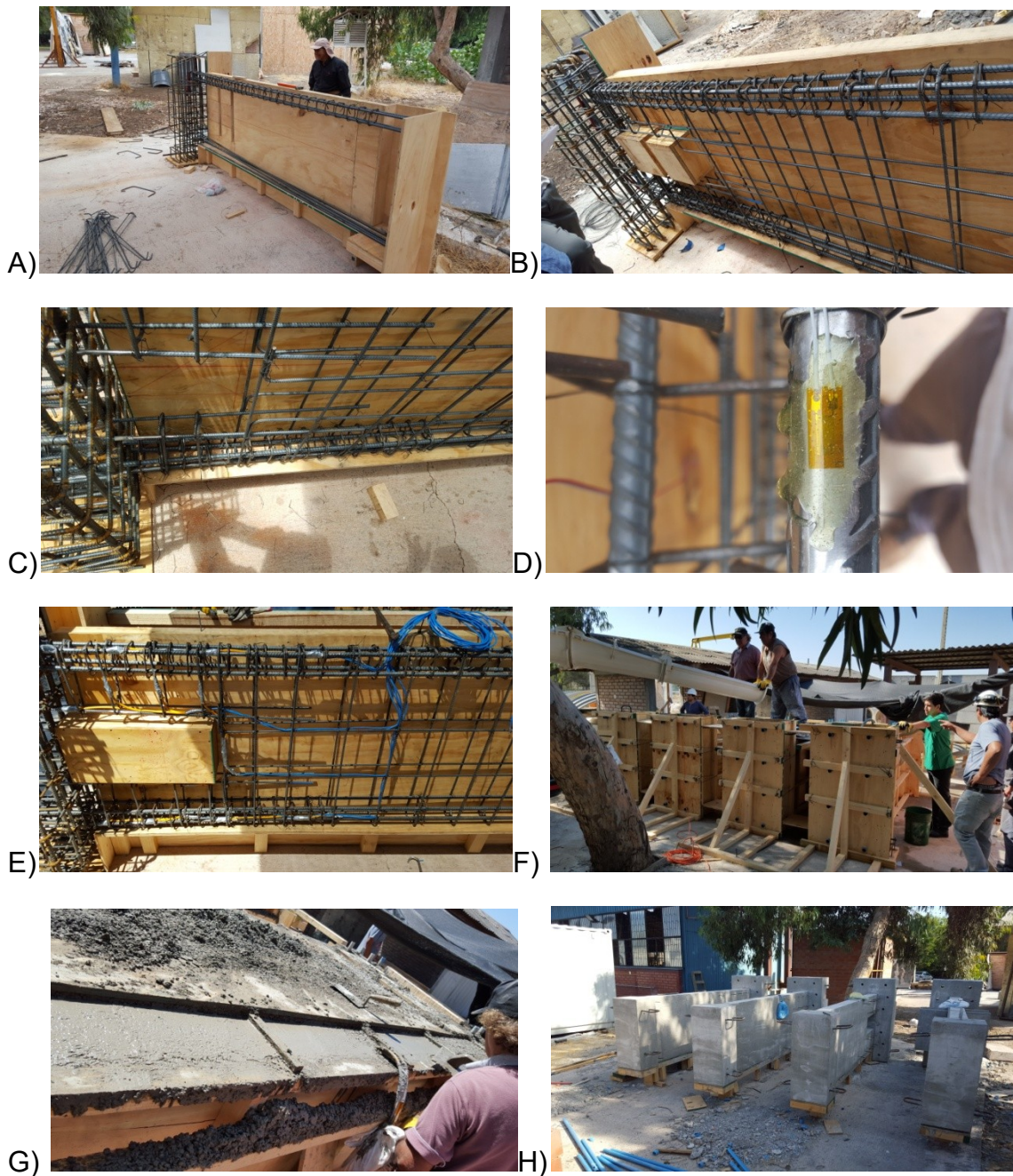
**Tabla 3.2: Tensiones promedio de fluencia por diámetro.**

Diámetro [mm]	Área [mm <sup>2</sup> ]	Fy [Mpa]	$\epsilon_y$	$E_{\text{promedio}}$ [Mpa]	Fu [Mpa]
6	28.3	413.7	0.0019	201769	486.0
8	50.3	484.2	0.0024		688.9
10	78.5	488.0	0.0023		698.8
12	113.1	477.7	0.0025		680.0
16	201.1	496.7	0.0024		697.5
18	254.5	478.3	0.0027		688.1

### **3.4. CONSTRUCCIÓN PROBETAS**

Para la confección de los muros de hormigón armado se procedió de la siguiente manera. Se dimensionan las planchas de madera que se utilizan como moldajes de la probeta, luego se demarca en el terreno cual será la ubicación de las probetas y se comienza a instalar los moldajes. Con los moldajes fijos, se procede a cortar y doblar las barras de refuerzo según planos. En primer lugar se fijan las armaduras de las fundaciones de la probeta, luego las armaduras longitudinales, las mallas horizontales y verticales para finalmente armar la enfierradura de la viga de transferencia. Una vez finalizado el montaje de las armaduras sobre los moldajes se procede a la instrumentación de las barras de refuerzo con strain gages (Detalle de instalación en sección 3.11). Finalmente se cierran los moldajes, y se da comienzo al proceso de hormigonado, para el cual se utilizan dos vibradores mecánicos.

A continuación se muestra una secuencia del proceso de construcción de las 4 probetas.



**Figura 3.8: Proceso constructivo cronológico de las probetas. A) Colocación de moldajes. B) Montaje armaduras MR4. C) Armaduras probeta MR2. D) instalación de strain gages. E) Cableado y armadura probeta MR3. F) Hormigonado. G) Fraguado. H) Retiro de moldajes.**

Respecto a las condiciones durante el fraguado del hormigón, se tuvo especial énfasis en que las probetas permanecieran a la sombra, cubiertas por un plástico y además eran humedecidas regularmente con agua.

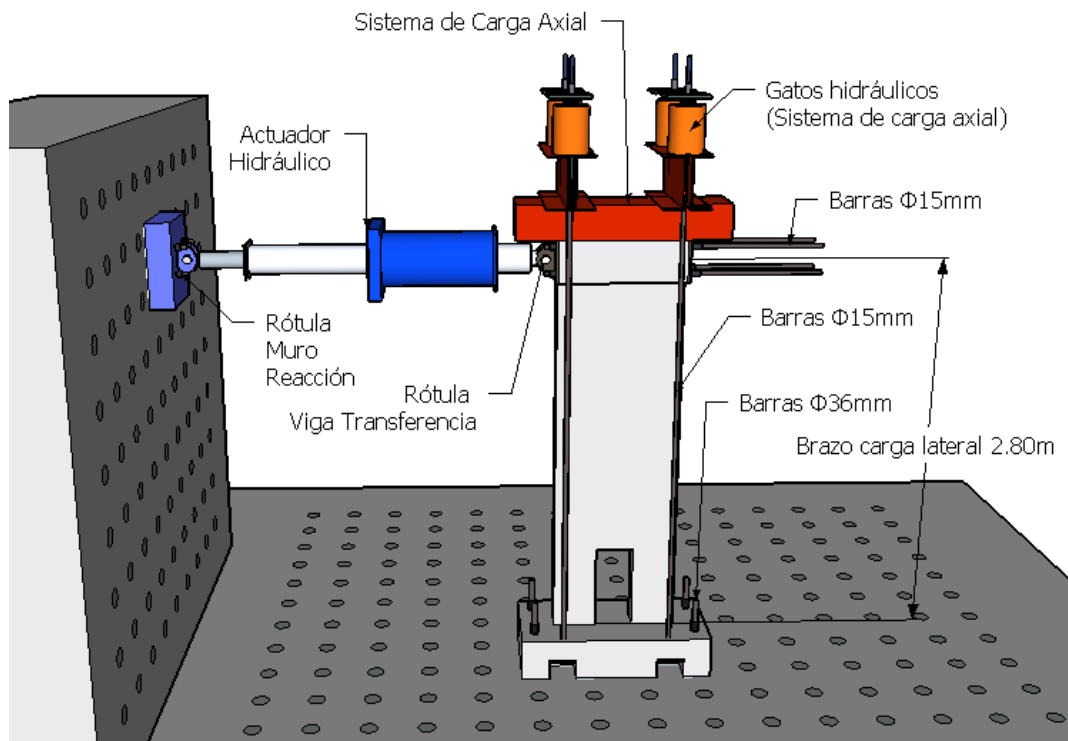
Una vez finalizada la confección de las probetas estas deben ser transportadas al laboratorio de ensayo ubicado en la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Chile para esto, como se puede apreciar en la Figura 3.8.H, se observan unos ganchos embebidos en el hormigón con los cuales se puede trasladar la probeta. Para el traslado de la misma se utilizan eslingas de seguridad las cuales se tensan de manera que la probeta este comprimida al momento de izarla mediante los ganchos antes mencionados. En la Figura 3.9 se muestra la probeta siendo transportada por una grúa.



**Figura 3.9: Transporte con eslingas de seguridad para probeta en compresión.**

### **3.5. MONTAJE DEL ENSAYO**

El ensayo consiste en someter cada probeta a una carga lateral y horizontal de carácter cíclica en la parte superior, a través de un actuador hidráulico bi-rotulado y anclado a un muro de reacción, este actuador es controlado por desplazamiento y utilizando una celda de carga éste permite obtener el valor de la carga utilizada para obtener dicho desplazamiento. Adicionalmente la probeta durante el ensayo se encuentra sometida a una carga de compresión axial constante que es proporcionada a través de 4 gatos hidráulicos montados en el sistema de carga axial. Para aplicar las cargas mencionadas a la probeta en cuestión, se debe anclar el muro a la losa del laboratorio, para esto se utiliza un sistema de tensado y anclaje por medio de barras de acero, coplas y placas. En las siguientes secciones se detalla el procedimiento utilizado para el anclaje de la probeta, montaje del sistema de carga axial, aplicación de carga lateral y restricción de deslizamientos fuera del plano de ensayo. En la Figura 3.10 se muestra un plano general del ensayo.



**Figura 3.10: Esquema general del ensayo.**



**Figura 3.11: Montaje experimental.**

### 3.6. PROTOCOLO DE ENSAYO PARA CARGA LATERAL

Como se menciona anteriormente el ensayo es de carácter cíclico y éste es controlado por el desplazamiento que registra un lvdt montado sobre la línea de acción del actuador hidráulico. Durante el ensayo, se lee el valor del desplazamiento desde el computador del sistema de adquisición y se controla el actuador de manera que se alcance el desplazamiento de techo requerido (medido por el lvdt mencionado). A continuación se presentan los niveles de deriva (drift) utilizados y el desplazamiento en el que se traducen.

**Tabla 3.3: desplazamiento de techo utilizado para ensayo**

Nivel deriva	Desplazamiento [mm]
0.001	2.8
0.002	5.6
0.003	8.4
0.004	11.2
0.006	16.8
0.009	25.2
0.0135	37.8
0.02	56
0.03	84
0.04	112

Para cada nivel de deriva o desplazamiento de techo se realizan 3 ciclos de carga y cada ciclo contempla un peak en cada dirección, durante los ensayos el desplazamiento de techo responde al siguiente gráfico.

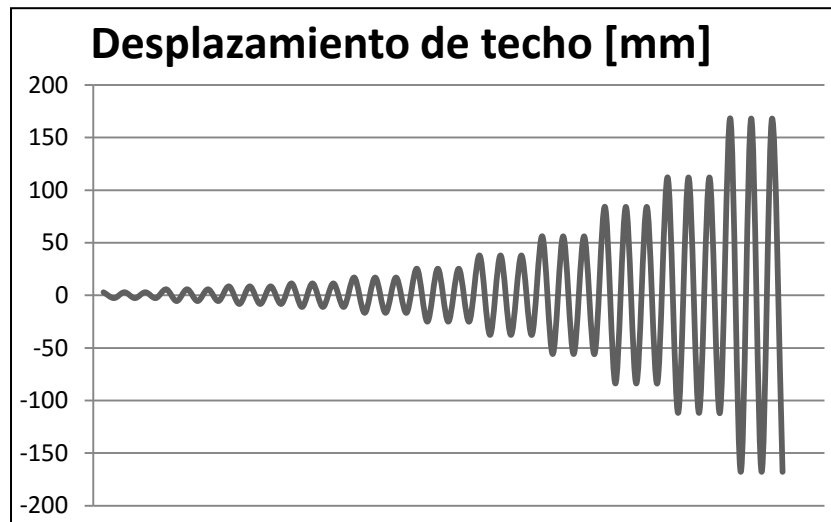


Figura 3.12: Protocolo de control por desplazamientos

### 3.7. POSTENSADO DE BARRAS

El primer elemento que se debe anclar es la fundación de la probeta a la losa del laboratorio. Esto se realiza mediante 4 barras de acero de 36 mm de diámetro, las cuales se pasan a través de la losa y de la perforación de la fundación de la probeta. La barra de acero se fija por debajo de la losa con una placa y una copla, y por sobre la fundación se instala el sistema mostrado en la siguiente Figura 3.13.

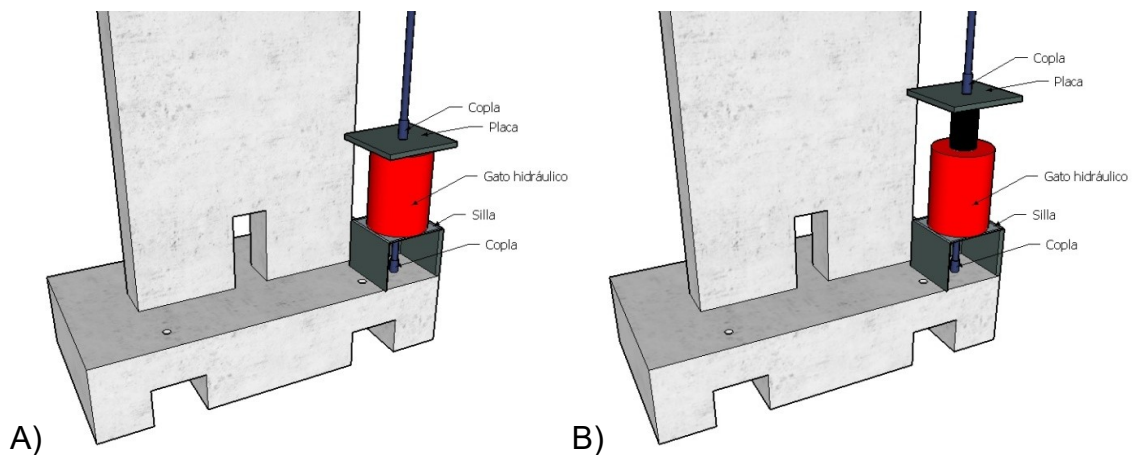
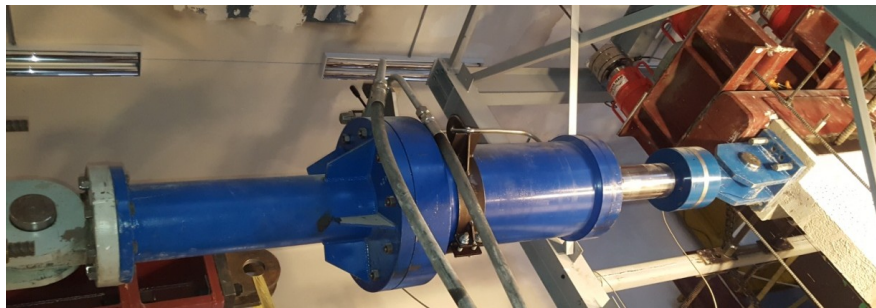


Figura 3.13: Sistema postensado de barras. A) Gato hidráulico retraído. B) Gato hidráulico traccionando la barra para fijar con 23 toneladas cada una.

El sistema consta de una silla de acero, un gato hidráulico, y una fijación con placa y copla en la parte superior de la barra. De esta manera, se aplica mediante el gato hidráulico una fuerza de 23 toneladas lo que produce una tracción de la barra de acero y mediante una llave se fija la copla que está dentro de la silla dejando la barra de acero con la tracción necesario para que la probeta no deslice y la rotación de la base sea mínima.

Una vez la probeta esta fija, se procede a postensar las rótulas en las cuales va ubicado el actuador. Estas rótulas se ubican en el muro de reacción y en la viga de transferencia y se postensan utilizando el mismo sistema descrito anteriormente. Se utilizan 4 barras de 15 mm de diámetro para postensar cada rótula y a cada barra se le aplican 10 toneladas de tracción. La ubicación de las rótulas y del actuador montado se puede ver en la Figura 3.14.



**Figura 3.14: Rótulas actuador**

Con el tensado de estas barras, se asegura que las rótulas no pierdan adherencia o contacto tanto con la viga de transferencia como con el muro de reacción al realizar los ciclos de carga del ensayo.



### 3.8. SISTEMA DE CARGA AXIAL

Para aplicar la carga axial se utiliza un sistema de perfiles de acero que se ubica sobre la viga de transferencia de la probeta, este sistema consta de una viga cajón de 250x400x20 mm y sobre ésta se ubican perfiles de 150x350x14 mm como se muestra en la Figura 3.15.



Figura 3.15: Sistema de vigas para carga axial.

Al sistema de vigas mencionado, llegan 4 barras de acero de 15 mm de diámetro que en el extremo opuesto están ancladas al pedestal por medio de placas y tuercas. Sobre los perfiles canal se ubica un gato hidráulico en cada barra y se fijan con placas y coplas en la parte superior. A través de los gatos hidráulicos se traccionan las barras de acero y esta compresión se transmite a la probeta por toda la superficie en contacto con el sistema de vigas. La compresión que se busca en el ensayo equivale al 10% de la capacidad a compresión del hormigón, que traducido a las cargas de tracción para las barras equivalen a 10 toneladas por cada una.

### 3.9. RESTRICCIÓN DESPLAZAMIENTOS FUERA DEL PLANO

El montaje de los ensayos contempla el uso de un marco de acero que se instala principalmente como sistema de seguridad. Sus funciones son el soporte de la probeta, del sistema de carga axial y equipos hidráulicos en caso que la falla de la probeta durante el ensayo lo amerite. Adicionalmente, en el mismo marco se instalan dos

puntales de 36 mm de diámetro por cada lado de la viga de transferencia y en la dirección transversal a la acción de la carga lateral, estos puntales deslizan sobre la viga de transferencia y de esta manera se restringe el movimiento fuera del plano de ensayo de las probetas, en la Figura 3.16 se muestran los puntales mencionados.



**Figura 3.16: Puntales para restricción de desplazamientos fuera del plano.**

### **3.10. INSTRUMENTACIÓN DE LAS PROBETAS**

Para registrar los datos se utilizan básicamente tres tipos de sistemas de adquisición, strain gages, lvdt's y fotogrametría. Los strain gages se instalan en las barras de refuerzo de las probetas (aproximadamente 15 por cada muro), y logran captar la deformación axial de la barra para posteriormente obtener la tensión a la que fue sometida. Los lvdt se instalan en una de las caras del muro utilizando unas barras con hilo embebidas en el hormigón para soportarlos, con estos dispositivos se logra captar las deformaciones diferenciales que posee un extremo del muro respecto a otro, pudiendo diferenciarse entre deformaciones de flexión y de corte. Finalmente en la otra cara del muro, se pinta una grilla con puntos aleatorios de color negro y a través de dos cámaras fotográficas que enfocan el muro de manera global y también localizada (zona crítica en la abertura) se registran fotografías cada cierto intervalo de tiempo, con éstas fotos se mide la diferencia de pixeles utilizando puntos de referencia, así se validan los

datos obtenidos por los lvdt en cuanto a rotación, desplazamiento y deformación del muro durante el ensayo.

A continuación se describen los dispositivos mencionados anteriormente, además de su proceso de instalación, cantidad y ubicación de los mismos en las probetas.

### **3.11. STRAIN GAGES**

Los strain gages son sensores de deformación capaces de captar pequeñas deformaciones en la zona donde se instalan. Estos dispositivos poseen un conductor eléctrico que al deformarse aumenta o disminuye proporcionalmente su resistencia. Así, por medio de la utilización del *Gauge Factor* (GF), se pondera la resistencia y se obtiene la deformación axial que sufre el elemento donde está ubicado el sensor.

Teniendo la deformación axial de la barra de refuerzo ( $\epsilon$ ), y utilizando las curvas de tensión-deformación elaboradas en la sección 3.3 se obtiene el esfuerzo que solicita la barra.

De esta manera se comparan las tensiones del modelo puntal-tensor con resultados experimentales, y se tiene noción del grado de cercanía entre el modelo teórico y el experimental. Esta comparación se realiza en el capítulo V: Modelo Puntal-tensor.

#### **3.11.1. Instalación strain gages**

Los errores de medición en estos dispositivos, en su gran mayoría se deben a un montaje defectuoso, por lo que es indispensable su correcta instalación. A continuación se presenta la metodología utilizada.

##### **1. Superficie.**

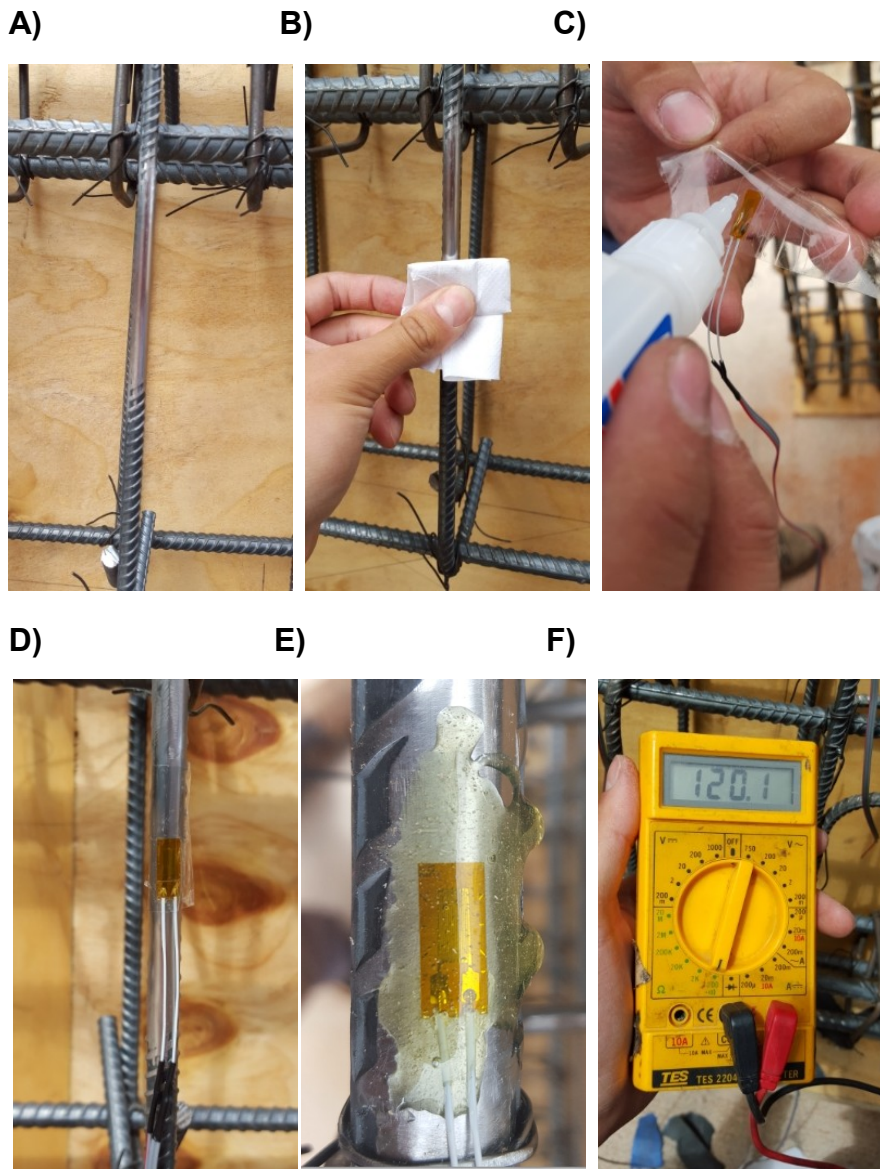
- i. Eliminar grasas y aceites presentes en la superficie de la barra, utilizando alcohol.
- ii. Pulido de la zona de la barra donde se instala el strain gauge, removiendo todo tipo de agente externo.

- iii. Marcar la zona donde se desea instalar el strain gauge con un marcador, considerando la adecuada alineación de éste.
- iv. Repetir paso i.

## 2. Instalación strain gauge.

- i. Limpiar todas las superficies que pudiesen entrar en contacto con el strain gauge, incluyendo manos.
- ii. Mediante el uso de pinzas, sujetar el strain gauge y ubicarlo sobre una superficie limpia con la cara hacia abajo.
- iii. Con un trozo de cinta adhesiva se agarra el strain gauge y se ubica en las marcas hechas previamente.
- iv. Una vez colocado con la cinta adhesiva, se levanta ésta desde un extremo y se aplica el adhesivo entre el strain gauge y la superficie de la barra, asegurándose de una completa adherencia y luego volver a pegar la cinta adhesiva. Presionar de forma uniforme por al menos un minuto.
- v. Luego que el adhesivo haya actuado (aproximadamente 2 minutos) se debe retirar la cinta adhesiva y el strain gauge queda instalado.
- vi. Una vez instalado se debe corroborar que el strain gauge esté funcionando, para esto se utiliza un multímetro y se mide la resistencia que hay en los terminales del strain gauge, este debe marcar un número fijo en torno a los 120 ohm.
- vii. Luego, se aplica un pegamento de secado rápido sobre el strain gauge que sirve como protección para el elemento.
- viii. Por último se aplica silicona sobre el pegamento de secado rápido para mayor protección del strain gauge, ya que durante el proceso de hormigonado es posible que sufra daños si no se encuentra bien protegido.

En la Figura 3.17 se ve en orden cronológico el proceso de instalación de los terminales.



**Figura 3.17: A) Proceso instalación Strain Gages. B) Pulido de la barra. C) Limpieza de superficie. D) Aplicación pegamento y secado. E) Aplicación de pegamento para refuerzo y protección. F) Prueba de funcionamiento del sensor.**

Cuando finaliza la secuencia anterior, se procede a soldar el cable del strain gage a un cable de extensión, por cada cable (color azul según la Figura 3.18) se conectan 2 strain gages, y se adosan a las barras de refuerzo formando una red de cables que salen de la probeta por uno de los costados. En la siguiente imagen se muestra el cableado final de las probetas instantes antes de hormigonar.



Figura 3.18: Cableado probetas: A) probeta MR2. B) Probeta MR3.

### 3.11.2. Ubicación Strain gages

Los strain gages se ubican en las armaduras horizontales, teniendo especial énfasis en la zona de la discontinuidad, adicionalmente, se ubican en las barras de refuerzo longitudinal (armadura de borde), para medir las compresiones y tracciones en las barras según sea la dirección de la carga de ensayo. Adicionalmente, se ubicaron strain gages en la losa y en el refuerzo de losa de la probeta MR4, el detalle de su ubicación se presenta en el anexo.

A continuación se muestra un esquema de la posición en que se instalaron los strain gages.

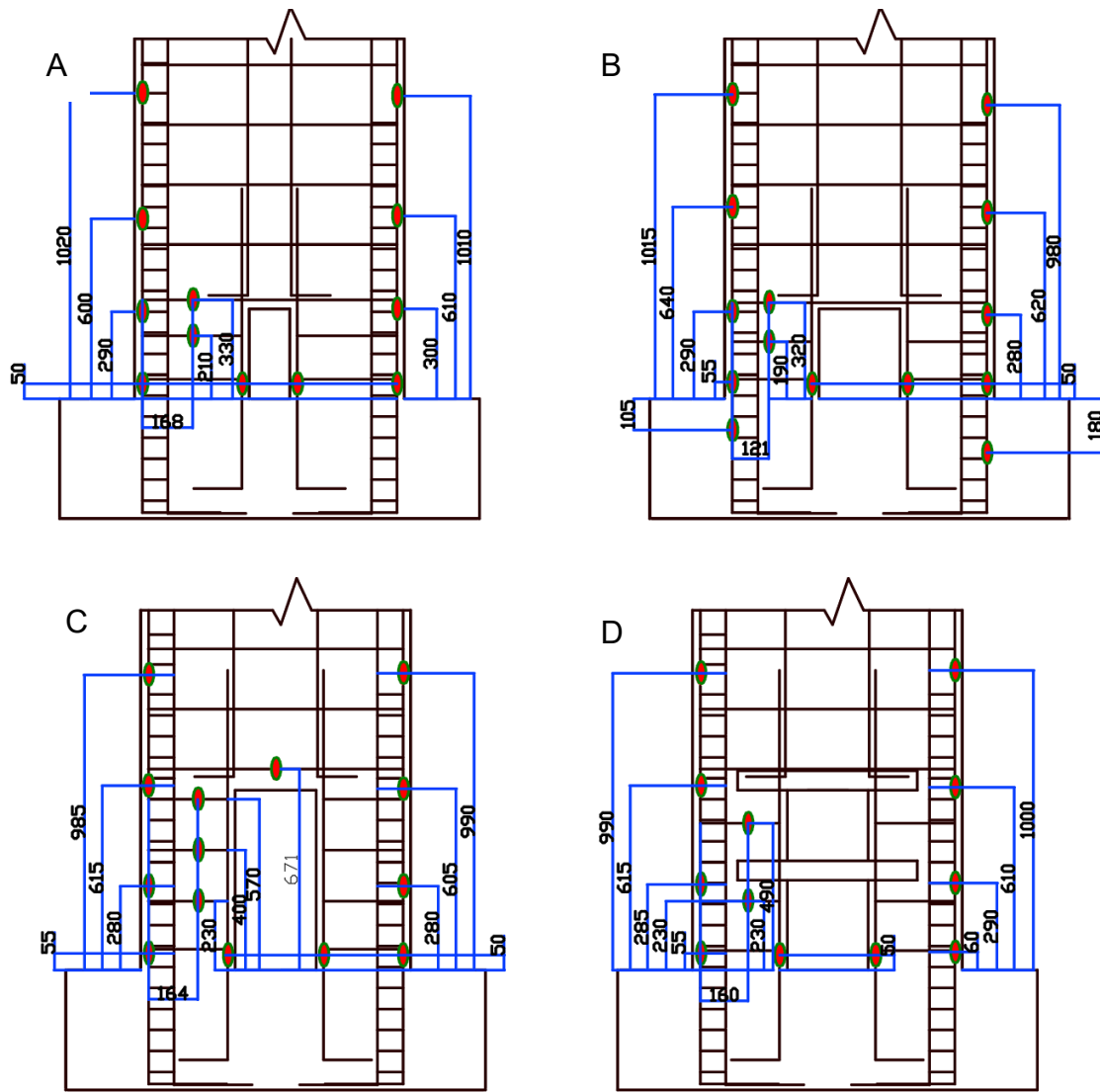


Figura 3.19: Ubicación strain gages, probetas A) MR1, B) MR2,C) MR3, D) MR4.

### 3.12. LVDT

Un lvdt (transductor diferencial de variación lineal), es un sensor de desplazamientos el cual basa su funcionamiento en el recorrido o movimiento de un núcleo que desliza dentro del cuerpo cilíndrico del lvdt. Este núcleo móvil induce una variación en el campo magnético del cuerpo del lvdt, y entrega una relación entre la inducción y la distancia que recorre el núcleo, así se obtiene el desplazamiento que hay entre dos puntos.

Para la instrumentación de las probetas se utilizan dos configuraciones de estos sensores, una para registrar las deformaciones de corte y la otra para deformaciones por esfuerzos de flexión. Los lvdt se instalan en soportes de madera, que a su vez están soportados por barras con hilo embebidas en el hormigón. En la Figura 3.20 se muestra el lvdt en el soporte de madera e instalado en el muro.



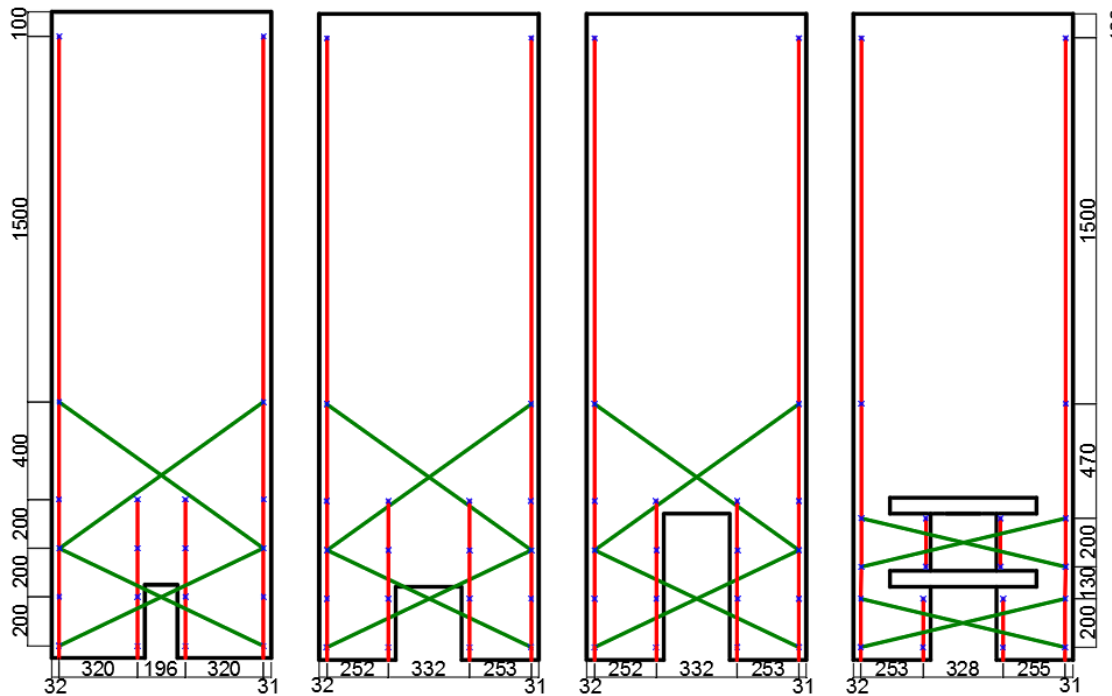
**Figura 3.20: Soporte para LVDT de flexión.**

### **3.12.1. Ubicación LVDT**

Para determinar la ubicación de los sensores, se tuvo en cuenta la ubicación de los mismos en los ensayos previos realizados por Díaz (2016) y Manríquez (2016). Los lvdt se ubicaron de forma que sean comparables con la probeta base sin discontinuidades, y poder así cuantificar el efecto de la discontinuidad en el elemento.

Como se menciona anteriormente hay una distinción entre las configuraciones de los lvdt, se tiene una configuración en forma de “x” que busca rescatar las deformaciones debido a los esfuerzos de corte y una configuración lineal y vertical de la cual se obtienen los desplazamientos de las secciones del muro debido a esfuerzos flexurales. En la Figura 3.21 se muestra de forma esquemática la ubicación de los lvdt de cada muro.





**Figura 3.21: Esquema ubicación lvdt en probetas MR1, MR2 y MR3 respectivamente.**

Cada línea de color rojo (entre dos puntos azules) representa la distancia que mide el lvdt respectivo, análogamente, las líneas verdes representan las distancias que miden los lvdt de corte.

Adicionalmente a los lvdt instalados en una cara del muro, se ubican lvdt en la fundación de la probeta, midiendo la rotación y el deslizamiento que se produce durante el ensayo para posteriormente corregir los desplazamientos de techo.

### 3.13. FOTOGRAMETRÍA

El tercer sistema para adquirir los datos asociados al ensayo se trata de la fotogrametría, para esto, se procede a pintar una de las caras del muro (la cara contraria a la que tiene instalados los LVDT) con puntos de distintos tamaños y ordenados de manera aleatoria, es decir que no sigan ningún patrón o guía para el pintado. En la Figura 3.22 se muestran los muros pintados con el patrón de puntos aleatorios.



**Figura 3.22: Pintado de muros para fotogrametría MR1, MR3 y MR4.**

Para la toma de fotografías se utilizan dos cámaras, tal como se muestra en la figura anterior, una de ellas captura fotografías del muro en forma general y la otra de manera localizada con énfasis en la zona de la abertura.

Las cámaras se configuran para realizar disparos cada 5 segundos durante todo el ensayo, por lo que se dispone de fotografías continuas de todo el movimiento del muro. El posterior análisis de las fotografías por medios computacionales escapa del contenido de la presente memoria de título.

## 4. CAPÍTULO IV: RESULTADOS

En el presente capítulo, se enuncian algunos resultados de interés y de carácter comparativo entre los 4 ensayos (probetas MR1, MR2, MR3 y MR4), se presentan imágenes de las probetas ensayadas, niveles de carga alcanzada, gráficos de carga-desplazamiento, descripción de los patrones de agrietamiento, mediciones registradas por los strain gages en las barras de refuerzo y una discusión de los resultados. En el anexo A.4, se presentan adicionalmente imágenes de las probetas ensayadas.

### 4.1. CARGA-DESPLAZAMIENTO

En esta sección se presentan los gráficos de carga-desplazamiento durante los ensayos. Como es de esperar, el tamaño de la abertura afecta directamente en la respuesta de las probetas, dependiendo del largo o alto de las aberturas se obtiene una respuesta distinta y por su puesto todas con una capacidad de deformación menor a la probeta base W1 [10]. En general los 4 muros alcanzan niveles de fuerza similar en torno a las 20 tonf.

Los niveles de deriva teóricos propuestos en el protocolo de ensayo sufren pequeñas variaciones debido al desplazamiento de la fundación o bien por rotación de la base. En la Figura 4.1 se muestran las curvas de histéresis corregidas por estos valores. Y en la Figura 4.2 se presenta la curva de histéresis de la probeta base W1 [10].

En la Figura 4.1.A, Se muestra la curva de la probeta MR1 (abertura de 135x300 mm) que muestra una respuesta estable en términos de carga hasta el último ciclo del 4% del desplazamiento de techo. Sobre este valor, cuando la probeta se solicita intentando alcanzar el 6% del nivel de deriva ocurre la falla. Para realizar una comparación entre las respuestas de las 4 probetas, se procede a comparar el nivel de deriva en el instante en que la carga lateral sufre una degradación de aproximadamente un 20%, de esta manera, el valor de deriva corregido alcanzado por la probeta MR1 cuando la carga degrada es cercano al 3.7%. También se puede ver que la rigidez es simétrica en ambas direcciones de ensayo. De esta forma, al comparar con la probeta W1 [10] (Figura 4.2) se puede ver que la respuesta del muro con la abertura más pequeña es similar al muro base sin aberturas. En la Figura 4.1.B, se muestra la curva de la probeta MR2 (abertura de 270x300 mm), la carga y la rigidez son simétricas en ambas direcciones de ensayo. Para esta probeta, la degradación de la carga lateral ocurre cuando se carga en el primer ciclo en dirección positiva del 3% de nivel de deriva y el desplazamiento de techo corregido llega al 2.7%, de esta forma se ve una notoria

baja en la capacidad de deformación respecto de la probeta MR1. En la Figura 4.1.C se muestra la curva asociada a la probeta MR3 (abertura de 270x600 mm), la rigidez y carga lateral se ven simétricas al igual que en la probeta MR2, en este caso la degradación de la carga lateral ocurre al segundo ciclo en dirección negativa del 3% de deriva y su nivel de deriva corregido es similar al de la probeta MR2, alcanzando un 2.6%. En la Figura 4.1.D se muestra la curva de la probeta MR4 (abertura idéntica a MR3 con dos losas) la rigidez y carga lateral se ve simétrica en ambas direcciones de ensayo, no obstante se aprecia claramente el efecto de las losas, aumentando considerablemente la capacidad de deformación que tiene la probeta respecto a la misma abertura sin losas (MR3). En esta probeta se produce una falla más frágil que en las anteriores, y esta ocurre al tratar de alcanzar el 4% de nivel de deriva, el nivel de deriva corregido es cercano al 3.2%.

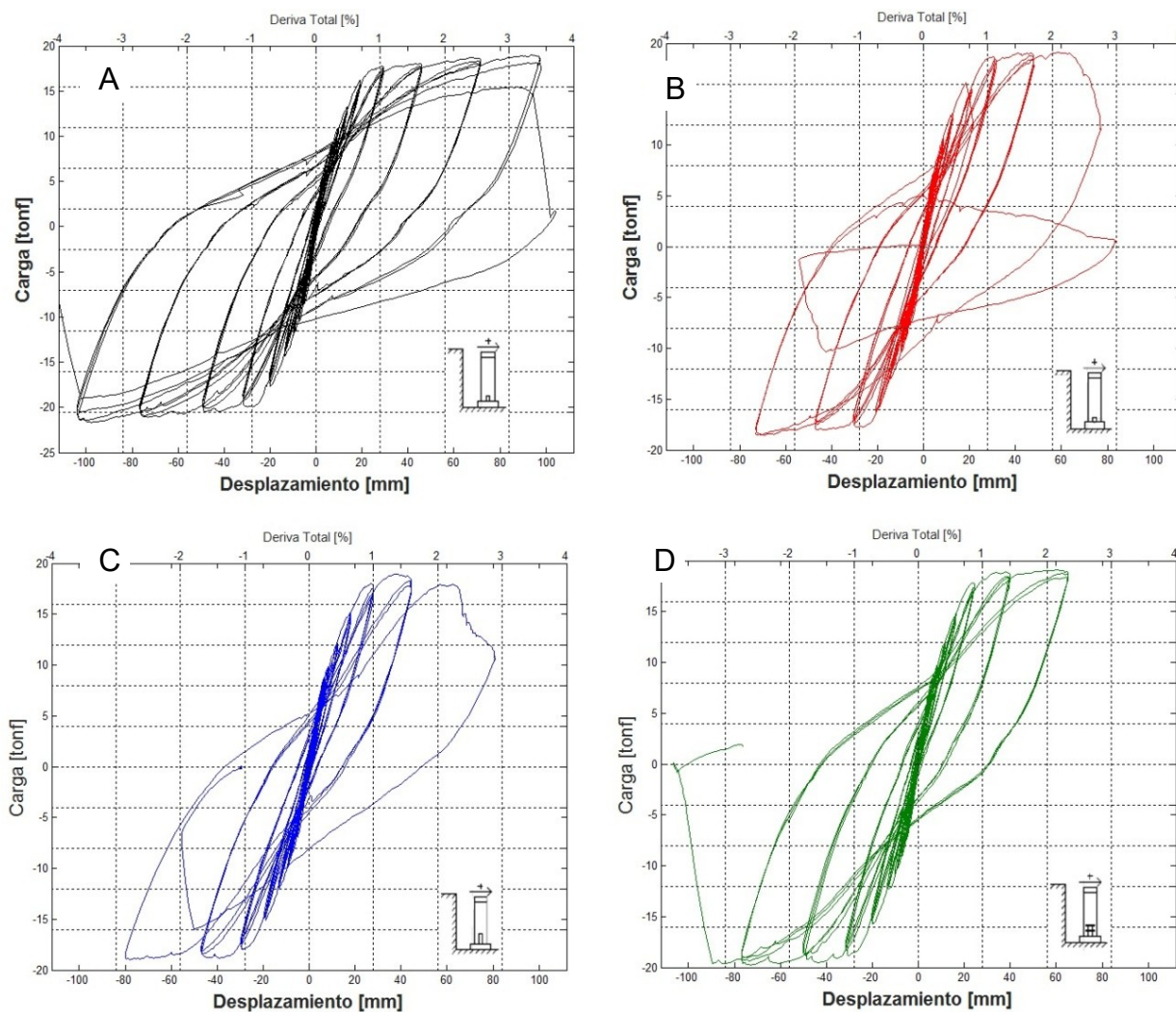
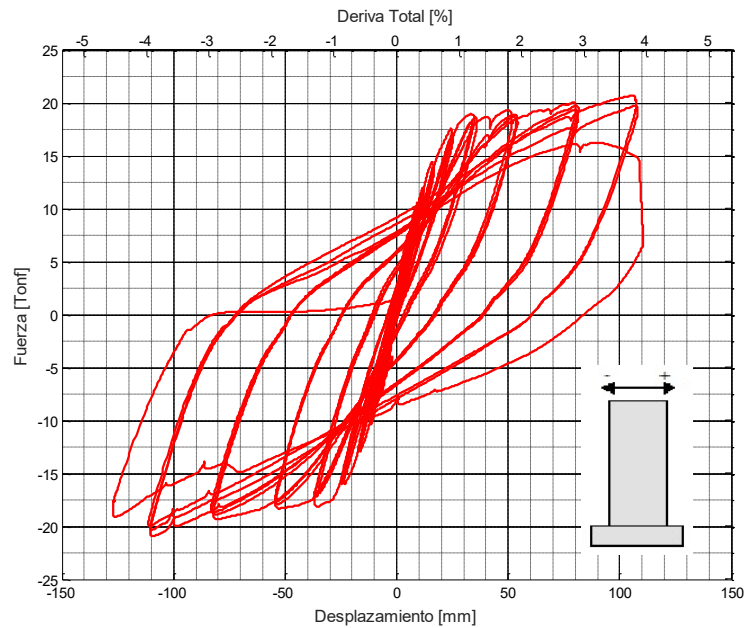


Figura 4.1: Carga-desplazamiento A) MR1. B) MR2. C) MR3. D) MR4.



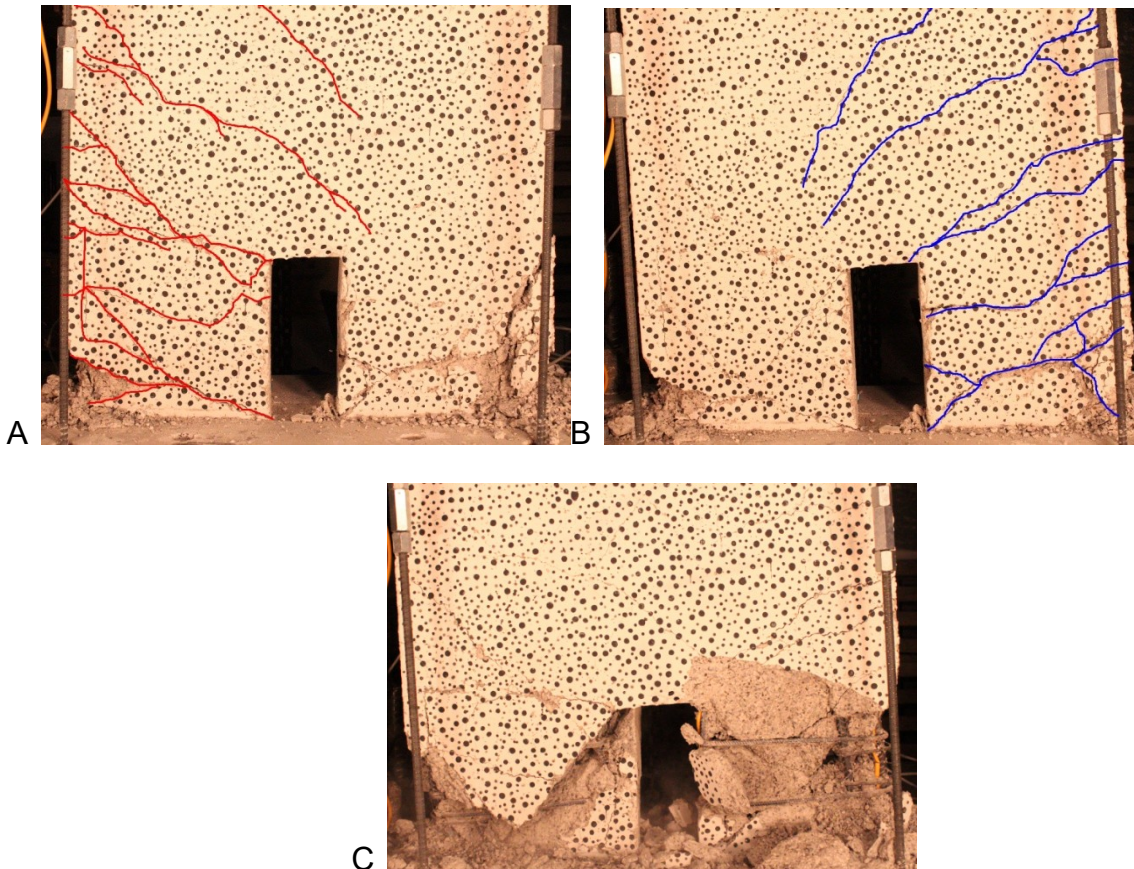
**Figura 4.2: Probeta W1 [10], sin aberturas.**

## 4.2. DAÑO EN PROBETAS

Para los primeros niveles de deriva utilizados en el ensayo, vale decir 0.1, 0.2, 0.3 y 0.4% las grietas presentes en la probeta son muy finas o bien no existen. Las grietas comienzan a hacerse visibles para un desplazamiento de techo del 0.6% aproximadamente.

En la probeta MR1, las primeras grietas considerables aparecen en el 0.9% del desplazamiento de techo, siendo estas muy simétricas en ambas direcciones de ensayo y se ubican partiendo desde los extremos de la abertura y van inclinadas en un ángulo muy pequeño casi horizontales hasta el borde del muro. Para el 1.35% del desplazamiento de techo, las grietas mencionadas anteriormente aumentan su grosor considerablemente, aparecen grietas de flexión pequeñas en la zona de la abertura y además comienzan a ser visibles las grietas de corte en la parte sobre la abertura. Luego para el 2%, las grietas de corte y flexión son más gruesas y penetran todo el espesor del muro. Al segundo ciclo del 3% hay pérdida del recubrimiento en la zona de compresión de borde y al tercer ciclo del 4% en la misma dirección donde se produjo la pérdida de recubrimiento se produce la falla de compresión en el borde del muro acompañada del pandeo local de las barras longitudinales de borde y las de la abertura. Finalmente el estado de la probeta con sus grietas para el 3% del desplazamiento de techo se muestra en la Figura 4.3.

Para la probeta MR1 (Figura 4.3 A y B) se observan grietas de flexión horizontales en la columna traccionada y estas aparecen hasta una altura similar a la de la discontinuidad (300 mm), sobre esta altura se ven menos grietas e flexión y comienzan a aparecer las grietas diagonales de corte que van desde el borde de la abertura hasta el borde del muro, las cuales no se ven de manera clara en la zona bajo la abertura.

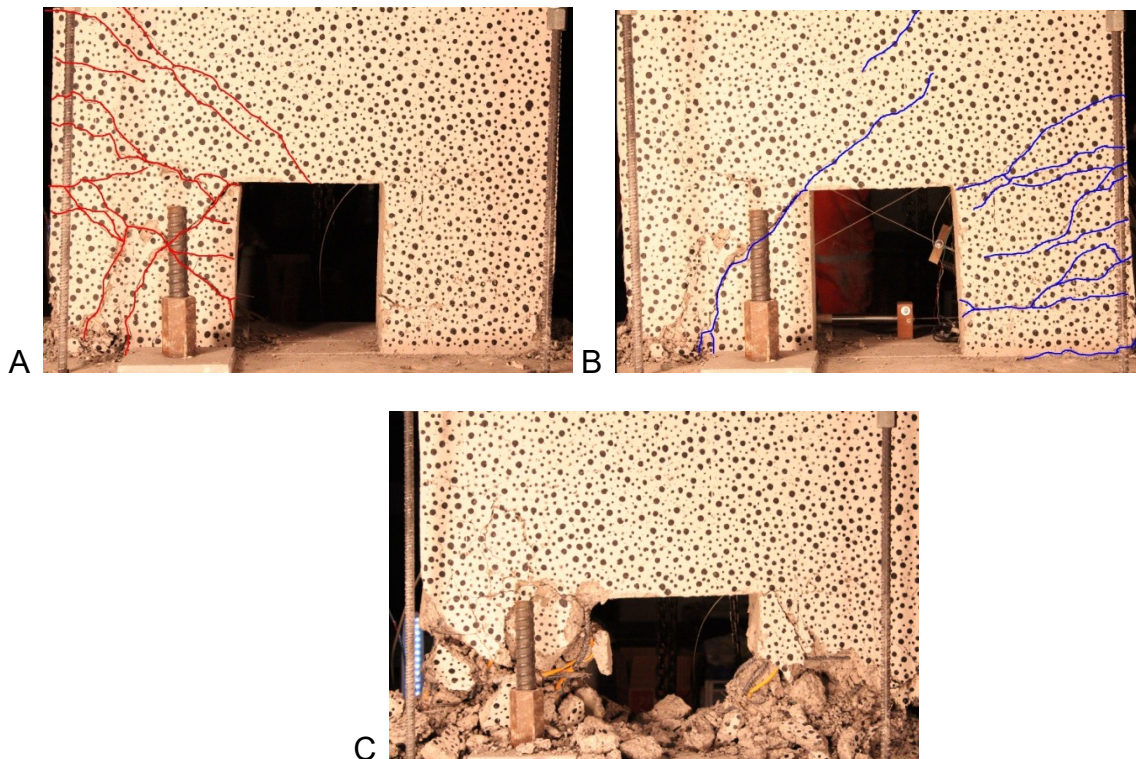


**Figura 4.3: A) Grietas MR1 al 3% dirección positiva. B) Grietas MR1 al 3% dirección negativa. C) Estado final de la probeta.**

Para la probeta MR2, el comportamiento es similar a la probeta MR1 para desplazamientos de techo menores al 1.35%, desde ahí en adelante, las grietas son diagonales en una dirección y horizontales en la otra. Sobre la abertura al 1.35% aparecen grietas de corte, para esta probeta, las grietas se ven menos simétricas que para el resto de los ensayos. Al primer ciclo en dirección negativa del 3% se produce el desprendimiento del hormigón en el borde en compresión y la falla ocurre al segundo ciclo en dirección negativa del 3% donde se pierde el recubrimiento interno de la

abertura y se produce el pandeo local de las barras, tanto de borde como las de la abertura. El estado de la probeta al se muestra en la Figura 4.4.

El patrón de grietas para la probeta MR2 (Figura 4.4), se ve menos simétrico que para la probeta MR1. Se ven grietas de flexión horizontales en la columna traccionada, pero solo en una dirección de carga (grietas azules). En la dirección contraria de carga (grietas rojas), se mezclan grietas de corte y flexión. También se puede apreciar que el daño se concentra básicamente en una altura de 300 mm desde la base, no obstante, hay grietas en la probeta hasta una altura aproximada de 1 m al igual que la probeta MR1.

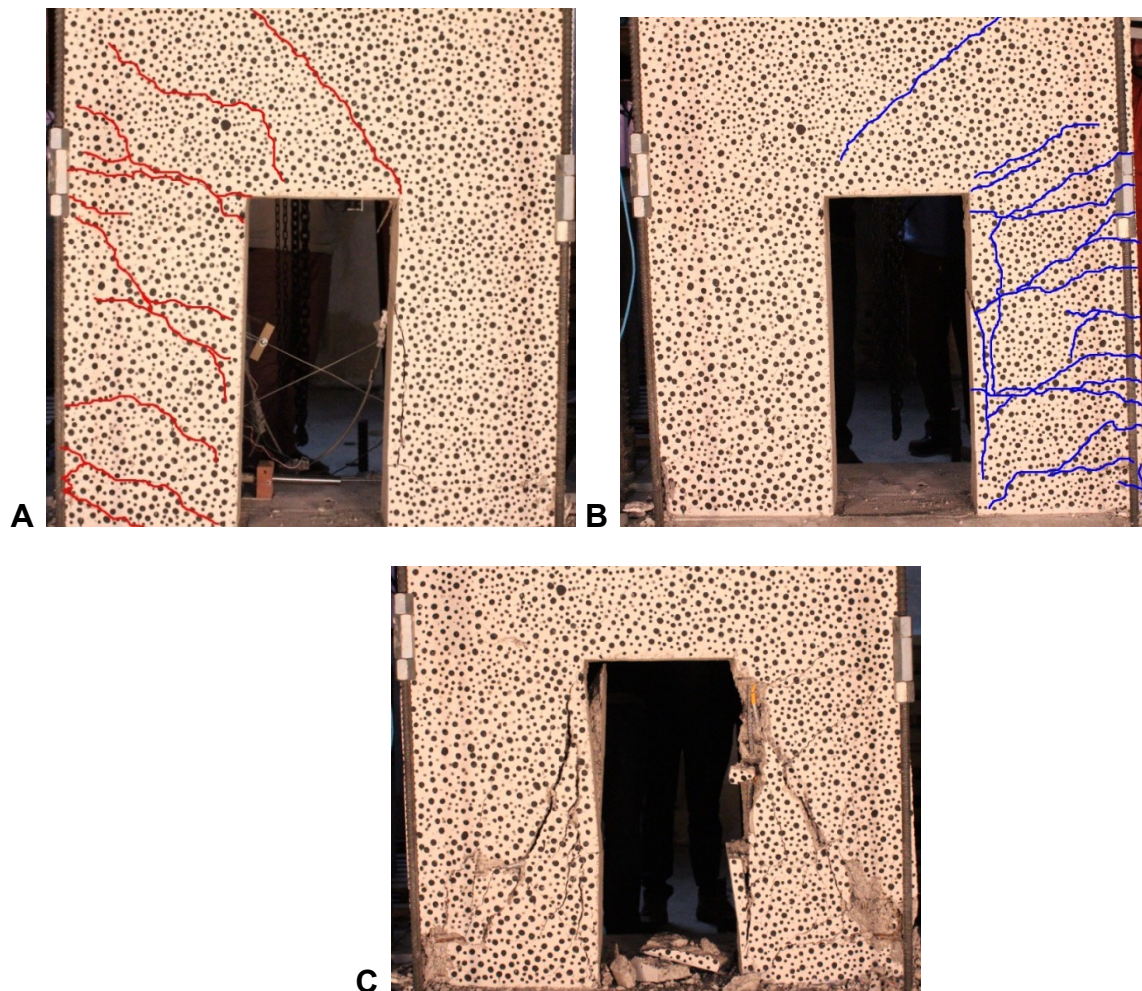


**Figura 4.4: A) Grietas MR2 al 2% de deriva dirección negativa. B) Grietas MR2 al 2% de deriva dirección positiva. C) Estado final de la probeta.**

Respecto a la probeta MR3, al 0.4% del desplazamiento de techo, se comienza a ver una grieta pequeña que va desde el borde superior de la abertura hasta el borde del muro en ambas direcciones de ensayo y al 0.6% del desplazamiento de techo, básicamente se mantiene la misma grieta y comienzan a aparecer grietas de flexión muy leves. Para el 1.35% del desplazamiento de techo, las grietas ya tienen un grosor considerable, apareciendo por ambas caras del muro y las grietas de flexión son visibles. Durante el primer ciclo del 3% en la dirección negativa se produce la pérdida

del recubrimiento y el pandeo de las barras longitudinales, además de la presencia notoria de una grieta diagonal que va desde el borde de la abertura hacia abajo y hasta el borde del muro. En la dirección contraria al segundo ciclo del 3% se produce la misma grieta diagonal y el pandeo local de las barras de borde de la probeta y de la abertura. El estado de la probeta se muestra en la Figura 4.5.

Las grietas en la probeta MR3 (Figura 4.5 A y B) se ven más simétricas y también se puede observar que el daño se concentra en la zona de la abertura al igual que los ensayos anteriores, donde las grietas de flexión aparecen hasta la altura de la abertura y luego se ve grietas de corte que parten desde los bordes de la abertura y las cuales marcan el ángulo en el cual falla la columna en compresión en el siguiente ciclo de carga

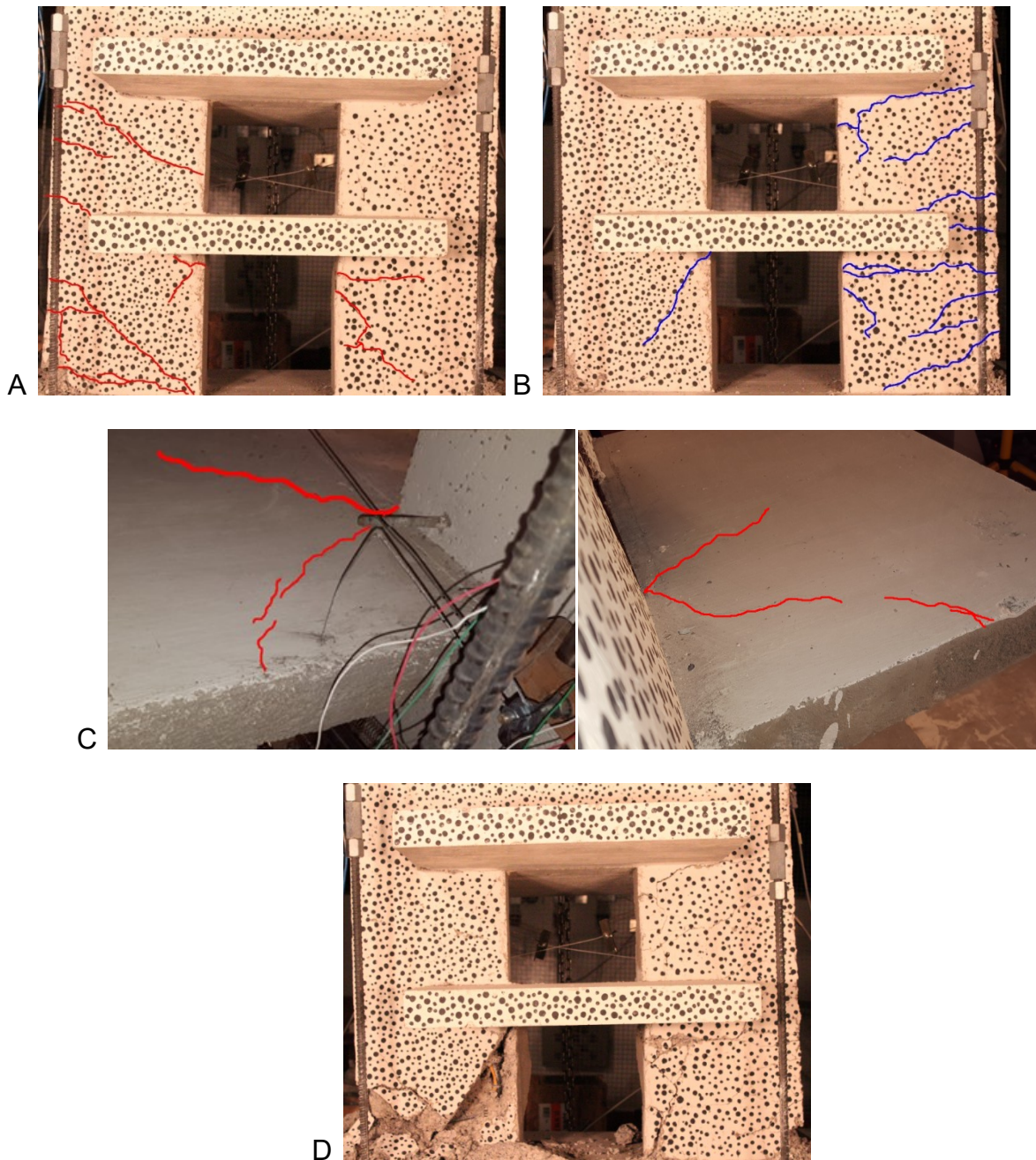


**Figura 4.5: A) Grietas MR3 al 2% de deriva dirección positiva. B) Grietas MR3 al 2% de deriva dirección negativa. C) Estado final de la probeta.**



En la probeta MR4, al 0.6% del desplazamiento de techo, básicamente no se ven grietas. Para el 0.9% comienzan a ser visibles grietas inclinadas en la zona bajo la losa inferior. Para el 1.35%, las grietas aumentan su grosor y ya son visibles en la parte del muro comprendida entre las dos losas. Al primer ciclo en dirección negativa del 2% del desplazamiento de techo, aparecen grietas de flexión horizontal en la parte baja del muro y también cercanas a la losa inferior, además de producirse el desprendimiento del hormigón. Para el segundo ciclo del 2% en la dirección negativa aparecen las grietas en la losa inferior de la probeta, las cuales atraviesan el muro como se muestra en la Figura 4.6.C. Al segundo ciclo del 3% en la dirección negativa, se produce una falla de corte similar a la que se produce en la probeta MR2 acompañada del pandeo local de las barras longitudinales. El estado de la probeta se muestra en la Figura 4.6.

Las grietas más grandes en la probeta MR4 se localizan bajo la losa inferior es decir a una altura de 300 mm desde la base, en esta zona también se pueden ver grietas de corte diagonales que van desde la interfaz de la losa y el borde de la abertura hasta la zona baja de la probeta en la columna que recibe la compresión, también se evidencia que las grietas de la columna en tracción logran pasar a la columna opuesta. Al comparar las probetas MR3 y MR4 se puede ver el efecto de la losa, que al restringir los desplazamientos de ambas columnas resulta en que el daño se concentra en la parte baja del muro, así mismo, la falla de la probeta se localiza bajo la losa inferior.



**Figura 4.6: A)Grietas MR4 al 2% de deriva dirección positiva. B) Grietas MR4 al 2% de deriva dirección negativa. C) Grietas en la losa inferior (ambas direcciones). D) Estado final de la probeta.**

Finalmente, los cuatro ensayos muestran que el daño se concentra principalmente en la zona de la abertura como es de esperar, ya que ésta es la sección crítica del elemento en cuanto al flujo de tensiones, las probetas MR1, MR2 y MR3 el daño logra penetrar hasta una altura similar al largo de la probeta (0.9 m) y sobre esta altura no hay evidencia de daño considerable en el muro. Al comparar los modos de falla, grietas y capacidades de las probetas MR3 y MR4 se puede desprender que la

losa es un factor muy influyente en cuanto a capacidades de deformación, como se describe en la Figura 4.1 la capacidad de deformación de la probeta MR3 es de 2.6% versus una capacidad de 3.2% del nivel de deriva, más aun el modo de falla que presenta la probeta MR4 se asimila más al de la probeta MR2, con una grieta diagonal de corte en la zona de compresión.

### 3.1. STRAIN GAGES

En esta sección se muestran los gráficos de deformaciones unitarias registrados por los strain gages ubicados en las armaduras de refuerzo para la probeta MR3 que es la que se modela utilizando el puntal-tensor, y los valores de interés para los modelos se presentan en el capítulo siguiente. En el anexo A.3 se presentan las curvas de las demás probetas.

Si la deformación ( $\epsilon$ ) tiene un valor positivo, se traduce en que el strain gage está en tracción y si el valor es negativo strain gage está registrando compresiones en la barra de refuerzo. Para la probeta MR3, las deformaciones de fluencia se alcanzaron básicamente en las armaduras longitudinales en tracción para los niveles de deriva más grandes, vale decir 2% y 3% mientras que en las armaduras de refuerzo horizontal las deformaciones llegan aproximadamente a la mitad de la deformación de fluencia para los mismos niveles de deriva. En la Figura 4.7 se muestra el número de identificación del strain gage.

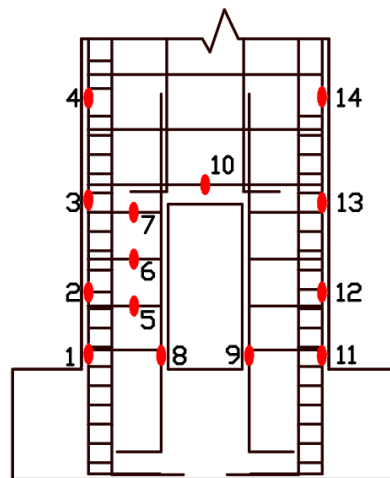
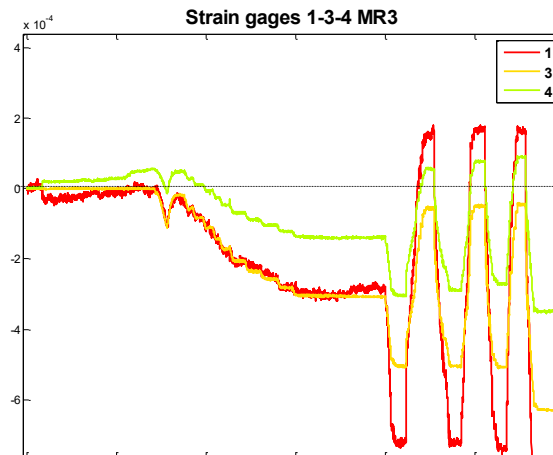


Figura 4.7: Numeración strain gages MR3.

Como se puede ver en la Figura 4.8, los strain gages oscilan en torno al cero y se comprimen o traccionan dependiendo de la dirección de la carga lateral del ensayo,

se puede observar que las curvas no son simétricas respecto al cero, esto se debe a que al aplicar la carga axial al inicio del ensayo, las deformaciones registradas se salen del equilibrio ( $\epsilon=0$ ) y tienen una tendencia a comprimirse ( $\epsilon<0$ ), ver siguiente figura. Por lo que al inicio del ensayo se ven deformaciones negativas pero los valores son relativamente pequeños en comparación a las deformaciones que se registran durante el ensayo. Además las barras cuando el hormigón no está fisurado no trabajan a su total capacidad, por lo que las deformaciones a tracción en los primeros ciclos de carga son pequeñas y sobrepasan el 0 pero con valores bajos.



**Figura 4.8: Efecto de la carga axial comprimiendo las barras.**

Al ver las curvas de los strain gages en detalle se aprecia como las tracciones y compresiones solicitan las barras dependiendo de la dirección de ensayo.

Para el primer peak de cada ciclo (es decir la dirección negativa de ensayo), los strain gages 1, 2, 3 y 4 (Figura 4.9 A) se comprimen mientras que los strain gages 9, 10, 11 y 12 (Figura 4.9 B) se traccionan. Los strain gages 5, 6 y 7 (Figura 4.9 C) muestran una deformación cercana al cero, lo que indica que no están siendo solicitados. Finalmente, los strain gages 8 y 9 (Figura 4.9 D) muestran que las armaduras de la abertura están traccionadas independiente de la dirección de ensayo, lo cual indica que las compresiones viajan principalmente por la armadura longitudinal de borde.

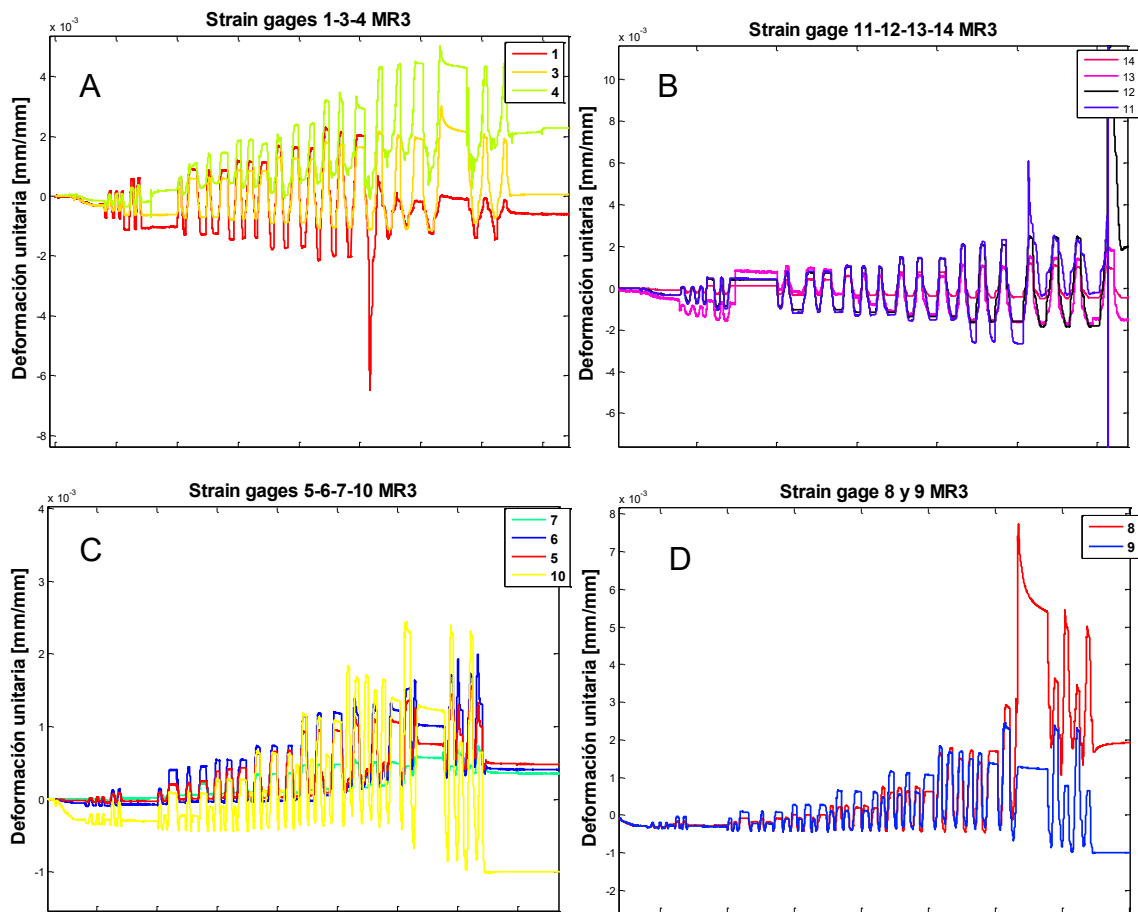


Figura 4.9: A) Strain gage 1-3-4 MR3. B) Strain gage 11-12-13-14 MR3.

Para el segundo peak de cada ciclo, es decir para la dirección contraria al análisis anterior, se ven que las armaduras de borde trabajan en sentido opuesto, es decir, los strain gages 1, 2, 3, y 4 se traccionan mientras que los strain gages 9, 10, 11 y 12 se comprimen. En cuanto a las armaduras horizontales en la zona de la abertura strain gages 5, 6, 7 y 10 están trabajando a tracción con deformaciones considerables (como no ocurre en el primer peak).

Debido a lo anterior, se puede inferir que cuando la columna con instrumentación en las barras horizontales (strain gages 5, 6 y 7) se encuentra en compresión, las barras registran una deformación cercana al cero, por lo que se puede aproximar como que las armaduras horizontales no están trabajando, o las solicitaciones son relativamente bajas. En el caso contrario, cuando la columna instrumentada con los strain gages 5, 6 y 7 se encuentra en tracción, las curvas muestran que las barras si están trabajando a tracción, lo cual es un resultado importante para el modelo puntal-tensor del siguiente capítulo.

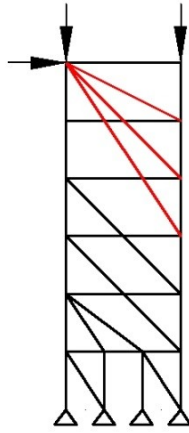
Otro resultado interesante es que los strain gages de la abertura, vale decir strain gages 8 y 9, se traccionan en ambas direcciones de ensayo, lo que indica que las columnas no se comportan como elementos totalmente independientes, ya que para la columna en compresión solo las armaduras de borde están comprimidas y las armaduras de la abertura junto con las longitudinales de borde opuestas están en tracción. No obstante, se debe validar este resultado, ya que el strain gage muestra una deformación muy localizada y puede que no sea representativa cuando el refuerzo que se está midiendo es muy largo como ocurre en el caso de las barras de la abertura.

## **5. CAPÍTULO V: MODELO TIPO PUNTAL TENSOR**

En el presente capítulo se enuncian las hipótesis básicas y el procedimiento realizado para la obtención del modelo tipo puntal-tensor, para la probeta MR3. Se modela esta probeta ya que es la que posee mayor instrumentación de strain gages en la zona de la abertura y por lo tanto hay mayor número de datos para comparar. El objetivo principal de este modelo simplificado es lograr representar los esfuerzos de compresión o tracción en las distintas zonas del muro, y comparar los esfuerzos de tracción de los tensores con los datos medidos experimentalmente, principalmente en la armadura horizontal en la zona de la discontinuidad.

### **5.1. HIPÓTESIS PARA EL DISEÑO**

El modelo puntal tensor se basa en la utilización de tensores de acero y puntales de hormigón, los puntales resisten las fuerzas de compresión y los tensores por su parte las de tracción, además de zonas nodales donde se conectan estos elementos. Para realizar un modelo de un elemento de hormigón armado sometido a la acción de solicitaciones externas, como cargas laterales o de compresión, se debe conocer a priori como es la distribución interna de tensiones que se genera en el muro debido a la acción de estas cargas, y orientar los puntales de hormigón y los tensores de acero en las direcciones donde los flujos de compresiones o tracciones fluyen dentro del elemento. De esta manera, un modelo se ve como un enrejado donde ciertas barras resisten el esfuerzo de tracción y otras de compresión. La ubicación de estas bielas, que en su conjunto modelan un elemento de hormigón, tienen ciertas restricciones o bien recomendaciones de diseño. En solicitaciones como cargas puntuales es común utilizar un abanico de compresión, de manera de repartir la concentración de carga puntual a otras zonas del elemento. Pero esto generalmente resulta en enrejados de carácter hiperestático.



**Figura 5.1: Ejemplo de modelo puntal tensor con abanico de compresión (color rojo).**

Para la realización del modelo presentado en este capítulo, se impone como condición que el enrejado sea de carácter isostático (por lo que se descarta el uso del abanico de compresión), de manera que el flujo de cargas que se transmite desde las solicitaciones y por todo el elemento dependa únicamente de la ubicación de los puntales y tensores y no de la rigidez de los elementos en cada nodo, ya que si se modela un enrejado de carácter hiperestático el flujo de tensiones por el enrejado y en particular en cada nodo depende de la diferencia de rigidez y/o área que tengan los elementos.

Las hipótesis utilizadas consideran que el ángulo entre dos elementos (puntales y tensores) no debe superar los  $65^\circ$  ni debe ser menor a los  $25^\circ$  (Rogowsky & MacGregor, 1986). En general, los modelos simples e isostáticos donde los tensores y puntales no se superponen o no se cruzan son más representativos, pero estos modelos comienzan a complejizarse debido a la aparición de discontinuidades o aberturas en el elemento.

Las cargas que solicitan al enrejado son las mismas que actúan durante el ensayo, vale decir, carga lateral aplicada en el extremo superior y una carga de compresión constante aplicada en la cara superior del muro. La carga lateral varía durante el ensayo, dependiendo del nivel de deriva al que llegue el ciclo. Para realizar el modelo tipo puntal-tensor se evalúan varias cargas laterales y se compara con los resultados experimentales para ver si el modelo logra representar los datos obtenidos en ese nivel de carga. Para seleccionar la carga del ensayo que representa el modelo, se toman en consideración factores como que las deformaciones unitarias de las barras no estén sobre la deformación de fluencia y que no se registre pandeo de las armaduras ya que esto perturba las mediciones del sensor.



En cuanto a la carga axial, la sollicitación se traduce en dos cargas puntuales y verticales aplicadas en el extremo superior del enrejado, la magnitud de estas son consistente con las cargas aplicadas por el sistema de carga axial (10% de la capacidad a compresión del hormigón), de esta forma la fuerza es de 20 tonf cada una.

## **5.2. MODELO TIPO PUNTAL-TENSOR**

Para los niveles de carga lateral pequeños, es decir para niveles de deriva menores al 1% los modelos no logran rescatar las tensiones que se ven experimentalmente, esto se debe principalmente a que el hormigón aun no posee un nivel de agrietamiento o daño que permita que las barras trabajen y los valores de las fuerzas en las armaduras son relativamente pequeños, o bien están en compresión debido a la acción de la carga axial. Para el 2% del nivel de deriva, las barras en compresión comienzan a pandearse y cuando la probeta llega cerca del 3% de deriva se produce la falla. De esta manera el estado más óptimo para realizar el modelo es el 1.35% de deriva, ya que el muro posee un nivel de agrietamiento visible, aun no hay pandeos evidentes y las deformaciones unitarias están aun en rango elástico.

Como se menciona en el capítulo anterior, respecto a las armaduras horizontales en la zona de la abertura (strain gages 5, 6 y 7) al estar en compresión estas barras no están trabajando o el esfuerzo es mínimo y cuando la misma zona está en tracción los esfuerzos son considerables.

De esta forma, se proponen dos enrejados cuya diferencia se encuentra en la columna que recibe la compresión, donde se modela esta zona utilizando dos criterios. El primero de ellos se basa ubicar los tensores que resisten el corte de la zona en una posición similar a la de las armaduras presentes en la zona de compresión y también en la zona de tracción (Figura 5.3.A). El segundo criterio para modelar la zona en compresión es utilizando la evidencia del modo de falla del muro (Figura 5.2), como se menciona anteriormente las armaduras en esa zona tienen tensiones muy bajas, debido a esto se asume que no están trabajando y por lo tanto no se ubican tensores en esa zona del modelo. La zona de tracción se modela de la misma forma que el primer criterio, es decir ubicando los tensores en las armaduras de refuerzo horizontal. De esta forma el segundo enrejado propuesto se muestra en la Figura 5.3.B.

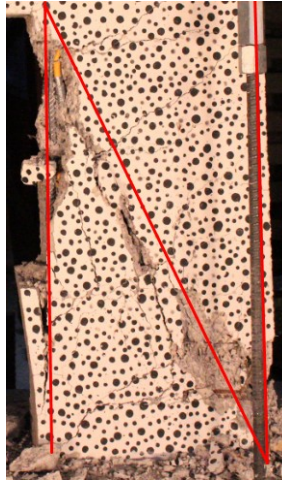


Figura 5.2: Puntal diagonal columna en compresión MR3.

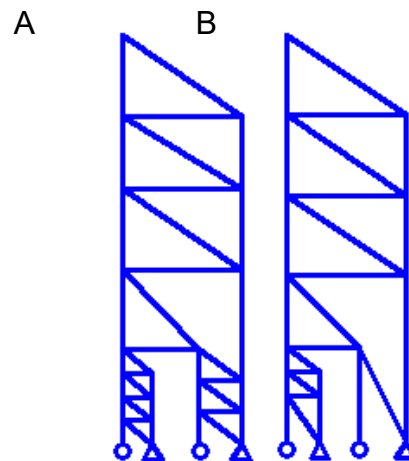
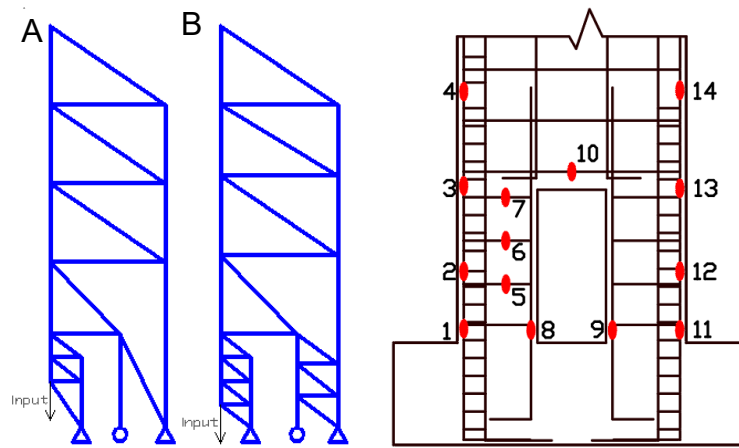


Figura 5.3: A) Enrejado ubicando tensores donde van las armaduras de corte. B) Enrejado intuitivo debido al modo de falla y datos experimentales.

No obstante los enrejados son de carácter hiperestático. Para que sean isostáticos se procede a eliminar el tensor inferior izquierdo de la columna en tracción y se reemplaza por una fuerza como input tal como se muestra a continuación, también se muestra nuevamente la numeración de los strain gages.



**Figura 5.4: A) Enrejado isostático 1 con un dato como input. B) Enrejado isostático 2 con un dato como input.**

El valor de esta fuerza que se usa como input viene dado de los registros de los strain gages en esa zona, al ser simétrico el muro y la ubicación de los strain gages en las armaduras longitudinales, se puede utilizar el valor de la fuerza dado de la deformación obtenida por los strain gages 1 o bien el 11. Se utiliza el valor de la fuerza del strain gages 11 ya que el strain gage 1 registra una perturbación en las mediciones en el ciclo previo, esto se puede atribuir al comienzo del pandeo de la armadura de borde, o bien a que la compresión de la zona daña o despega el sensor. La deformación unitaria que registra el strain gage 11 es de 0.002525. Para calcular la fuerza de una barra a partir de su deformación unitaria se utiliza la siguiente expresión que representa zona que se encuentra en rango elástico de la curva de tensión-deformación.

$$F_{barra} = \varepsilon * E * A$$

Donde, E es módulo de elasticidad del material, calculado con los ensayos de tracción,  $\varepsilon$  la deformación unitaria registrada por el strain gage y A el Área de la barra.

Así, la fuerza utilizada como input se traduce en una equivalente de 41 tonf.

Así, se resuelve el enrejado y se obtienen los valores de compresiones y tracciones en las bielas, en la Figura 5.5 se muestran los valores y una superposición del modelo con el muro y las armaduras en elevación. Respecto a los valores de las fuerzas de las bielas en el enrejado, se usa como convención que las fuerzas negativas

están en compresión (color rojo) y las positivas en tracción (color azul). Los ángulos cumplen las hipótesis propuestas, son mayores a 25° y menores a 65°.

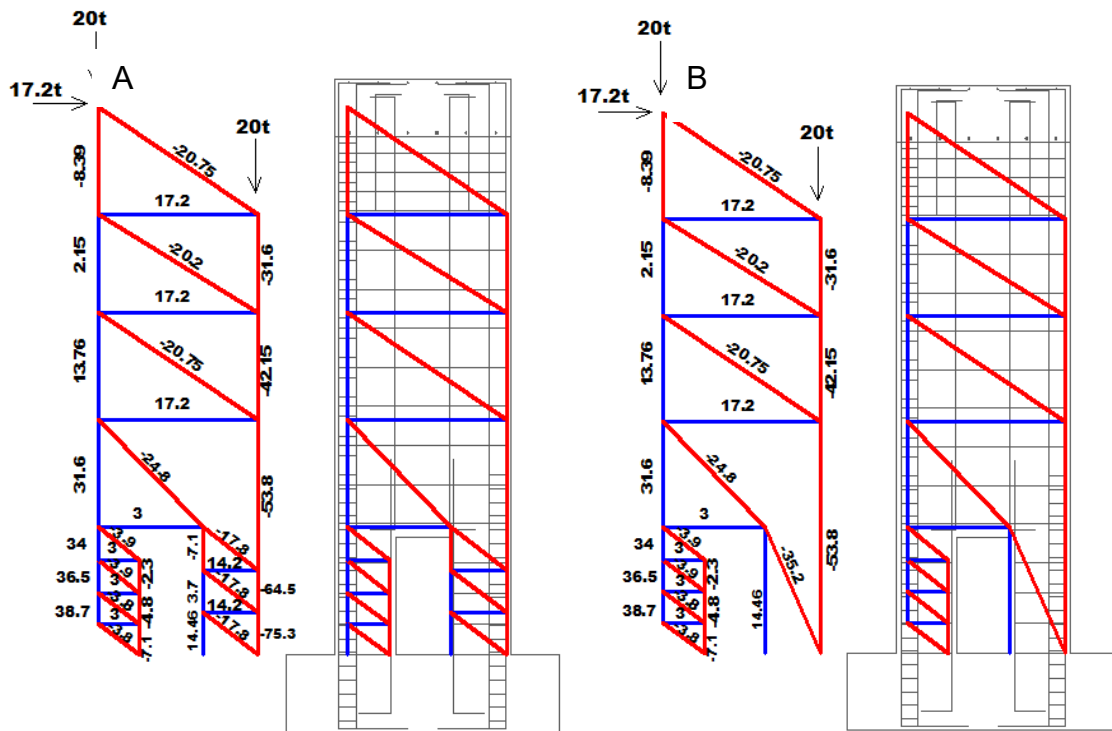


Figura 5.5: A) Enrejado 1 y superposición con armaduras. B) Enrejado 2 y superposición con armaduras.

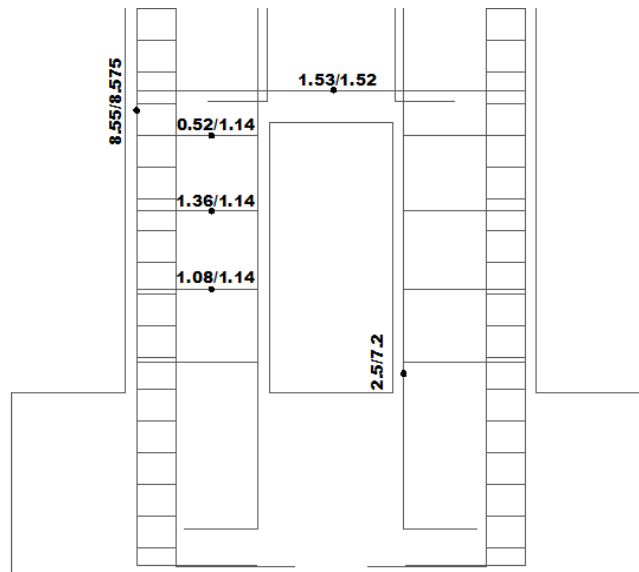
Al ver los resultados, se puede descartar el enrejado 1 ya que no es consistente con los datos medidos por los strain gages, los cuales indican que la columna en compresión no registra deformaciones importantes por lo cual las barras no están siendo solicitadas. Luego, el enrejado que se utiliza para comparar con los datos experimentales es el enrejado 2.

En la siguiente tabla se muestran los valores de las deformaciones unitarias registradas por los strain gages para una carga lateral del 17.2 tonf, y se muestra además el valor de la fuerza que esa deformación representa. Para obtener estos valores se procede de la misma forma mencionada anteriormente, utilizando las curvas de tensión-deformación en rango elástico.

**Tabla 5.1: Deformaciones strain gages para carga lateral 17.2 tonf.**

# Strain gage	Carga [tf]	$\epsilon$	fuerza barra [tf]
1	17.2	-	-
2	17.2	-	-
3	17.2	0.00211	8.55
4	17.2	0.00439	17.79
5	17.2	0.00106	1.08
6	17.2	0.00134	1.36
7	17.2	0.00051	0.52
8	17.2	0.00178	2.8
9	17.2	0.00160	2.5
10	17.2	0.00150	1.53

Finalmente se presentan sobre las armaduras los valores de las fuerzas registradas por los strain gages, y las que se obtienen del enrejado anterior. Para esto, se suman los 3 tensores que están en la columna traccionada (3.04 tonf cada uno) y se dividen por el numero de barras que hay en la zona resistiendo ese esfuerzo de corte (8 barras, 4 por cara).



**Figura 5.6: Comparación fuerza experimentales/teóricas valores en tonf.**

Como se puede ver en la figura anterior, las tensiones obtenidas con el modelo tipo puntal-tensor son consistentes con las registradas por los strain gages para la

probeta MR3. Al comparar los datos medidos por los strain gages 5, 6, y 7 10 que son los refuerzos horizontales en la zona de la discontinuidad solo el dato del strain gage #7 difiere en un porcentaje mayor respecto al teórico. Así mismo, el dato registrado por el strain gage #9 no es consistente con el valor teórico, no obstante para esa barra de refuerzo, la ubicación del strain gage (a 5cm desde la fundación) respecto al largo de la barra (130cm) puede ser un factor influyente, ya que el strain gage puede estar registrando una deformación muy localizada que no represente el comportamiento general del refuerzo, o bien las grietas presentes en la zona de compresión influyen en el valor que registra el sensor. Respecto al refuerzo longitudinal de borde, el único dato que se puede comparar es el del strain gage #3 y la tensión teórica logra rescatar prácticamente el mismo valor que se registra durante el ensayo.

## 6. CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES

Se realiza un estudio experimental sobre 4 muros a escala de hormigón armado con discontinuidades centradas a nivel basal, este estudio se enfoca principalmente en realizar una adecuada construcción, instrumentación, y adquisición de datos para poder realizar futuras comparaciones entre modelos de elementos finitos y análisis no lineal versus la respuesta experimental de las probetas, además de futuras recomendaciones de diseño o bien constructivas en este tipo de discontinuidades.

El cambio brusco de sección en las probetas, es decir la zona de la discontinuidad basal es la zona crítica del elemento, y es donde se provoca la falla en compresión. La falla de las probetas se produce entre un 2% y un 4% de nivel de deriva de techo según la probeta. Como es de esperar la abertura más pequeña es la que menor impacto genera en la respuesta del elemento alcanzando niveles de deriva más altos que las que poseen aberturas más grandes.

Para comparar las capacidades de deformación de las probetas se asume como la falla el instante en que la carga lateral disminuye en un 20%. Las probetas MR1, MR2, MR3 y MR4 poseen una capacidad de deformación de 3.7%, 2.7%, 2.6% y 3.2% de deriva respectivamente, por otro lado el muro base sin discontinuidades W1 [10] alcanza un nivel de deriva cercano al 4%. De esta forma, se puede ver que la probeta MR1 posee una capacidad de deformación similar a la probeta W1 [10], por lo que se puede afirmar que la abertura más pequeña (135x300 mm ancho y alto) representa un impacto menor en el comportamiento del muro. Por otro lado, el nivel de deriva alcanzado por la probeta MR2 ya es considerablemente menor, y la diferencia es que el ancho de la abertura aumenta al doble y se mantiene la altura (270x300 mm). Luego la probeta MR3 aumenta al doble de altura de la abertura y se mantiene el ancho respecto a MR2 (270x600), no obstante sus capacidades son prácticamente las mismas. Por lo tanto se puede concluir que el ancho de la abertura es un factor más influyente en la capacidad de deformación de la probeta que la altura.

Por otro lado, el nivel de deformación de la probeta MR4 es considerablemente mayor que la probeta MR3, que tiene el mismo tamaño de abertura pero sin losas. Las losas de la probeta MR4 actúan restringiendo los desplazamientos en las columnas del muro, y focaliza el daño de la probeta en la zona baja de la losa inferior resultando así en una falla similar a la que se produce en el MR2 que posee una abertura de la mitad de la altura. Es decir, la consideración de las losas en los ensayos es un factor muy influyente en la respuesta de este tipo de elementos, por lo que debería ser considerado en ensayos similares.

El modelo tipo puntal-tensor realizado logra ser consistente con las tensiones registradas experimentalmente por los strain gages en las barras de refuerzo horizontal

de la zona de la abertura, donde en la mayoría de los casos por medio del enrejado propuesto se logra rescatar el valor obtenido por los strain gages, por lo que las hipótesis utilizadas en cuando a ubicación de bielas y ángulos son correctas. Además este es consistente con el modo de falla de la columna en compresión.



## 7. BIBLIOGRAFÍA

[1]. ACI-318-14, "Building Code requirements for Reinforced Concrete", American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 2014.

[2]. ALI, A., and WIGHT, J.K., "Reinforced Concrete structural walls with staggered opening configurations under reverse cyclic loading", Report No. UMCE 90-05, Department of civil engineering, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, April 1990.

[3]. TAYLOR, C.P. and WALLACE, J.W., "Design of slender reinforced concrete structural walls with openings", Project No. 92-3112, Department of civil Engineering, Clarkson University, Potsdam, NY 13699-5710, Dec.1995.

[4]. Thomsen IV, J. H., and Wallace, J. W., "Displacement based design of RC Structural walls: an experimental investigation of walls with rectangular and Tshaped cross sections", Report No. CU/CEE-95/06, Department of civil and environmental engineering, Clarkson University, Potsdam, New York, June 1995.

[5]. Schlaich, J, Schafer, K., and Jennewein, M. (1987) "Toward a consistent design of structural concrete." PCI journal, Vol 32, No. 3, pp 74-150, May-June 1987..

[6] Yanez, F. V.; Park, R.; and Paulay, T., "Seismic behavior of reinforced concrete structural walls with regular and irregular openings", Pacific Conference on earthquake engineering, New Zealand, Nov. 1991.

[7]. LI, Bing; QIAN, Kai; WU, Hui. "Flange effects on seismic performance of reinforced concrete squat walls with irregular or regular openings", Engineering Structures, 2016, vol. 110, p. 127-144.

[8] Morales, P. "Modelación de muros esbeltos con aberturas centrales a través de un análisis numérico no lineal y su impacto en el comportamiento estructural", Departamento de ingeniería Civil Universidad de Chile, 2015.

[9]. Mosoarca, M. (2014). Failure analysis of RC shear walls with staggered openings under seismic loads. *Engineering Failure Analysis*, 41, 48-64.

[10]. Manríquez I, Díaz S, Massone L, Rojas F, Herrera R (2017), "Analytical and experimental cyclic response of rc walls with setback discontinuities", Paper no 3515, 16WCEE 2017, Chile.

[11] Massone L., Rojas F. (2012), "Mw= 8.8 Earthquake in Chile, February 27, 2010", Departamento de ingeniería civil, universidad de Chile.

## ANEXO

### A.1. ARMADURAS

#### FUNDACIÓN

Se presentan los planos y cortes de las armaduras y geometría de las fundaciones de los 4 muros, todas son iguales y tuvieron una buena respuesta ante las sollicitaciones.

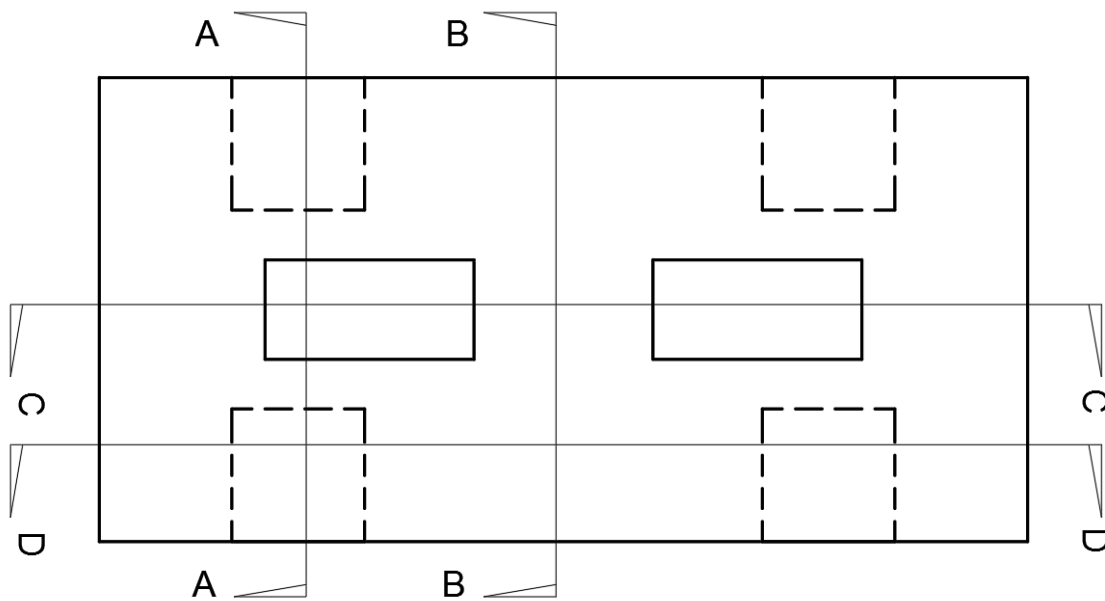


Figura 0.1: Identificación de cortes fundación.

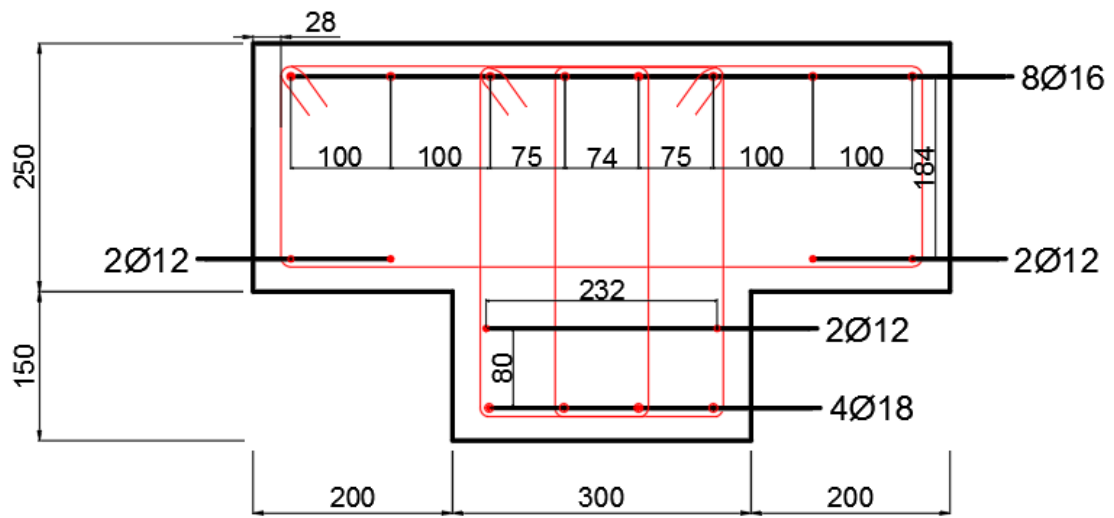


Figura 0.2: Corte A fundación.

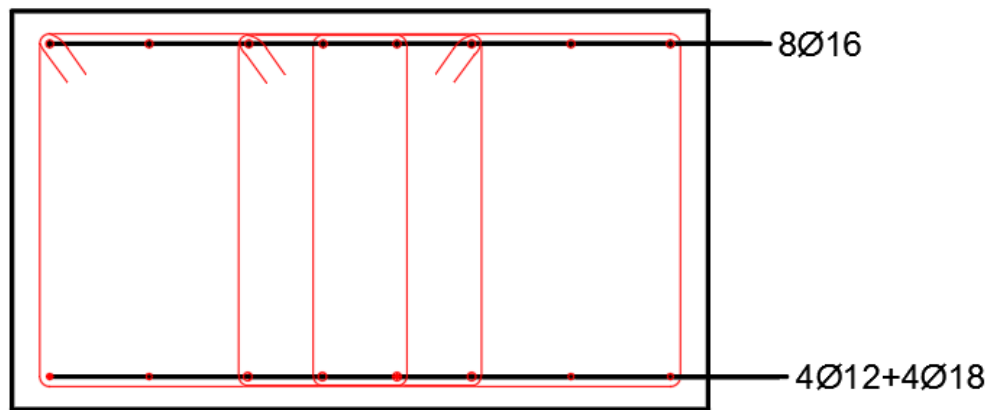


Figura 0.3: Corte B fundación.

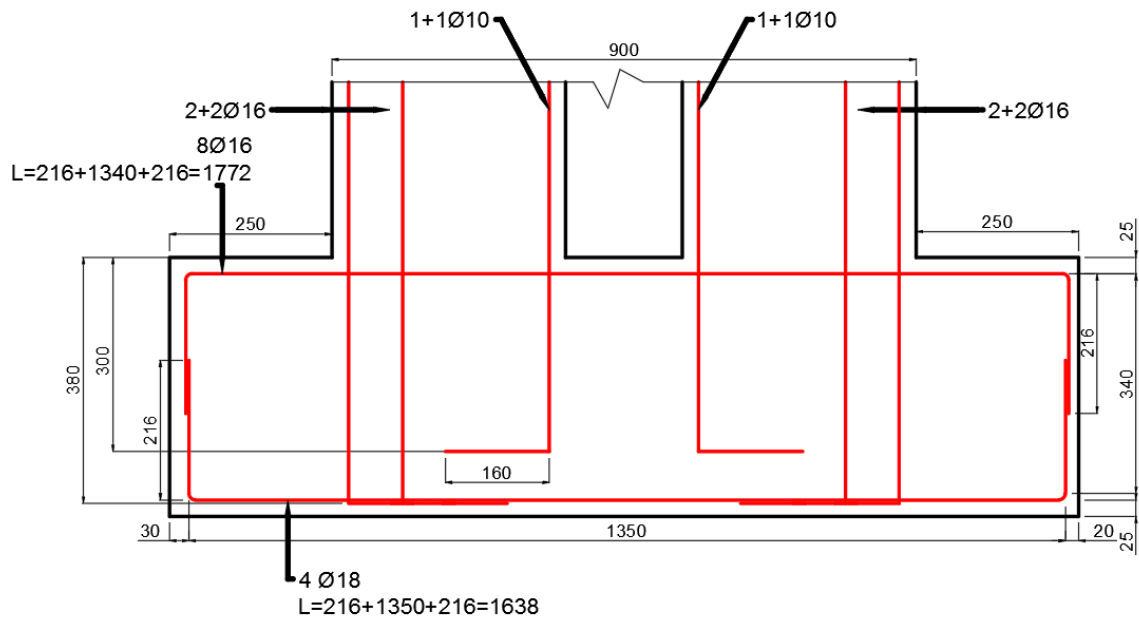


Figura 0.4: Corte C fundación.

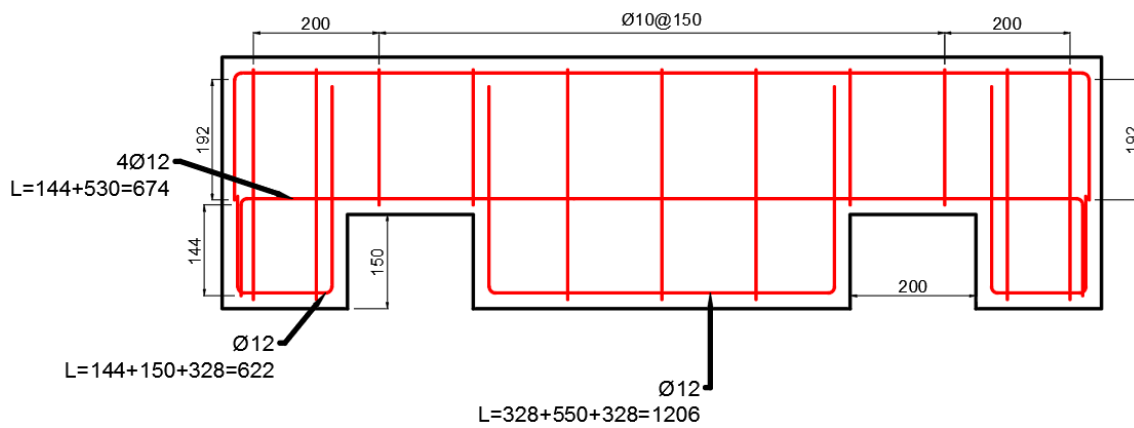


Figura 0.5: Corte D fundación.

## VIGA DE TRANSFERENCIA

Armaduras y respectivos cortes de la viga de transferencia ubicada sobre el muro donde se realiza el traspaso de cargas (axial y lateral) a la probeta.

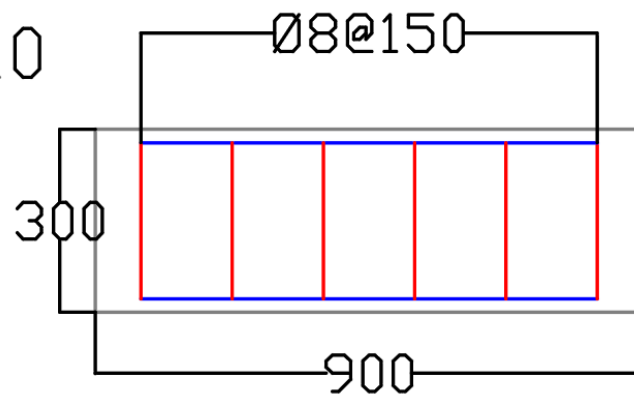
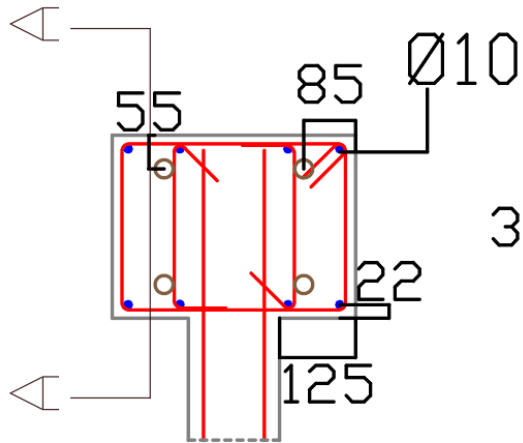


Figura 0.6: Viga de transferencia vista lateral.

Figura 0.7: Corte A viga de transferencia.

## A.2. FOTOS CONSTRUCCIÓN PROBETAS

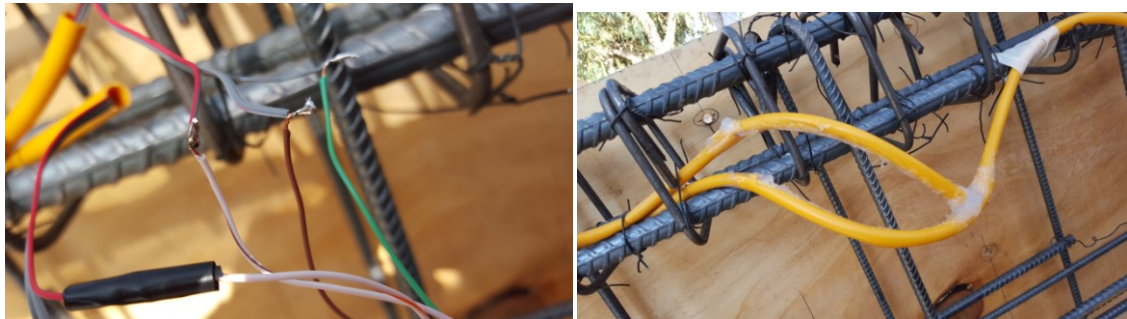
Se presentan imágenes de la construcción de las probetas, instrumentación de armaduras de refuerzo con strain gages, hormigonado, fraguado y la toma de cilindros para realizar los ensayos de compresión.



**Figura 0.8: Armadura fundación.**



**Figura 0.9: Armaduras en terreno.**



**Figura 0.10: soldadura y protección del cable strain gage.**



**Figura 0.11: instalación moldajes.**



**Figura 0.12: Hormigonado probetas y cilindros para ensayos de compresión.**



### A.3. RESULTADOS ENSAYOS PROBETAS

#### A.3.1. Strain gages

MR1

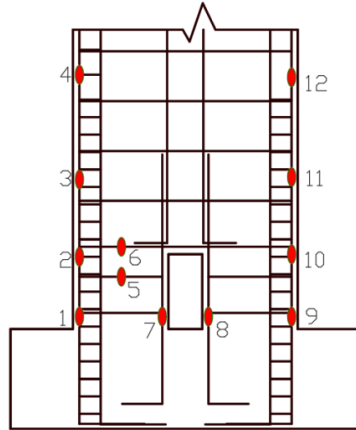


Figura 0.13: Identificación Strain gages MR1.

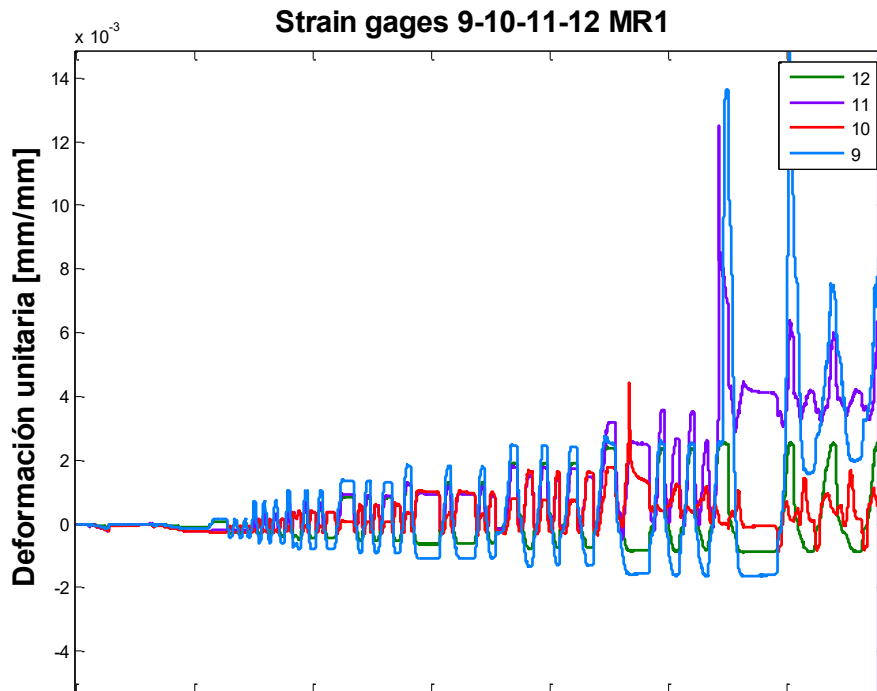


Figura 0.14: Strain gages 9-10-11-12 MR1.

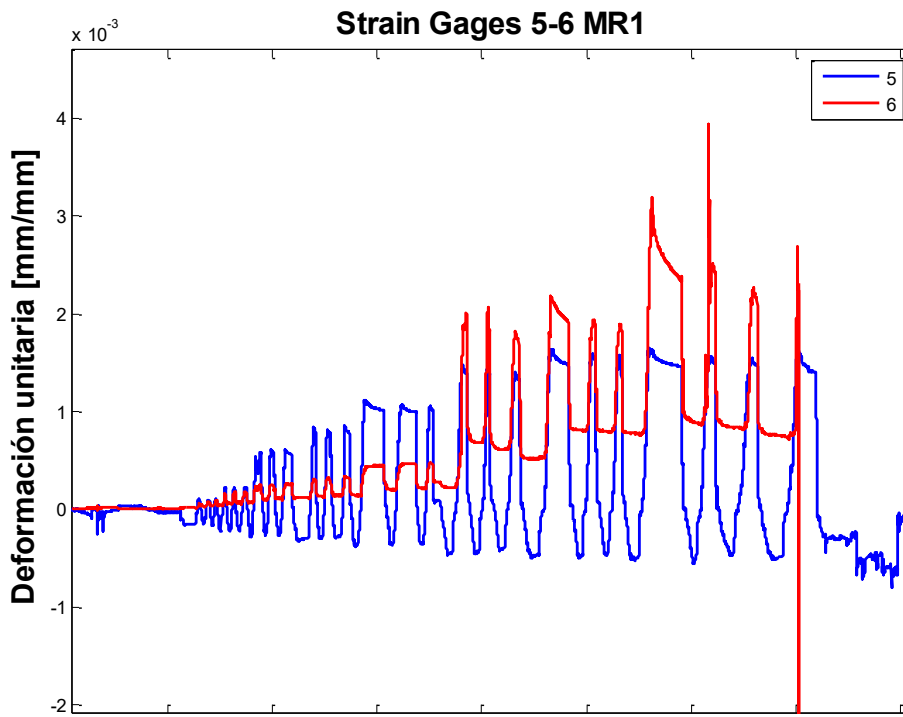


Figura 0.15: Strain gages 5-6 MR1.

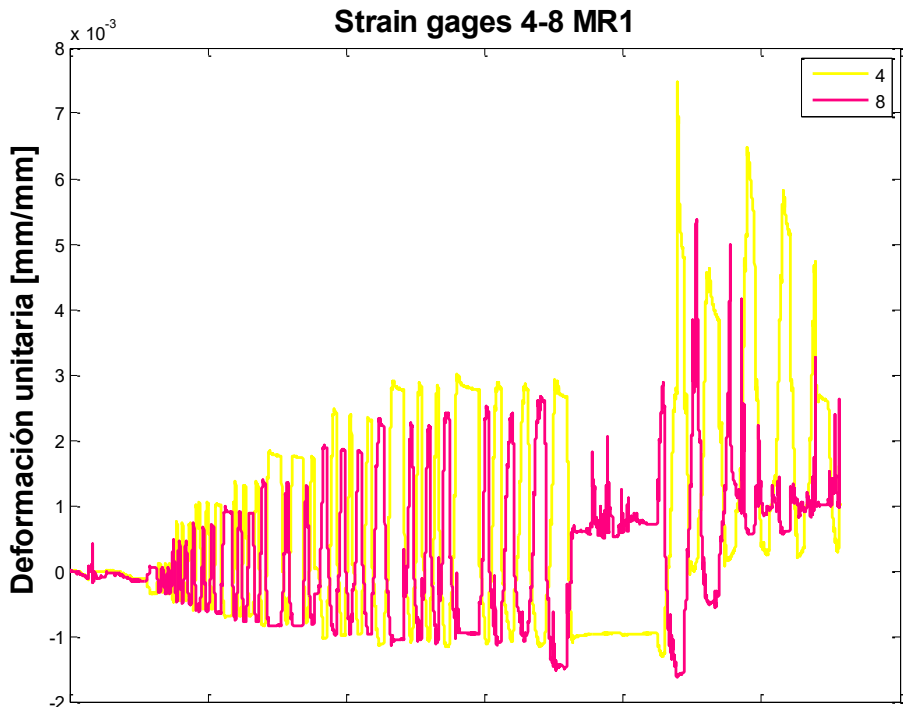


Figura 0.16: Strain gages 4-8 MR1.

MR2

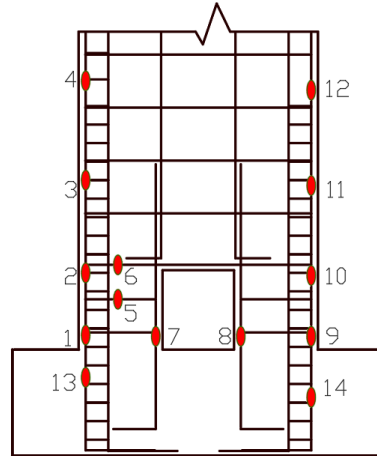


Figura 0.17: identificación Strain gages MR2.

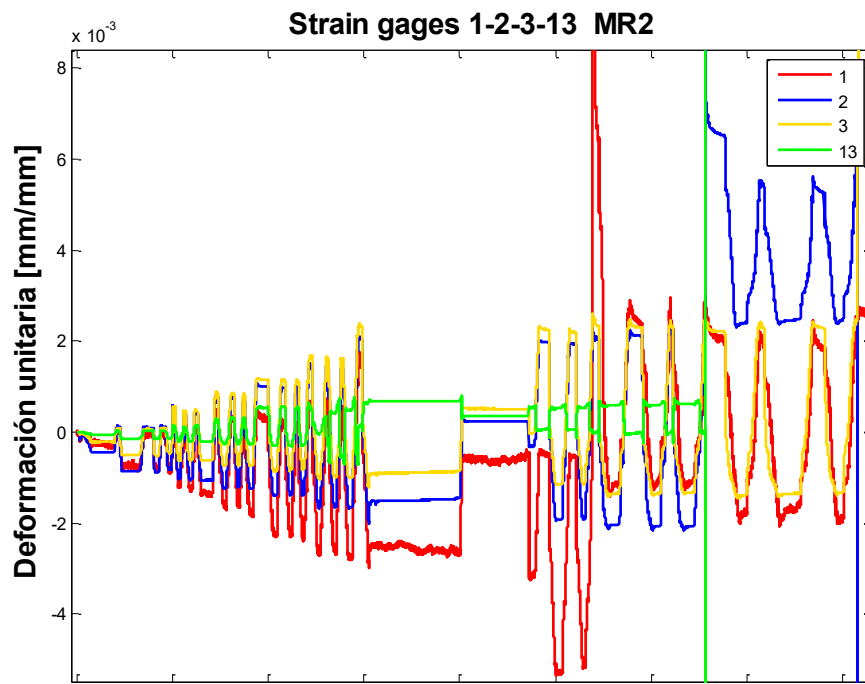


Figura 0.18: Strain gages 1-2-3-13 MR2.

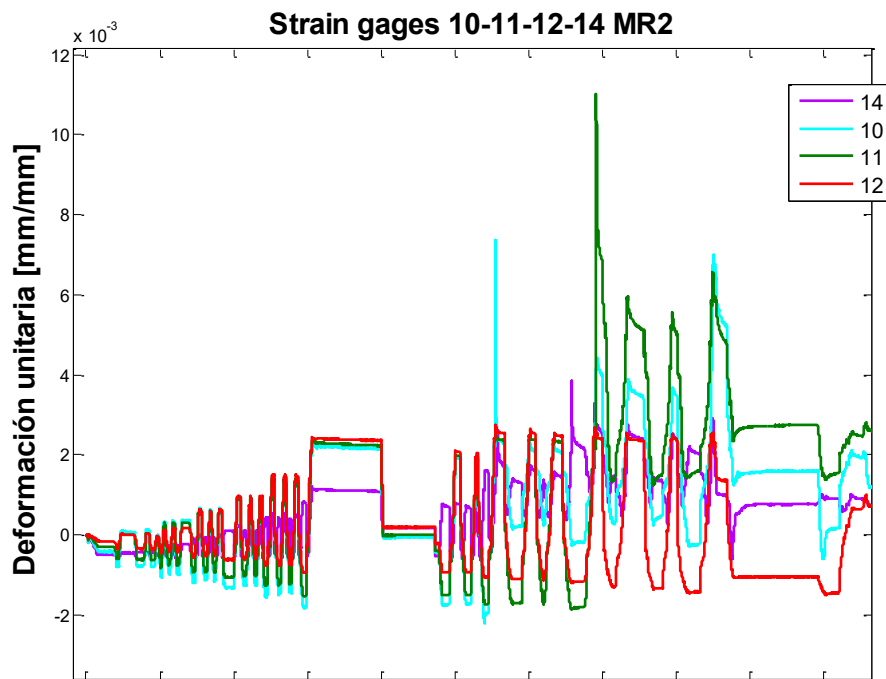


Figura 0.19: Strain gages 10-11-12-14 MR2.

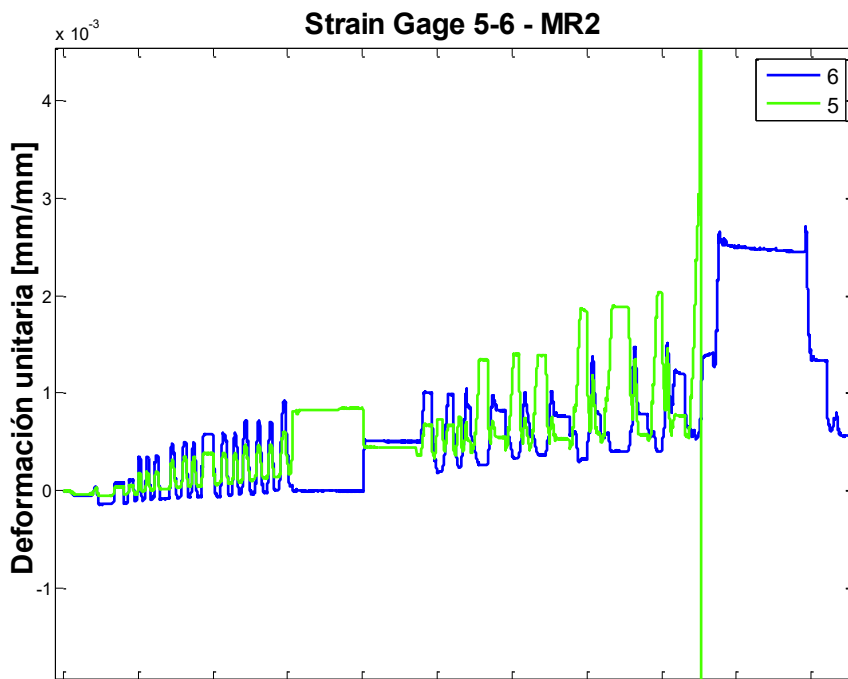


Figura 0.20: Strain gages 5-6 MR2.

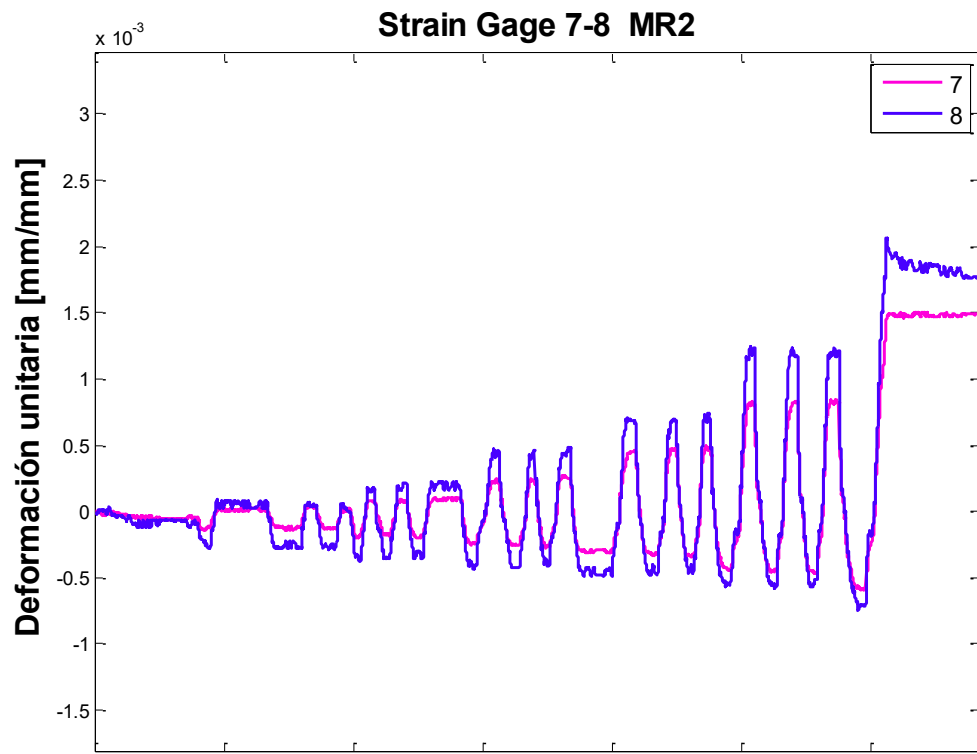


Figura 0.21: Strain gages 7-8 MR2.

# UBICACIÓN STRIN GAGES LOSA PROBETA MR4.

La siguiente figura muestra la ubicación de los strain gages que se ubicaron en la losa.

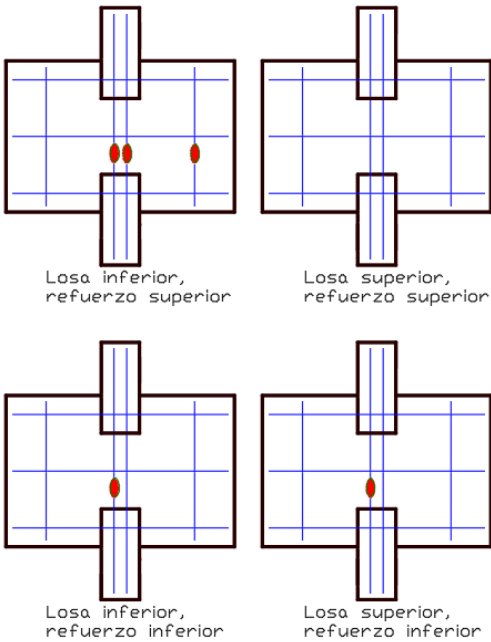


Figura 0.22: Ubicación strain gages losa MR4.

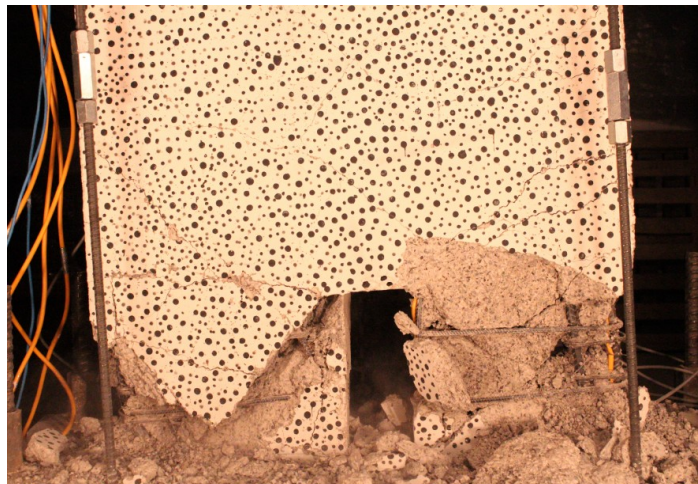
#### A.4. DAÑO EN PROBETAS ENSAYADAS

Cuando las probetas llegan a la falla, éstas tienden a salirse del plano de ensayo antes de que se logre descargar las solicitaciones.

**MR1**



**Figura 0.23: Armaduras, proceso de demolición MR1.**



**Figura 0.24: Falla de la probeta al 4% MR1.**



**Figura 0.25: Pandeo fuera del plano, una vez finalizado el ensayo MR1.**



**Figura 0.26: Grietas estado final MR1.**



MR2



Figura 0.27: Pandeo fuera del plano, una vez finalizado el ensayo MR2.



Figura 0.28: Grietas y pandeo armaduras MR2.



**Figura 0.29: Estado probeta MR2 en la falla (1).**



**Figura 0.30: Estado probeta MR2 en la falla (2).**

**MR3**



**Figura 0.31: Falla cara LVDT MR3.**



**Figura 0.32: Falla cara fotogrametría MR3.**



**Figura 0.33: Pandeos en armaduras de la abertura MR3.**

**MR4**



**Figura 0.34: Pandeo fuera del plano después del ensayoMR4.**



**Figura 0.35: Pandeo y desprendimiento de hormigón en la falla.**



**Figura 0.36: Falla localizada bajo la losa inferior MR4 al final del ensayo.**



**0.37: Estado probeta MR4 en la falla.**



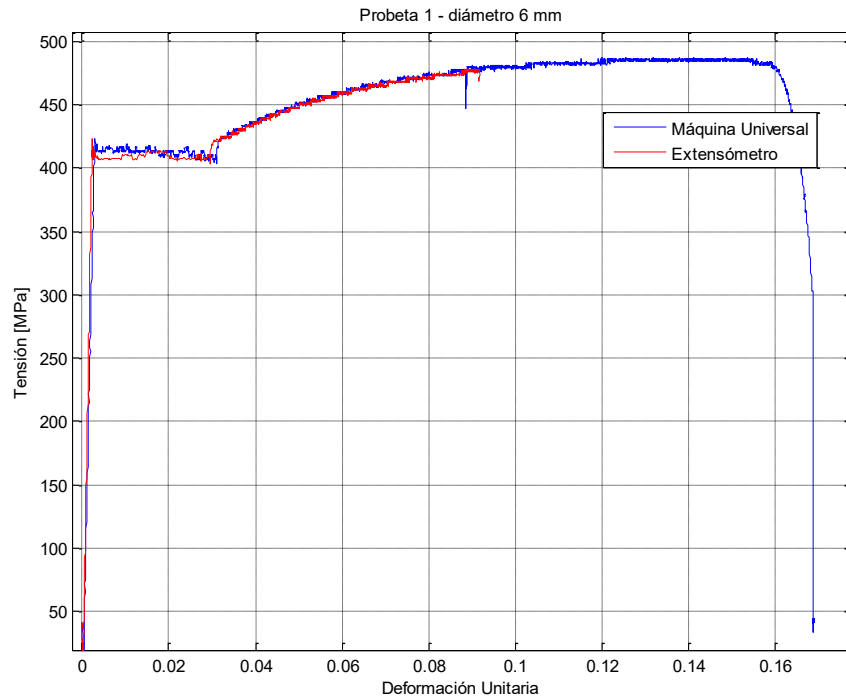
**Figura 0.38: Falla en la probeta MR3.**



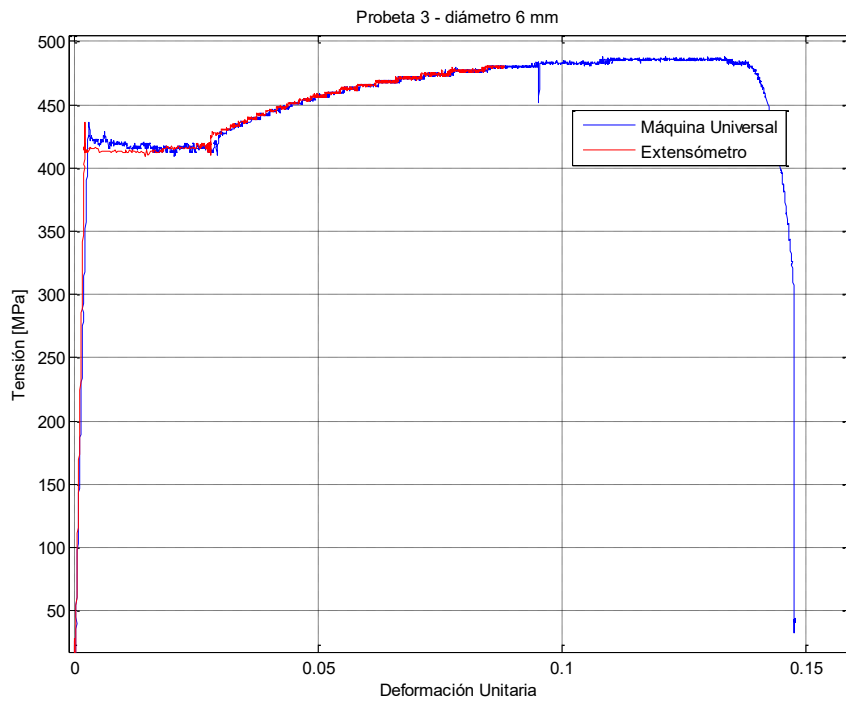
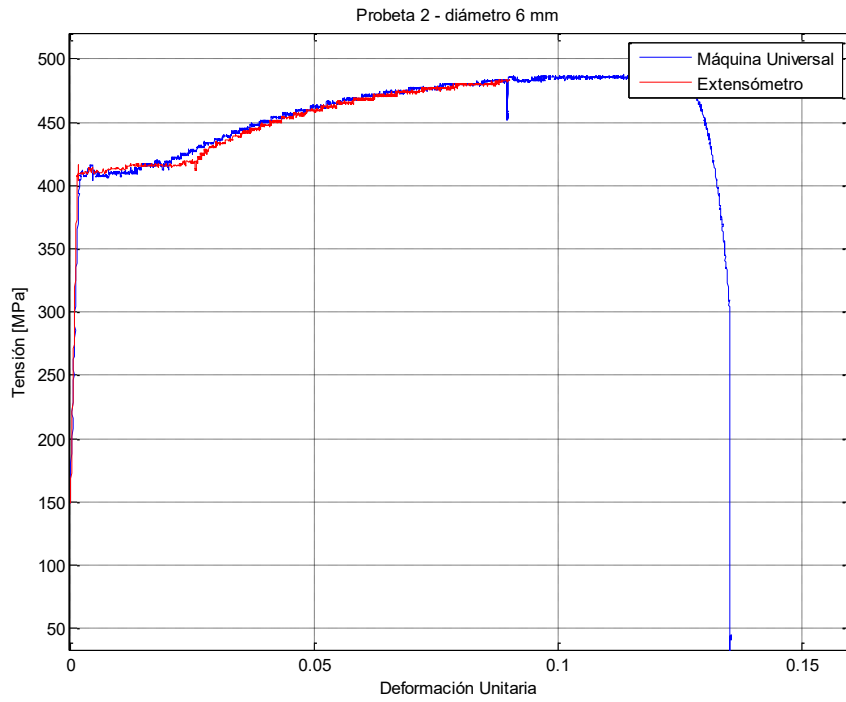
**Figura 0.39: Grietas bajo la losa inferior una vez finalizado el ensayo.**

## A.5. Gráficos ensayos de tracción barras de refuerzo.

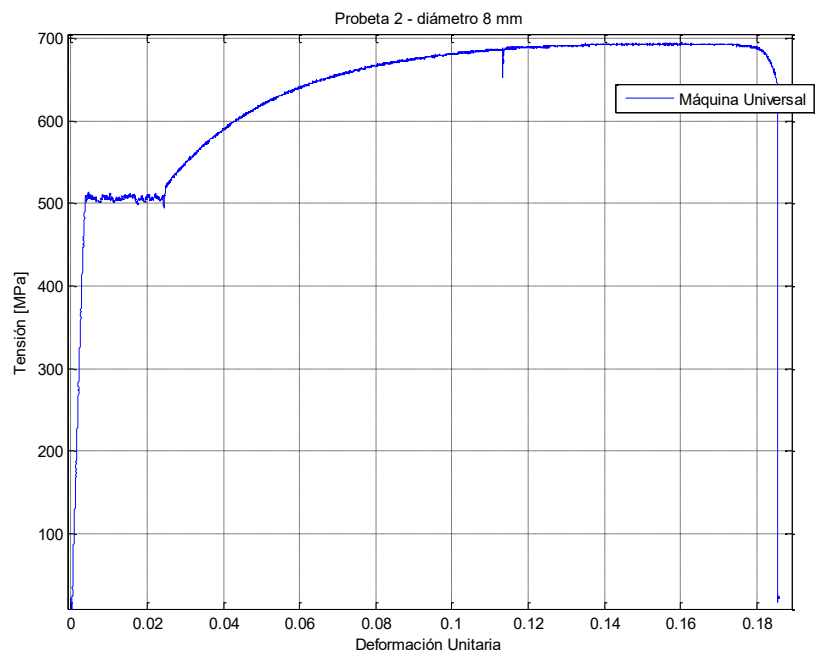
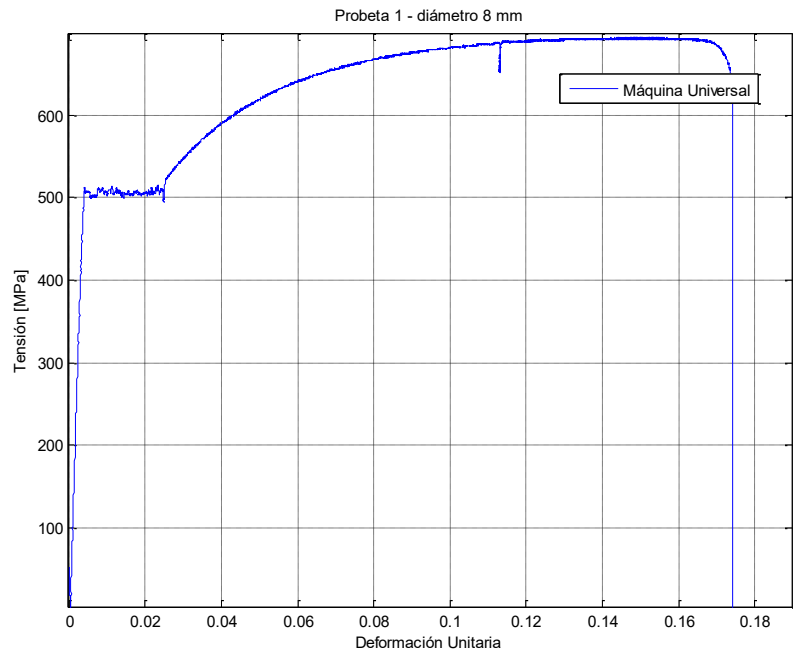
Se presentan los gráficos de los 3 ensayos por cada diámetro de barra utilizado en el refuerzo de las probetas.

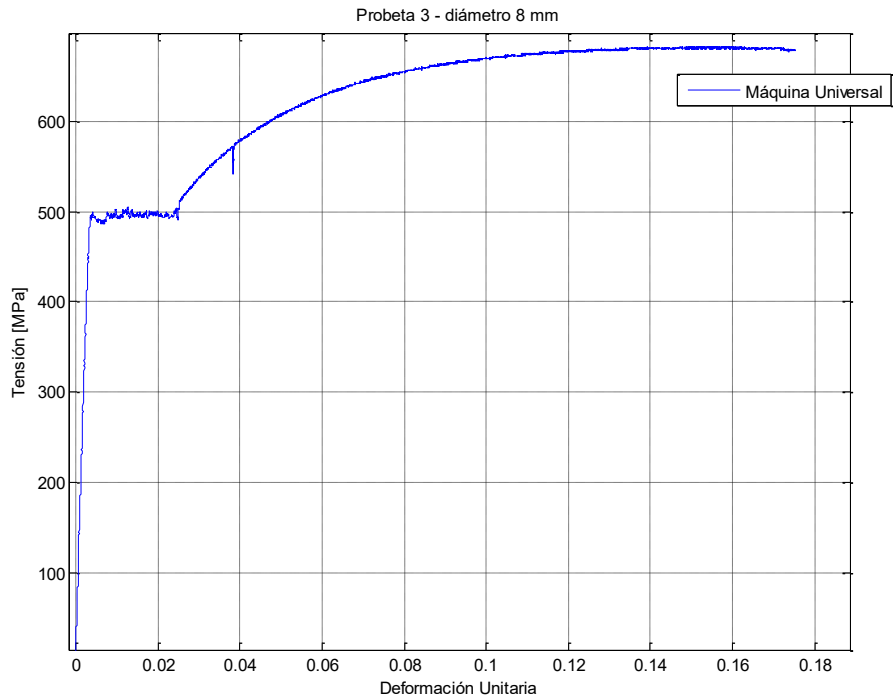




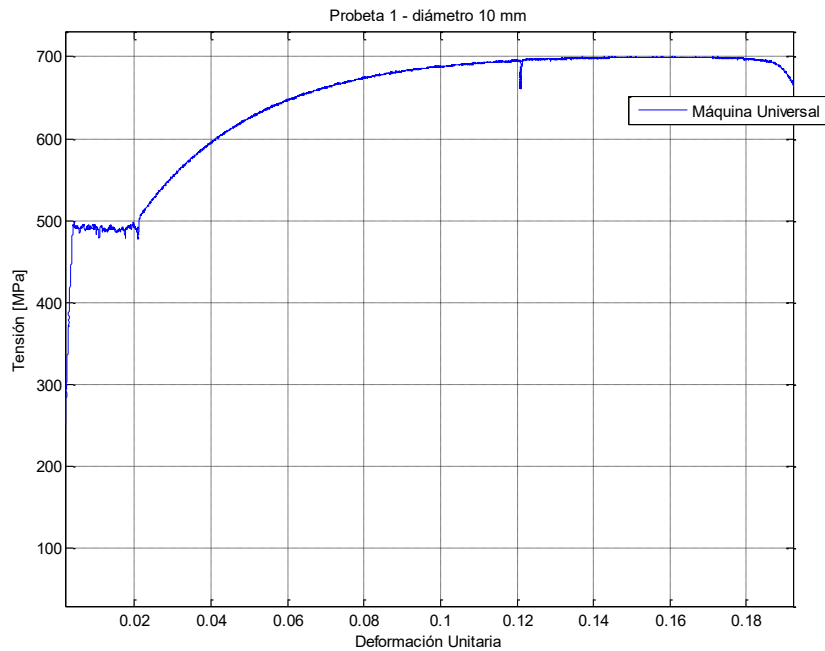


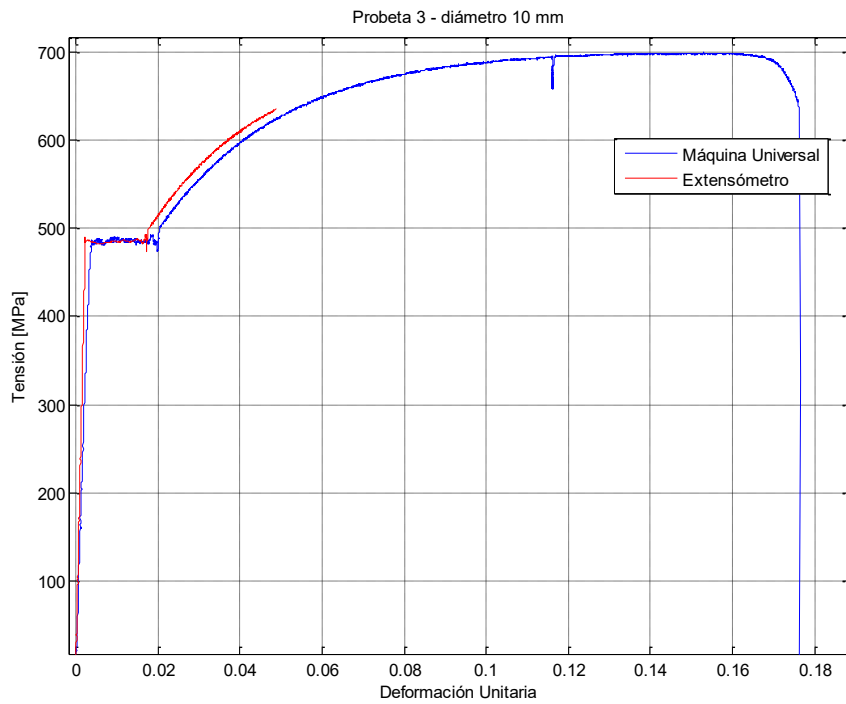
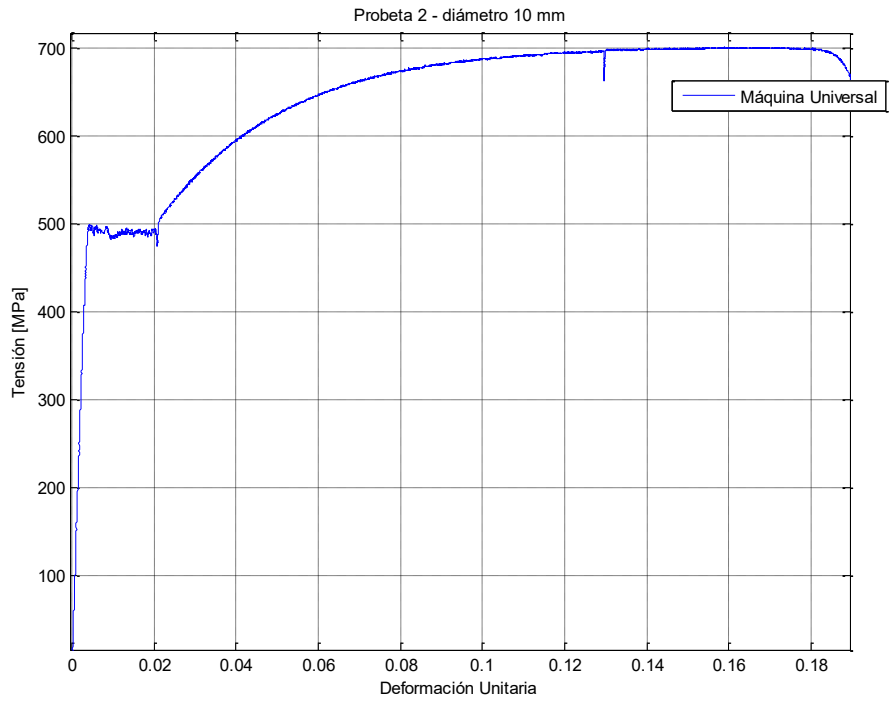
Respecto a las probetas de 8mm de diámetro, se ensayaron sin utilizar el extensómetro, por lo que solo se presentan las curvas de la máquina universal.



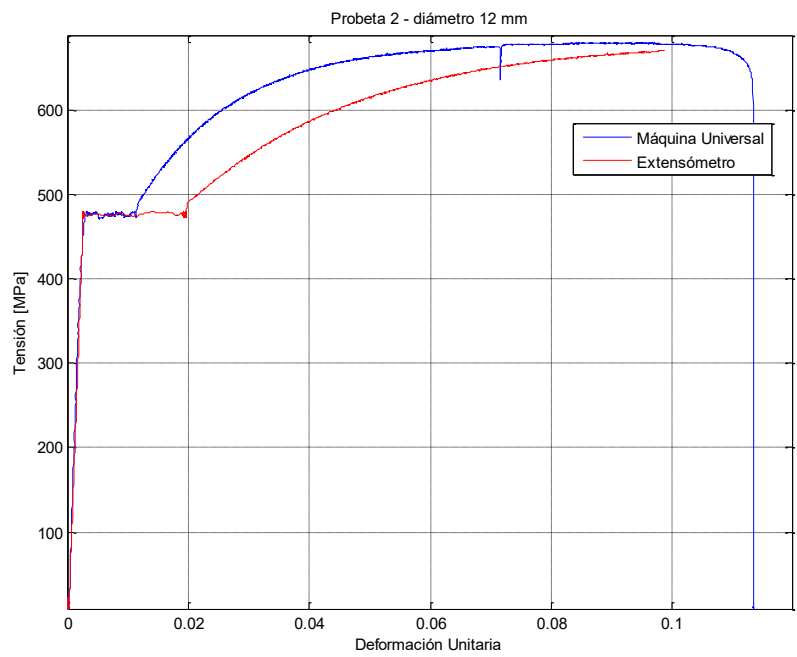
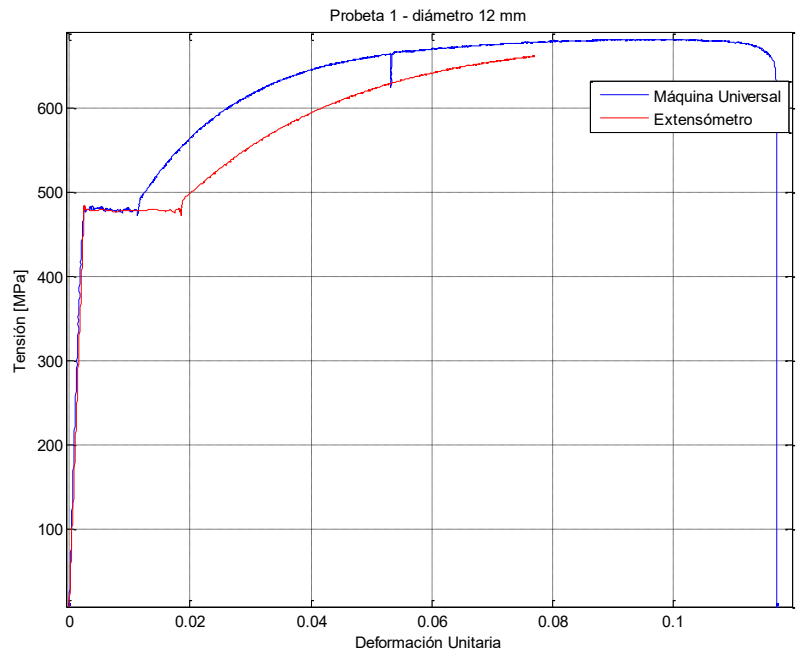


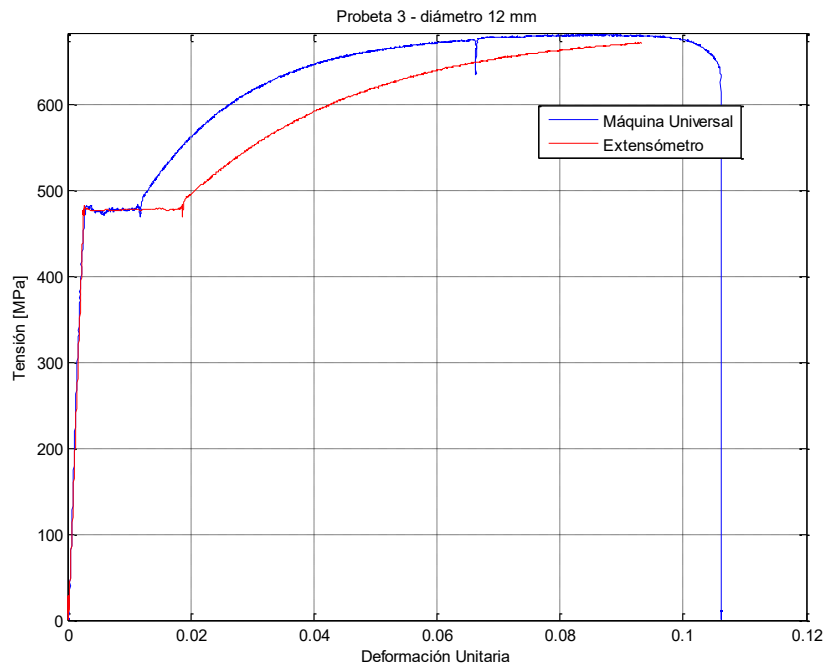
Para las barras de 10 mm de diámetro una de ellas se ensaya utilizando el extensómetro, las 2 restantes utilizando los valores de la máquina universal.





Los 3 ensayos de las barras de 12 mm de diámetro se realizaron con el extensómetro.





Todas las barras de 16 y de 18 mm de diámetro se ensayaron con extensómetro.

