

# **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE MUROS DE CORTANTE DE  
HORMIGÓN ARMADO CON DIFERENTE RELACIÓN DE ASPECTO  
A TRAVÉS DE ENSAYOS DE CARGA LATERAL EN EL PLANO**

**TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE MÁSTER EN  
ESTRUCTURAS**

**OSCAR DANILO ANASI GUALOTUÑA  
DIEGO ARMANDO ARÉVALO CHAFUEL**

**DIRECTOR: ING. MSC. PATRICIO PLACENCIA**

**Quito, Agosto 2015**

## DECLARACIÓN

Nosotros, Oscar Anasi y Diego Arévalo, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y por la normativa vigente.

---

**OSCAR DANILO ANASI  
GUALOTUÑA**

---

**DIEGO ARMANDO ARÉVALO  
CHAFUEL**

## **CERTIFICACIÓN**

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Oscar Danilo Anasi Gualotuña y Diego Armado Arévalo Chafuel, bajo mi supervisión.

---

**Ing. MSc. Patricio Placencia**  
**DIRECTOR DE PROYECTO**

## **AGRADECIMIENTO**

Al Ing. Msc. Patricio Placencia por ser partícipe y dirigir este proyecto de tesis, a mis profesores y personal del laboratorio del CIV donde se ejecutaron los ensayos, a mis compañeros de maestría, Carlos Quishpe y a mi compañero de tesis Diego Arévalo.

OSCAR ANASI

## **DEDICATORIA**

A mis padres Alicia Gualotuña y Carlos Anasi por ser un ejemplo de superación, dedicación y trabajo, por haberme dado la mejor herencia que es la educación, los principios y valores, y por haberme brindado todo el apoyo durante estos años de estudio. A mis hermanos por ser parte importante de mi vida.

OSCAR ANASI

## **AGRADECIMIENTO**

A mis profesores Patricio Placencia, Sigifredo Díaz, Jorge Vintimilla, Felix Vaca, Fredy Ponce y a mis compañeros de maestría Oscar Anasi, Carlos Celi, Abel Zambrano, Diego Sosa, Carlos Quishpe, Hugo Pillajo. Al Centro de Investigación de la Vivienda de la E.P.N. y todos sus colaboradores.

DIEGO ARÉVALO

## **DEDICATORIA**

A mi madre Bertha Arévalo por su apoyo anímico y económico incondicional, y a mis abuelos Teresa Chafuel y Jorge Arévalo por educarme como a hijo.

DIEGO ARÉVALO

## CONTENIDO

DECLARACIÓN.....	II
CERTIFICACIÓN .....	III
AGRADECIMIENTO .....	IV
DEDICATORIA .....	V
AGRADECIMIENTO .....	VI
DEDICATORIA .....	VII
CONTENIDO.....	VIII
ÍNDICE DE FIGURAS .....	XIII
ÍNDICE DE TABLAS .....	XVIII
RESUMEN.....	XX
PRESENTACIÓN .....	XXII
CAPÍTULO 1.....	1
INTRODUCCIÓN .....	1
1.1 ANTECEDENTES.....	1
1.2 DEFINICIONES.....	2
1.2.1 MUROS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO O MUROS DE CORTANTE.....	2
1.3 CONSIDERACIONES .....	7
1.3.1 ENSAYOS DE CILINDROS A COMPRESIÓN .....	7
1.3.2 ENSAYOS DE LAS BARRAS DE REFUERZO .....	7
1.3.3 RELACIÓN ESFUERZO DEFORMACIÓN .....	8
1.4 ALCANCE Y OBJETIVOS .....	9
1.4.1 ALCANCE .....	9
1.4.2 OBJETIVOS .....	10
1.5 METODOLOGÍA .....	10



1.5.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MUROS.....	10
1.5.2 PROCESO CONSTRUCTIVO DE LOS MUROS .....	14
CAPÍTULO 2.....	15
DESCRIPCIÓN DE MATERIALES, EQUIPO Y MANO DE OBRA .....	15
2.1 MATERIALES EMPLEADOS EN CONSTRUCCIÓN DE LAS .....	
PROBETAS.....	15
2.1.1 HORMIGÓN DE LOS ELEMENTOS DE LOS MUROS DE.....	
CORTANTE PARA EL ENSAYO DE LABORATORIO.....	15
2.1.2 ACERO DE REFUERZO .....	15
2.2 EQUIPOS UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN Y ENSAYO .....	
DE LAS PROBETAS.....	15
2.2.1 EQUIPOS UTILIZADOS EN LOS ENSAYOS DE CARGA .....	
. HORIZONTAL.....	16
2.3 MANO DE OBRA .....	17
CAPÍTULO 3.....	18
ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS MUROS .....	18
3.1 Consideraciones para el diseño .....	18
3.2 Resistencia a la flexión .....	19
3.3 Resistencia al Corte .....	19
3.3.1 RESISTENCIA NOMINAL A CORTANTE .....	19
3.3.2 RESISTENCIA NOMINAL A CORTANTE-MECANISMO DEL .....	
PUNTAL.....	20
3.4 Diseño y armado del muro M1.....	22
3.4.1 Deformación por Flexión.....	22
3.4.2 Deformación por Corte.....	22
3.4.3 Alma.....	22
3.4.4 Cabezales .....	23
3.4.5 Resumen del diseño.....	24

3.4.6	Diseño de la viga de distribución de carga .....	25
3.4.7	Carga de pre esfuerzo aplicada en los pernos de anclaje .....	26
3.4.8	Diseño de la LOSA de anclaje .....	28
3.5	Diseño y armado del muro M2.....	29
3.5.1	Deformación por Flexión.....	29
3.5.2	Deformación por Corte .....	29
3.5.3	Alma .....	30
3.5.4	Cabezales .....	30
3.5.5	RESUMEN DEL DISEÑO .....	32
3.5.6	Diseño de la viga de distribución de carga .....	33
3.6	Diseño y armado del muro M3.....	34
3.6.1	Deformación por Flexión.....	34
3.6.2	Deformación por Corte .....	34
3.6.3	Alma .....	35
3.6.4	Cabezales .....	35
3.6.5	RESUMEN DEL DISEÑO .....	37
3.6.6	Diseño de la viga de distribución de carga .....	38
3.7	Comparación entre fuerzas y momentos de demanda y resistencia .....	39
3.7.1	Muro M1 (Agotamiento a Corte) .....	39
3.7.2	Muro M2 (Agotamiento a Flexión).....	40
3.7.3	Muro M3 (Agotamiento a Corte) .....	41
3.8	Realización de los modelos matemáticos en el rango no lineal .....	
	en SAP 2000.....	41
3.8.1	Método de la columna ancha .....	41
3.8.2	Definición de la geometría .....	42
3.8.3	Definición del material .....	43
3.8.4	Resultados .....	43

3.8.5 ESFUERZOS GENERADOS .....	45
3.8.6 Curva de capacidad de los muros.....	53
3.9 resumen de resultados .....	55
CAPÍTULO 4.....	56
ENSAYOS DE PROBETAS Y CONSTRUCCIÓN DEL MURO .....	
CORTO Y DE LOS MUROS ESBELTOS.....	56
4.1 Construcción de los muros.....	56
4.2 Descripción de LA INSTRUMENTACIÓN.....	60
4.3 Ensayo de resistencia a la compresión del hormigón .....	63
4.4 Ensayo de resistencia a tensión del acero de refuerzo .....	63
CAPÍTULO 5.....	67
DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES.....	67
5.1 Ensayos de los muros.....	67
5.2 Ensayo a carga horizontal sobre el muro corto M1 .....	68
5.2.1 Fuerzas aplicadas en el muro M 1 .....	68
5.2.2 Esfuerzo cortante en el muro M 1 .....	69
5.3 Ensayo a carga horizontal sobre el muro esbelto M2.....	69
5.3.1 Fuerzas aplicadas en el muro M 2 .....	69
5.3.2 Esfuerzo cortante en el muro M 2 .....	69
5.4 Ensayo a carga horizontal sobre el muro esbelto M3.....	69
5.4.1 Fuerzas aplicadas en el muro M 3 .....	70
5.4.2 Esfuerzo cortante en el muro M 3 .....	70
5.5 Obtención de la curva Carga-Desplazamiento .....	71
5.6 Descripción del agotamiento de los muros.....	72
CAPÍTULO 6.....	98
OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA.....	98
6.1 Calibración del modelo matemático.....	98

6.2	Idealización bilineal de la curva de capacidad según ATC 40 .....	102
6.3	PROPUESTA EMPÍRICA DE DUCTILIDAD .....	105
6.4	RELACIÓN MOMENTO CURVATURA.....	107
6.5	Determinación de la deformación última.....	110
6.6	Determinación de la resistencia máxima alcanzada.....	110
6.7	Determinación de la ductilidad.....	112
CAPÍTULO 7.....		116
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		116
7.1	Conclusiones Y RECOMENDACIONES.....	116
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....		127
ANEXOS .....		129
ANEXO 1.....		130

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Variación de la fuerza cortante, momento y carga axial en un muro estructural aislado	3
Figura 1.2: Variables geométricas	4
Figura 1.3: a) Agotamiento, b) Lazos de histéresis de un muro corto de hormigón armado	4
Figura 1.4: Tipos de agotamiento y lazos de histéresis con agotamiento a flexión de muros esbeltos	5
Figura 1.5: Esfuerzo de compresión del hormigón	8
Figura 1.6: Esfuerzo de fluencia del acero	9
Figura 1.7: Dimensiones del muro corto M1	11
Figura 1.8: Dimensiones del muro esbelto M2	12
Figura 1.9: Dimensiones del muro esbelto M3	13
Figura 1.10: Dimensiones de la losa de anclaje	14
Figura 2.1: Acoples - gato hidráulico - celda de carga 20 [T]	16
Figura 2.2: Acoples - gato hidráulico - celda de carga 100[T]	16
Figura 3.1: Resultados experimentales	20
Figura 3.2: Detalles de los mecanismos de cortante	21
Figura 3.3: Armado longitudinal y transversal de cabezales y alma	23
Figura 3.4: Armado transversal del muro M1	24
Figura 3.5: Diagrama de interacción muro M1	25
Figura 3.6: Armado longitudinal y transversal de viga de distribución de carga	25
Figura 3.7: Fuerzas actuantes en la probeta sometida a carga horizontal	26
Figura 3.8: Fuerza generada en la sección del cabezal	27
Figura 3.9: Armado longitudinal y transversal de losa de anclaje	28

Figura 3.10: Armado longitudinal y transversal de cabezales y alma .....	30
Figura 3.11: Armado transversal del muro M2.....	31
Figura 3.12: Diagrama de interacción muro M2.....	32
Figura 3.13: Armado longitudinal y transversal de viga de distribución de ..... carga .....	33
Figura 3.14: Fuerza generada en la sección del cabezal.....	34
Figura 3.15: Armado longitudinal y transversal de cabezales y alma .....	35
Figura 3.16: Armado transversal del muro M3.....	36
Figura 3.17: Diagrama de interacción muro M3.....	37
Figura 3.18: Armado longitudinal y transversal de viga de distribución de ..... carga .....	38
Figura 3.19: Fuerza generada en la sección del cabezal.....	39
Figura 3.20: Sección trasversal equivalente.....	42
Figura 3.21: Vista como frame.....	42
Figura 3.22: Vista extruida.....	42
Figura 3.23: Carga lateral de diseño, $V_{n\_T}$ (resistencia a corte) .....	43
Figura 3.24: Deformación debido a $V_n$ .....	43
Figura 3.25: Carga lateral de diseño, $F_{Mn\_T}$ (fuerza por flexión).....	44
Figura 3.26: Deformación debido a $f_{mn}$ .....	44
Figura 3.27: Carga lateral de diseño, $V_{n\_T}$ (resistencia a corte) .....	44
Figura 3.28: Deformación debido a $V_n$ .....	44
Figura 3.29: Vista general de esfuerzos producidos.....	45
Figura 3.30: Puntal de compresión diagonal .....	46
Figura 3.31: Esfuerzos cortantes ( $T/m^2$ ) .....	46
Figura 3.32: Trayectoria de esfuerzos a tracción y compresión .....	47
Figura 3.33: Diagrama de deformaciones.....	48
Figura 3.34: Esfuerzos longitudinales ( $T/m^2$ ) .....	49

Figura 3.35: Trayectoria de esfuerzos a tracción y compresión .....	50
Figura 3.36: Fuerza de tensión diagonal.....	51
Figura 3.37: Esfuerzos transversales ( $T/m^2$ ) .....	52
Figura 3.38: Trayectoria de esfuerzos a tracción y compresión .....	53
Figura 3.39: Curva de capacidad "Pushover" (T-mm).....	54
Figura 3.40: Curva de capacidad "Pushover" (T-mm).....	54
Figura 3.41: Curva de capacidad "Pushover" (T-mm).....	55
Figura 4.1: Armado de losa de anclaje y muros M1, M2, y M3 .....	56
Figura 4.2: Colocación de strain gauges.....	57
Figura 4.3: Hormigonado de la losa de anclaje y muros M1, M2 y M3.....	58
Figura 4.4: Muros M1, M2 y M3 construidos .....	59
Figura 4.5: Instrumentación muro M1.....	60
Figura 4.6: Instrumentación muro M2.....	61
Figura 4.7: Instrumentación muro M3.....	62
Figura 4.8: Resistencia a la tracción del acero de refuerzo-varilla 8mm .....	63
Figura 4.9: Resistencia a la tracción del acero de refuerzo-varilla 10mm.....	64
Figura 4.10: Resistencia a la tracción del acero de refuerzo-varilla 12mm.....	64
Figura 4.11: Resistencia a la tracción del acero de refuerzo-varilla 18mm.....	65
Figura 4.12: Resistencia a la tracción del acero de refuerzo-varilla 22mm.....	65
Figura 5.1: Envolvente de lazos muro M1 .....	71
Figura 5.2: Envolvente de lazos muro M2 .....	71
Figura 5.3: Envolvente de lazos muro M3 .....	72
Figura 5.4: Ciclos de carga muro M1 .....	72
Figura 5.5: Patrones de daño del muro M1 .....	74
Figura 5.6: Evolución de los patrones de daño del muro M1 .....	75
Figura 5.7: Evolución del grosor de las fisuras muro M1 .....	77
Figura 5.8: Rotura de refuerzo transversal muro M1 .....	78

Figura 5.9: Ciclos de carga muro M2.....	80
Figura 5.10: Patrones de daño del muro M2 .....	81
Figura 5.11: Evolución de los patrones de daño del muro M2 .....	82
Figura 5.12: Evolución del grosor de las fisuras del muro M2.....	84
Figura 5.13: Rotura de refuerzo longitudinal muro M2 .....	86
Figura 5.14: Ciclos de carga muro M3 .....	88
Figura 5.15: Patrones de daño del muro M3 .....	89
Figura 5.16: Evolución de los patrones de daño del muro M3 .....	90
Figura 5.17: Evolución del grosor de las fisuras del muro M3.....	93
Figura 5.18: Agotamiento muro M3.....	96
Figura 6.1: Curva de capacidad "Pushover" (T-mm) .....	100
Figura 6.2: Curva de capacidad "Pushover" (T-mm) .....	101
Figura 6.3: Curva de capacidad "Pushover" (T-mm) .....	101
Figura 6.4: Representación bilineal de la curva de capacidad por el método ..... del coeficiente de desplazamiento .....	102
Figura 6.5: Curva de capacidad ATC 40 .....	103
Figura 6.6: Curva de capacidad ATC 40 .....	103
Figura 6.7: Curva de capacidad ATC 40 .....	104
Figura 6.8: Curva de capacidad.....	105
Figura 6.9: Curva de capacidad.....	105
Figura 6.10: Curva de capacidad .....	106
Figura 6.11: Zona elástica Curva Carga-Desplazamiento de la..... propuesta P.A.A.....	106
Figura 6.12: Diagrama momento-curvatura.....	107
Figura 6.13: Diagrama momento-curvatura.....	108
Figura 6.14: Modelo caltrans del diagrama momento-curvatura.....	108
Figura 6.15: Diagrama carga vs. curvatura .....	109



Figura 6.16: Diagrama carga vs. curvatura .....	109
Figura 6.17: Diagrama carga vs. curvatura .....	110
Figura 6.18: Curva de capacidad – envolvente de carga vs. deformación .....	111
Figura 6.19: Curva de capacidad – envolvente de carga vs. deformación .....	111
Figura 6.20: Curva de capacidad – envolvente de carga vs. deformación .....	112
Figura 6.21: Carga vs. deformación.....	113
Figura 6.22: Carga vs. deformación.....	114
Figura 6.23: Carga vs. deformación.....	114

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1: Acero longitudinal y acero transversal.....	24
Tabla 3.2: Acero longitudinal y acero transversal.....	32
Tabla 3.3: Acero longitudinal y acero transversal.....	37
Tabla 3.4: Fuerzas de demanda y resistencia .....	39
Tabla 3.5: Momentos de demanda y resistencia .....	40
Tabla 3.6: Fuerzas de demanda y resistencia .....	40
Tabla 3.7: Momentos de demanda y resistencia .....	40
Tabla 3.8: Fuerzas de demanda y resistencia .....	41
Tabla 3.9: Momentos de demanda y resistencia .....	41
Tabla 3.10: Resumen datos teóricos .....	55
Tabla 4.1: Significado de la nomenclatura.....	60
Tabla 4.2: Resistencia a la compresión del hormigón de muros (kg/cm <sup>2</sup> ) .....	63
Tabla 4.3: Resistencia a la tracción del acero de refuerzo .....	66
Tabla 5.1: Fuerzas aplicadas .....	68
Tabla 5.2: Esfuerzo cortante .....	69
Tabla 5.3: Fuerzas aplicadas .....	69
Tabla 5.4: Esfuerzo cortante .....	69
Tabla 5.5: Fuerzas aplicadas .....	70
Tabla 5.6: Esfuerzo cortante .....	70
Tabla 5.7: Carga y deformación unitaria strain gauges muro M1 .....	79
Tabla 5.8: Carga y deformación unitaria strain gauges muro M2 .....	86
Tabla 5.9: Relación de esfuerzos teórica.....	87
Tabla 5.10: Carga y deformación unitaria strain gauges muro M3 .....	97

Tabla 6.1: Resultados calibrados ( $f_y$ , $f_c$ : reales) muro M1 .....	98
Tabla 6.2: Resultados calibrados ( $f_y$ , $f_c$ : reales) muro M2 .....	99
Tabla 6.3: Resultados calibrados ( $f_y$ , $f_c$ : reales) muro M3 .....	99
Tabla 6.4: Comparación resultados teóricos-experimentales .....	100
Tabla 6.5: Deformación última de cada muro .....	110
Tabla 6.6: Ductilidad de cada muro .....	112
Tabla 6.7: Comparación de resistencia de muros .....	115

## RESUMEN

Esta investigación tiene como propósito comparar el comportamiento de los muros estructurales de hormigón armado o muros de cortante analizando la respuesta de carga - desplazamiento lateral en un muro corto y dos muros esbeltos, se consideran que los ensayos se desarrollan en el plano que contiene la carga lateral que se aplica.

En el primer muro se aplica una carga lateral cíclica aproximada de 76 toneladas en el plano. En el segundo muro se aplica una carga lateral cíclica reversible aproximada de 14 toneladas en el plano. Finalmente, para el tercer muro se aplica una carga lateral aproximada de 45 toneladas en plano.

Es necesario reconocer que la resistencia de los muros estructurales de hormigón armado es predecible matemáticamente, sin embargo los resultados teóricos pueden variar de la realidad, por tal motivo se ha decidido realizar los ensayos para tres muros estructurales en el Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional. Los tres muros cuentan con cabezales y se los ha identificado como M1, M2 y M3.

Para el primer muro de cortante M1, con relación de aspecto menor a dos ( $h_w/L_w < 2.0$ ), se espera un agotamiento a corte debido a que en muros cortos rige principalmente dicho efecto.

Para el segundo muro de cortante M2, con relación de aspecto mayor o igual a dos ( $h_w/L_w \geq 2.0$ ), se espera que se presente agotamiento a flexión debido a que estos muros actúan esencialmente como vigas en voladizo donde dominan los efectos por flexión.

El tercer muro de cortante M3, también con relación de aspecto mayor o igual a dos ( $h_w/L_w \geq 2.0$ ), pero con la particularidad de que se lo diseñó para que presente agotamiento en corte y no en flexión como sería de esperarse.

La resistencia especificada a la compresión del concreto a utilizarse en el ensayo es de 220 kg/cm<sup>2</sup> y el acero estructural tendrá un límite de fluencia con valores entre los 4200 kg/cm<sup>2</sup> y 5250 kg/cm<sup>2</sup>, datos que son confirmados en pruebas de laboratorio para una posterior calibración del modelo.

## PRESENTACIÓN

La presente tesis contiene siete capítulos en los cuales se desarrolla el marco teórico, materiales y equipos utilizados en los ensayos, diseño de los muros de cortante, proceso constructivo, análisis de resultados, parámetros de resistencia y finalmente conclusiones y recomendaciones.

El Capítulo 1, contiene Antecedentes, Definiciones, Consideraciones, Alcance, Objetivos y la Metodología a utilizarse en la presente tesis.

En el Capítulo 2, se realiza una descripción de materiales, equipos, mano de obra que se utilizan para la elaboración de los muros, y la ejecución de los ensayos en el Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional.

En el Capítulo 3, se realiza el análisis y diseño de los muros, se determina la capacidad y la demanda de cada uno. Se presenta el diseño de la losa de anclaje y la viga de distribución de carga. Finalmente se presenta el modelo matemático de los muros haciendo uso del programa comercial SAP 2000.

En el Capítulo 4, se resume el proceso constructivo de los tres muros de hormigón armado y se exponen resultados de los ensayos para determinar la resistencia a la compresión del hormigón y la resistencia a la fluencia del acero de refuerzo.

En el Capítulo 5, se describe y analiza los resultados del ensayo a carga lateral de cada muro. Finalmente se obtiene la curva Carga Desplazamiento, y se describe el agotamiento de los muros.

En el Capítulo 6, se procede a calibrar el modelo matemático y se obtiene la idealización bilineal según ATC 40. Finalmente se obtienen los Parámetros de Resistencia a partir de la curva Carga Desplazamiento.

El Capítulo 7, contiene las conclusiones y recomendaciones de los resultados experimentales y teóricos obtenidos.

# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 ANTECEDENTES

De acuerdo al capítulo de Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente de la NEC-SE-DS, el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta a excepción del nor-orienté que presenta una amenaza sísmica intermedia y el litoral que presenta una amenaza sísmica muy alta. El último sismo fuerte, registrado en el Ecuador que causó daño estructural fue el de Bahía de Caráquez del 4 de Agosto de 1998, luego de lo cual se determinó que el diseño estructural fue incompleto y donde se evidenció lo peligroso que resulta el diseño sin provisiones sismorresistentes, cuyo costo bordeó los 100 millones de dólares<sup>1</sup>.

Al comparar el sismo de Bahía de Caráquez con el sismo de Chile del 27 de febrero de 2010, sin lugar a duda, el segundo fue de mayor intensidad, sin embargo los edificios altos de la ciudad de Santiago se comportaron satisfactoriamente. La gran mayoría de sus edificios incluyen muros estructurales de hormigón armado, que absorben las fuerzas laterales generadas por sismo debido a su alta rigidez y gran resistencia ante cargas laterales aplicadas dentro de su plano. Por tanto, estos elementos vienen a constituirse en uno de los más confiables para resistir cargas sísmicas. (Capa, G. 2013).

De ahí se deriva la importancia de la presente investigación, la cual pretende simular acciones de tipo sísmico, mediante la aplicación de cargas laterales en el plano de cada muro.

Los métodos de diseño, como el ACI-318-08, que establece recomendaciones y límites mínimos, promueven un diseño sísmico que previene el agotamiento por

---

<sup>1</sup> El terremoto de Bahía de Caráquez – Ecuador, 4 de Agosto de 1998.



corte, considerado frágil, en favor de obtener un comportamiento más dúctil, es decir que se agote a flexión y disipe energía fluyendo.

Los muros estructurales de hormigón armado, utilizados en sistemas duales como los que se emplean frecuentemente, toman una gran fracción de la fuerza cortante lateral total que toma el edificio. Debido a esto se genera una confusión con respecto a su respuesta estructural ya que se piensa que un agotamiento por corte controla su comportamiento, lo cual no es del todo acertado, ya que los esfuerzos que controlan el comportamiento de estos muros están influenciados por la relación de aspecto ( $h_w/L_w$ ) y por su respectivo armado.

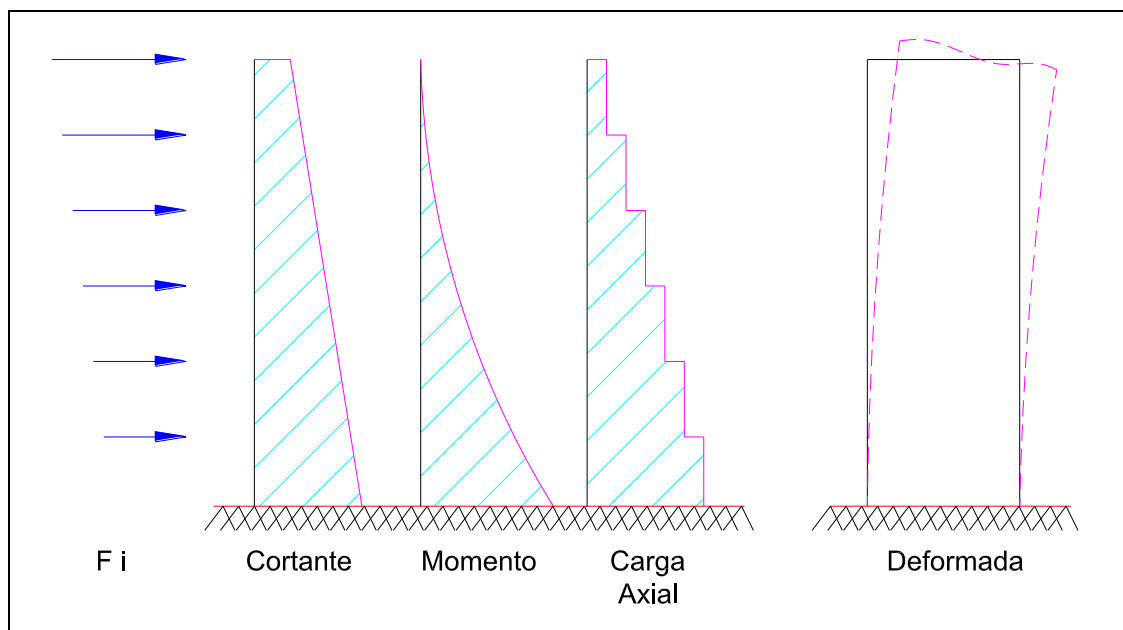
## **1.2 DEFINICIONES**

### **1.2.1 MUROS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO O MUROS DE CORTANTE**

Los muros estructurales de hormigón armado deben diseñarse para resistir la variación de cortante en la altura, el momento que produce compresión en un extremo y tensión en el extremo opuesto, y las cargas gravitacionales que producen compresión en el muro. (Alcocer, 2008).

En la Figura 1.1, se observa un muro estructural aislado al que se le aplica carga horizontal con sus respectivas acciones generadas.

**FIGURA 1.1** Variación de la fuerza cortante, momento, carga axial, y deformada en un muro estructural aislado

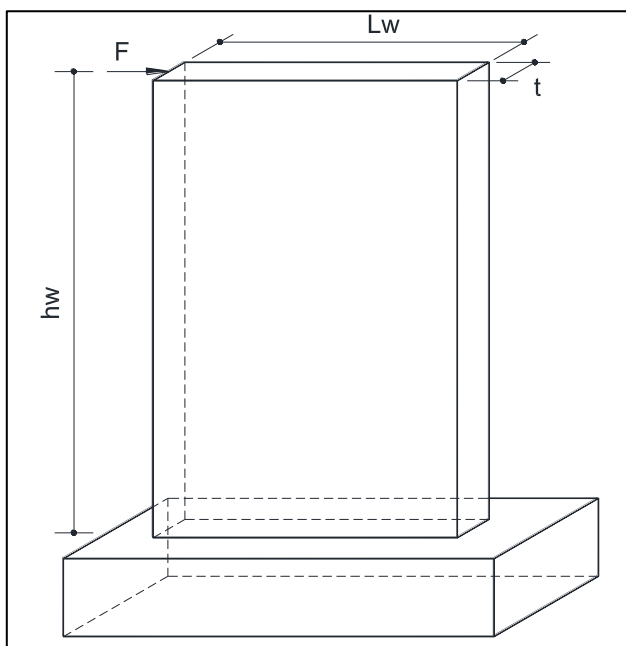


FUENTE: Alcocer M., 2008

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

De acuerdo a Thomson B. 2003, uno de los parámetros más importantes de los muros estructurales es la relación existente entre su altura y su longitud  $h_w/L_w$ , con lo cual, los muros se pueden clasificar en muros cortos y muros esbeltos.

En la Figura 1.2, se muestran los parámetros geométricos más importantes para el estudio de muros estructurales, y luego se presenta la diferencia entre muros cortos y esbeltos.

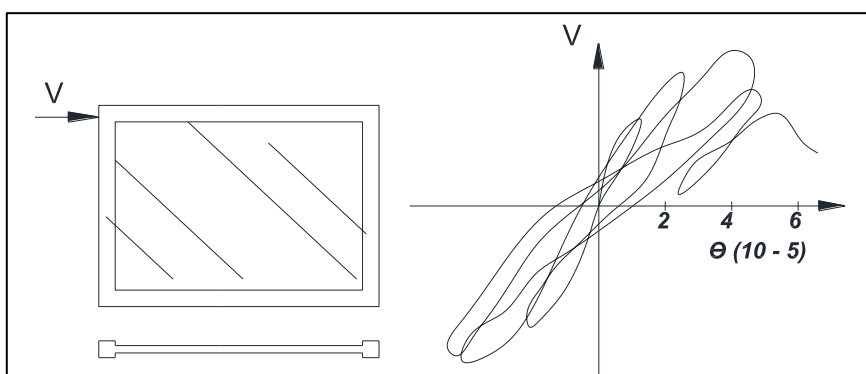
**FIGURA 1.2** Variables geométricas

FUENTE: Notación y Definiciones ACI-318-08  
ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

### 1.2.1.1 Muros cortos

En muros cortos la rigidez a carga lateral es muy elevada y el comportamiento tiende a ser frágil porque predominan los efectos de cortante. Se ha determinado, que para una relación  $h_w/L_w < 2$ , la deflexión está dominada por efectos de corte ya que mientras menor sea este cociente, el muro va incrementando su rigidez y por ende la resistencia a la flexión. (Bazán E., Meli R.).

**FIGURA 1.3** a) Agotamiento, b) Lazos de histéresis de un muro corto de hormigón armado

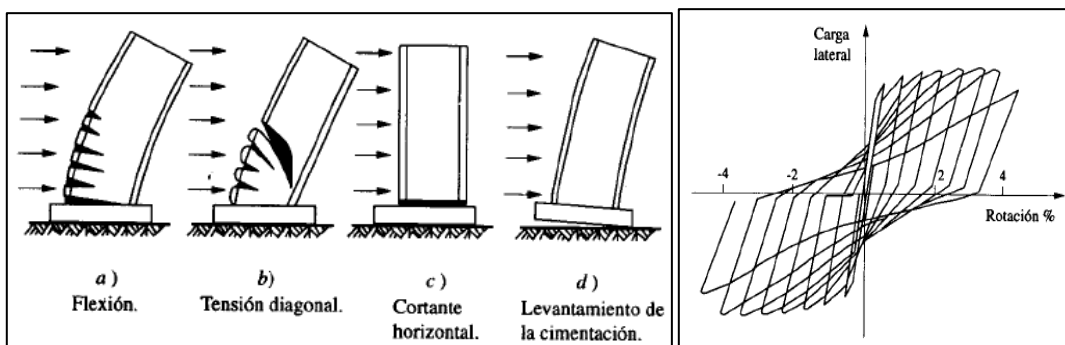


FUENTE: Bazán E., Meli R.  
ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

### 1.2.1.2 Muros esbeltos

Los muros esbeltos actúan como vigas en voladizo, y a diferencia de los muros cortos, en estos dominan los efectos de flexión. Se ha determinado que para  $h_w/L_w > 2$ , la deflexión está dominada por los efectos de flexión, para evitar el pandeo y el aplastamiento del concreto en el extremo comprimido del muro, es necesario confinar el refuerzo longitudinal formando columnas extremas o cabezales con sus respectivos estribos. En estas circunstancias se llega a tener una buena ductilidad ante cargas laterales. (Bazán-Meli)

**FIGURA 1.4** Tipos de agotamiento y lazos de histéresis con agotamiento a flexión de muros esbeltos



FUENTE: Bazán E., Meli R.

### 1.2.1.3 Tipos de Ensayos

Para obtener información experimental del comportamiento sísmico de una estructura o de un elemento estructural existen tres tipos de ensayos: cuasi-estáticos, dinámicos y pseudo dinámicos.

#### 1.2.1.4 Ensayos Cuasi-Estáticos

En los ensayos cuasi-estáticos, la historia de carga o deformación se aplica a una velocidad baja, por lo que se considera “casi” estático. Este tipo de ensayos se divide en unidireccionales y cíclicos. Las ventajas de los ensayos cuasi-estáticos son las siguientes: practicidad, bajo costo (en comparación con los dinámicos), la aplicación de magnitudes altas de carga es relativamente fácil, se puede observar el fenómeno del agrietamiento y propagación de daño detalladamente, los desplazamientos y fuerzas se pueden medir acertadamente. De acuerdo a

(Alcocer S. y Carrillo J.) los ensayos cuasi estáticos son limitados en cuanto a la información acerca del comportamiento dinámico bajo carga sísmica.

A continuación se enumeran algunas de las desventajas: dudas sobre la confiabilidad acerca de la tasa de deformación (Paulson y Abrams, 1990; Leon y Deierlein, 1996; Mosalam et al., 2008). De acuerdo a (Leon y Deierlein, 1996; Rai, 2001): se pueden originar interpretaciones incorrectas de los resultados en los siguientes casos: a) el modo de falla predominante del elemento está influenciado por las tasas de deformación, b) el material, hormigón y mampostería, que gobierna el comportamiento es frágil, c) las características de sobre resistencia son un parámetro fundamental en la respuesta y, d) la capacidad de ductilidad y disipación de energía son parámetros importantes. En los casos anteriores no se sabe si los resultados son conservadores

#### **1.2.1.5 Ensayos Dinámicos**

El ensayo dinámico se realiza en mesa vibradora y se considera el mejor método para reproducir que los sismos imponen a las estructuras o elementos estructurales. Existen ciertas ventajas como por ejemplo que pueden ser sometidos a registros reales de aceleración sísmica para investigar los efectos dinámicos puesto que las fuerzas y desplazamientos relativos son generados por la respuesta dinámica de la estructura. De acuerdo a (Alcocer et al., 1997; Krawinkler, 2000), las desventajas de este tipo de ensayo son: el elevado costo de instalación y mantenimiento de la mesa vibradora, y problemas de cabeceo no deseado entre el espécimen y la mesa durante el ensayo.

#### **1.2.1.6 Ensayos Seudo Dinámicos**

Como su nombre lo indica, este tipo de ensayos es una combinación entre los ensayos cuasi-estáticos y dinámicos.

#### **1.2.1.7 Curva de envolvente cíclica versus curva de carga unidireccional**

Es importante distinguir entre la curva de “carga unidireccional” y la curva de “envolvente cíclica”, la primera representa la respuesta que sería observada para

un componente ensayado bajo carga incremental continua (sin descarga), ejemplo de esta curva es la que se obtiene de los ensayos de compresión de cilindros de hormigón y de los ensayos de tracción del acero, mientras que la envolvente cíclica representa la respuesta para un ensayo bajo carga y descarga.

## **1.3 CONSIDERACIONES**

### **1.3.1 ENSAYOS DE CILINDROS A COMPRESIÓN**

#### **1.3.1.1 Resistencia a la compresión del hormigón**

La resistencia a compresión del hormigón se determina de acuerdo a las normas ASTM-C31 y ASTM-C39.

#### **1.3.1.2 Módulo de elasticidad del hormigón**

En la sección 8.5.1 del código ACI-318-08 se propone la siguiente expresión para calcular el módulo de elasticidad del hormigón:

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} \quad (1.4)$$

donde:

$E_c$ : Módulo de elasticidad del hormigón medido en  $\text{kg/cm}^2$ .

$f'_c$ : Resistencia a la compresión del hormigón medido en  $\text{kg/cm}^2$ .

De acuerdo a la tesis desarrolla por Henry Alejandro (2014), de la Facultad de Ingeniería Civil de la EPN, es recomendable utilizar valores entre:

$$12000\sqrt{f'_c} \leq E_c \leq 13000\sqrt{f'_c} \quad (1.5)$$

### **1.3.2 ENSAYOS DE LAS BARRAS DE REFUERZO**

#### **1.3.2.1 Resistencia a la tensión del acero**

Las barras corrugadas utilizadas en la construcción son fabricadas por el proceso de laminado debido a que este proceso permite obtener secciones constantes.

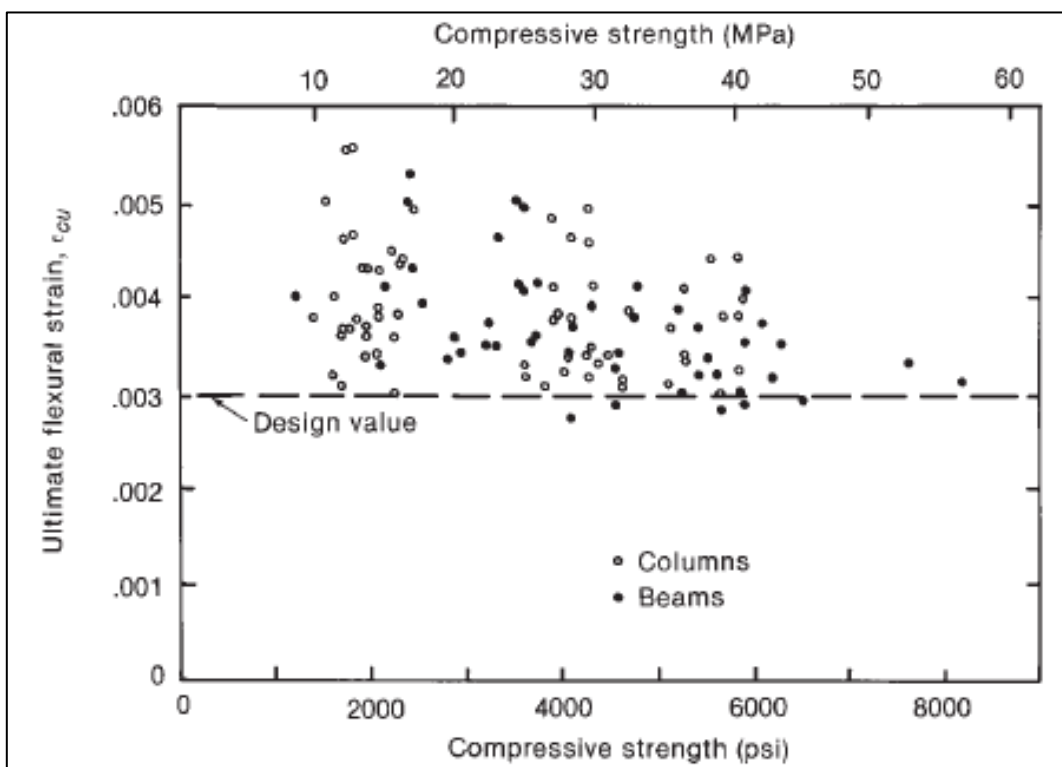
Para determinar la resistencia especificada a la fluencia en este tipo de piezas se utiliza la norma ASTM A-370.

### 1.3.3 RELACIÓN ESFUERZO DEFORMACIÓN

Todos los tipos de materiales tienen curvas de esfuerzo deformación representativa y que son definidas a partir de una serie de parámetros característicos.

Para el hormigón el código ACI-318-08, sección 10.2.3, supone una máxima deformación unitaria en la fibra extrema sometida a compresión del concreto de 0.003, que se aproxima a los valores medidos más pequeños representados en las siguientes figuras.

**FIGURA 1.5** Resistencia a la Compresión y Deformación unitaria



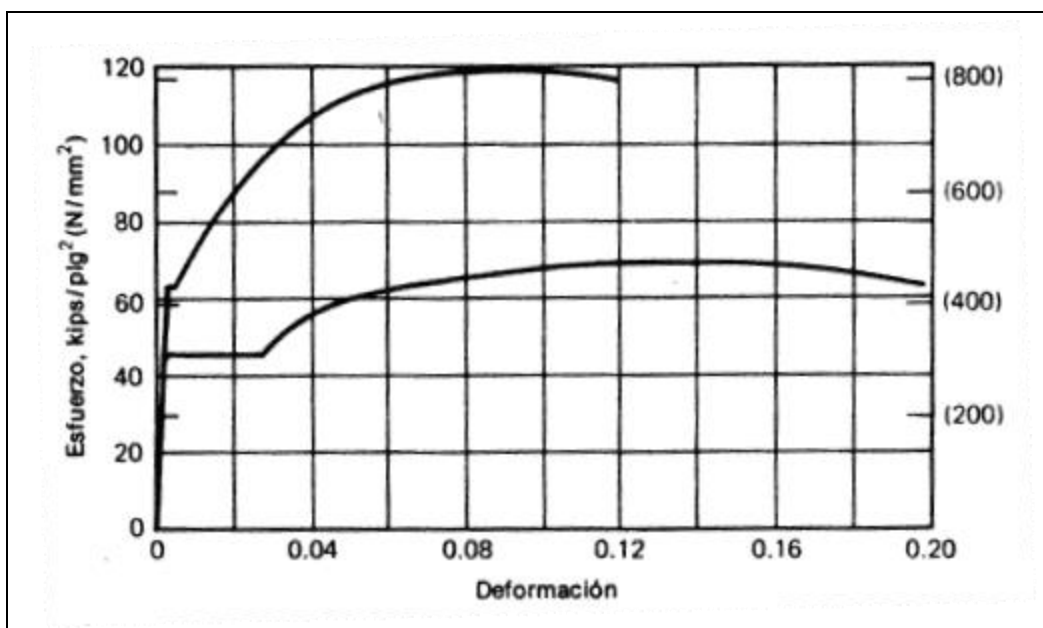
FUENTE: James G. MacGregor

R-Park y T-Paulay, mencionan que para el cálculo de la curvatura última, sería razonable tomar un valor mayor a 0.003, debido a que este es un valor razonablemente conservador. Al alcanzar ésta deformación, el concreto

comprimido de un miembro a flexión, normalmente no muestra grietas visibles a pesar que la deformación es mayor que la correspondiente al esfuerzo máximo, probablemente debido a la presencia de hormigón menos deformado más próximo al eje neutro.

Para varillas de acero, las curvas típicas de esfuerzo deformación, presentan un rango de comportamiento lineal en la cual para un esfuerzo a la fluencia de  $4200\text{kg/cm}^2$  le corresponde una deformación unitaria de 0.002, seguido de una plataforma de cedencia, y una región de endurecimiento por deformación y finalmente en una deformación unitaria de aproximadamente de 0.09 el esfuerzo decae hasta que ocurre la fractura.

**FIGURA 1.6** Esfuerzo de fluencia del acero 40 ksi ( $2812\text{ kg/cm}^2$ ) y 60 ksi ( $4218\text{ kg/cm}^2$ )



FUENTE: Park R., Paulay T.

## 1.4 ALCANCE Y OBJETIVOS

### 1.4.1 ALCANCE

El presente tema de tesis abarca el estudio teórico de modelos en el rango lineal y no lineal a través de la utilización de métodos computacionales (SAP 2000) y la contrastación con ensayos de laboratorio de tres muros estructurales,



enfocándose en la respuesta de Carga - Desplazamiento ante carga lateral cíclica en el plano, y las propiedades mecánicas referentes a resistencia y ductilidad.

## **1.4.2 OBJETIVOS**

### **1.4.2.1 Objetivo General**

Investigar el comportamiento de muros estructurales de hormigón armado analizando la respuesta de Carga - Desplazamiento en un muro corto y en dos muros esbeltos mediante ensayos de carga lateral cíclica en el plano para el rango lineal y no lineal.

### **1.4.2.2 Objetivos Específicos**

Realizar el modelo matemático utilizando el programa SAP 2000 para obtener la curva Carga - Desplazamiento teórica para cada muro.

Obtener los valores experimentales de Carga – Desplazamiento Lateral para cada muro donde se esperaría que el muro corto y uno de los muros esbeltos presenten agotamiento a corte y el otro muro esbelto presente agotamiento en flexión.

Validar el modelo matemático con los ensayos experimentales de laboratorio.

## **1.5 METODOLOGÍA**

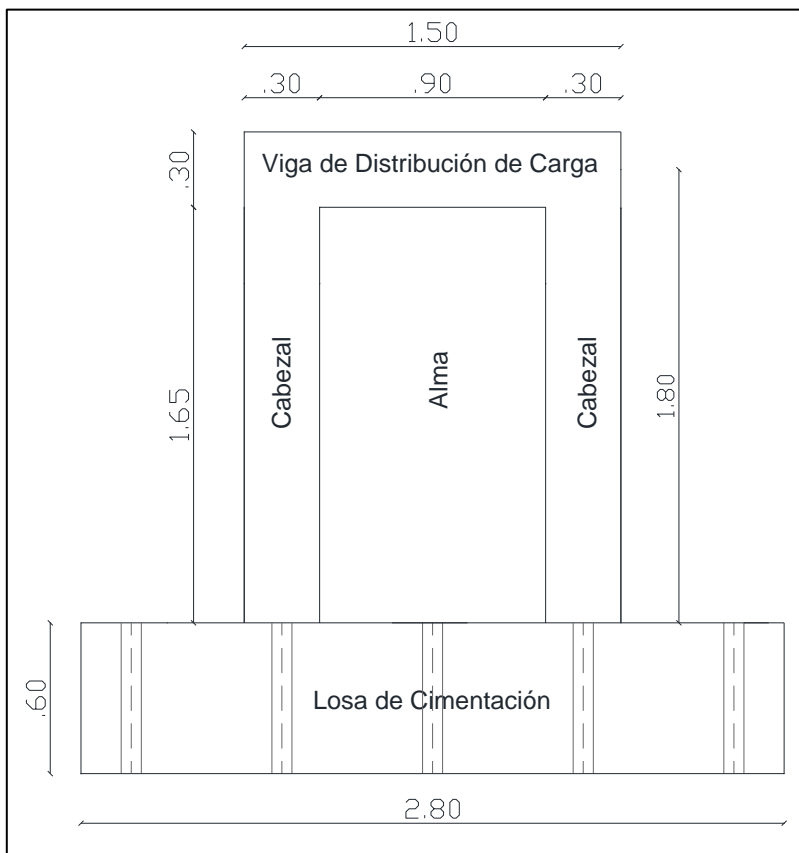
### **1.5.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MUROS**

Para llevar a cabo esta investigación se elaboró tres ensayos destructivos de los muros de cortante M1, M2 y M3. El muro M1, corto, y el muro M3, esbelto, se someten a un ensayo de carga lateral cíclico en el plano de carga y descarga (un solo sentido), mientras que el muro M2, esbelto, se ensaya a carga lateral cíclica reversible (dos sentidos) en el plano.

La carga lateral es aplicada en uno de los extremos de la viga de distribución de carga en dirección paralela al plano del muro hasta alcanzar el agotamiento.

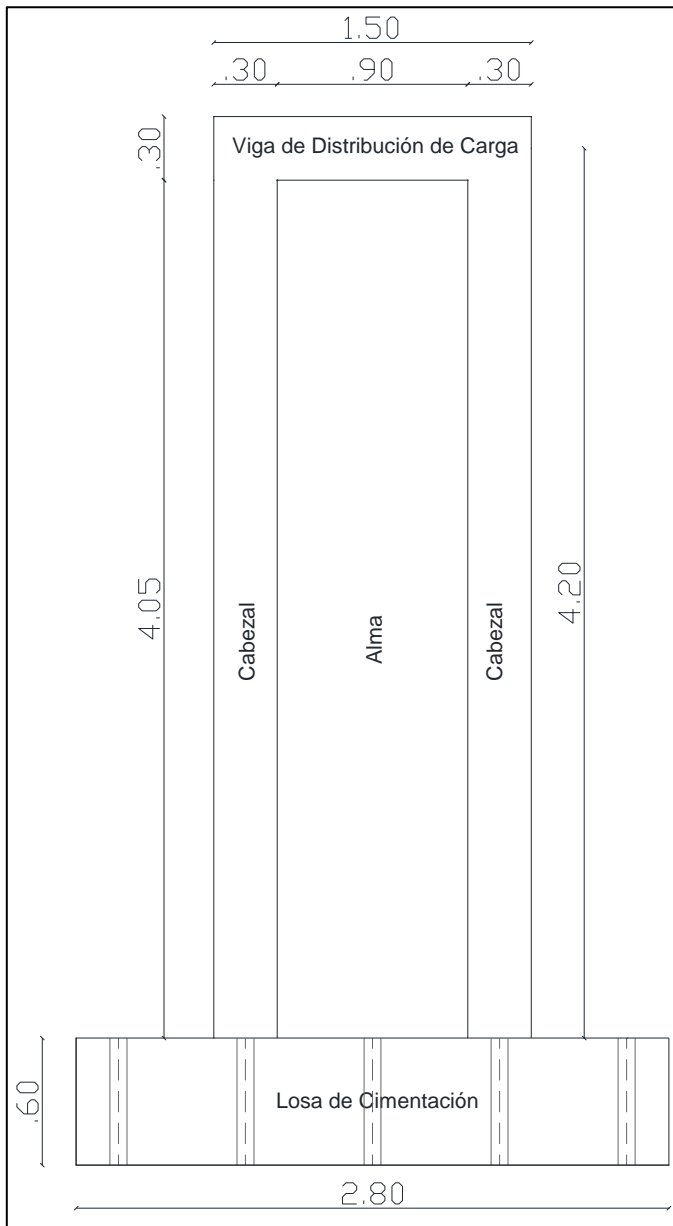
El muro M1, Figura 1.7, tiene las siguientes medidas 1.5 m de ancho y 1.95 m de alto, el alma tiene un espesor de 0.15 m y los cabezales tienen una sección de 0.3 m x 0.3 m.

**FIGURA 1.7** Dimensiones del Muro Corto M1



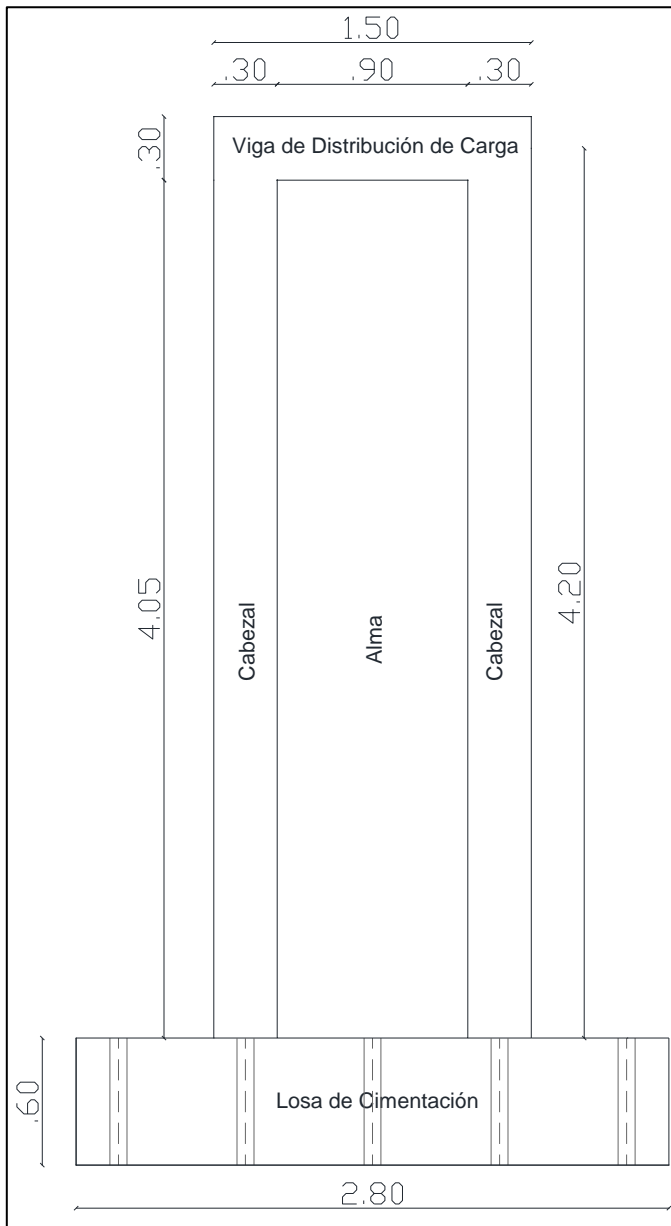
ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

El muro M2, representado en la Figura 1.8, presenta las siguientes medidas, 1.5 m de ancho y 4.35 m de alto, el alma tiene un espesor de 0.15 m, y los cabezales tienen una sección de 0.3 m x 0.3 m.

**FIGURA 1.8** Dimensiones del Muro Esbelto M2

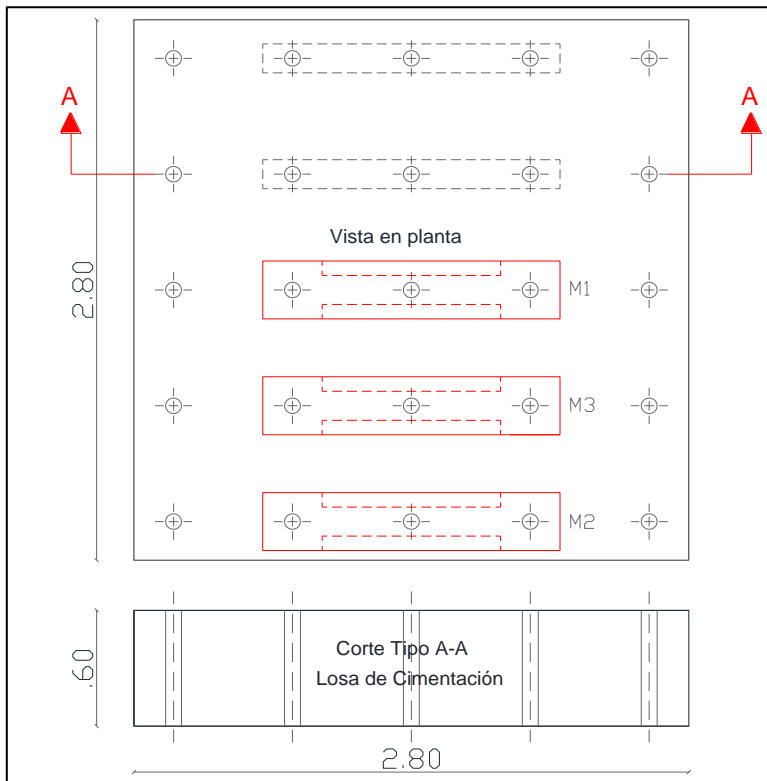
ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

El muro M 3, representado en la Figura 1.9, tiene las siguientes medidas, 1.5 m de ancho y 4.35 m de alto, el alma tiene un espesor de 0.15 m, y los cabezales tienen una sección de 0.3 m x 0.3 m.

**FIGURA 1.9** Dimensiones del Muro Esbelto M3

ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

En la Figura 1.10, se presentan las dimensiones de la losa de anclaje, que sirve para empotrar los muros a la losa de reacción del laboratorio. Se puede observar la distribución en planta de cinco muros, sin embargo el estudio de la presente tesis se basa en el los muros denominados como M1, M2 y M3.

**FIGURA 1.10** Dimensiones de la losa de anclaje

ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

## 1.5.2 PROCESO CONSTRUCTIVO DE LOS MUROS

El proceso de construcción de cada muro se describe a continuación:

Para simular la condición de empotramiento, se diseña y se construye una losa de anclaje. Esta losa de anclaje se sujeta a la losa de reacción utilizando los pernos de anclaje cuyo número depende de la carga a ser aplicada sobre el muro y el chequeo de deslizamiento y volcamiento de cada uno.

Como se puede observar en el diseño estructural, Capítulo 3, el armado longitudinal del muro de cortante nace desde la losa de anclaje.

Para aplicar la carga lateral en la esquina superior de los muros, se diseña y se construye la viga de distribución de carga.

Finalmente se procede a encofrar y a hormigonar en dos etapas. La primera para hormigonar la losa de anclaje y posteriormente los muros de cortante.

## **CAPÍTULO 2**

### **DESCRIPCIÓN DE MATERIALES, EQUIPO Y MANO DE OBRA**

#### **2.1 MATERIALES EMPLEADOS EN CONSTRUCCIÓN DE LAS PROBETAS**

##### **2.1.1 HORMIGÓN DE LOS ELEMENTOS DE LOS MUROS DE CORTANTE PARA EL ENSAYO DE LABORATORIO**

La resistencia especificada a la compresión ( $f'c$ ), de las muestras obtenidas durante la construcción de los muros, tiene un valor promedio de  $220 \text{ kg/cm}^2$  de acuerdo a los ensayos realizados en el Laboratorio de Materiales – EPN.

##### **2.1.2 ACERO DE REFUERZO**

Las muestras obtenidas durante la construcción de los muros de las barras de refuerzo tienen un esfuerzo de fluencia que está entre los de  $4200 \text{ kg/cm}^2$  y  $5200 \text{ kg/cm}^2$ . Estos datos se determinaron en el laboratorio de resistencia de materiales de la Facultad de Ingeniería Mecánica.

#### **2.2 EQUIPOS UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN Y ENSAYO DE LAS PROBETAS**

Para la construcción de los muros se utilizan los equipos tradicionales en la construcción, mientras que para el desarrollo de los ensayos destructivos se utilizan los equipos facilitados por el Centro de Investigación de la Vivienda - EPN que se muestran en las siguientes imágenes.

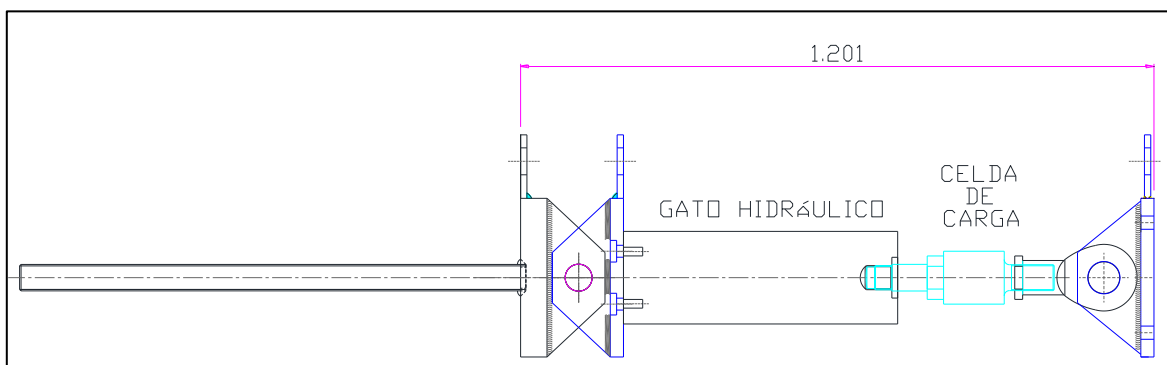
## 2.2.1 EQUIPOS UTILIZADOS EN LOS ENSAYOS DE CARGA HORIZONTAL

Para simular el empotramiento de la losa de anclaje a la losa de reacción se utilizan 24 ejes de anclaje, a los cuales se les realiza una pretensión con la bomba manual y gato hidráulico.

Para el ensayo de carga sobre los muros de cortante se utiliza un gato hidráulico con capacidad de 100 toneladas y una bomba eléctrica marca hidráulica.

Para el ensayo de carga cíclica sobre el muro de cortante se utiliza una celda de carga con capacidad de 20 toneladas.

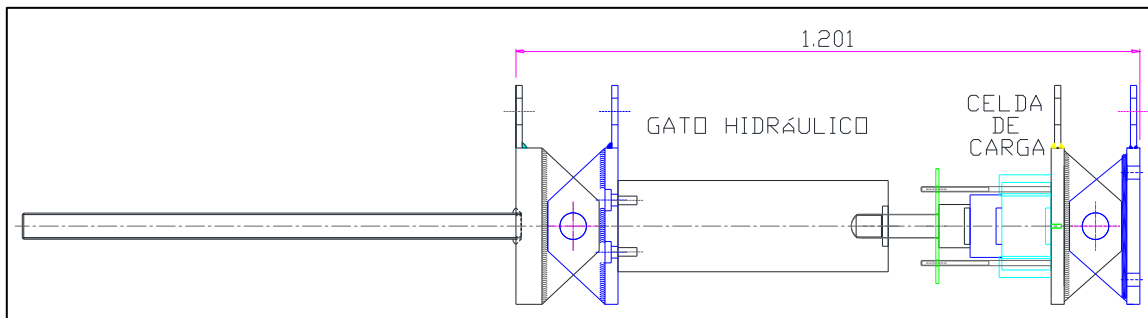
**FIGURA 2.1** Acoples - Gato Hidráulico - Celda de Carga 20 [T]



ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

Para los ensayos de carga y descarga se utiliza una celda de carga con capacidad de 100 toneladas.

**FIGURA 2.2** Acoples - Gato Hidráulico - Celda de Carga 100[T]



ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

Para la recopilación y procesamiento de datos de carga y desplazamiento se utiliza el sistema UPM 100 HBM de 80 canales. Los datos de desplazamiento provienen de los LVDTs, Transductor de Desplazamiento Lineal Variable, ubicados a la altura del eje de la aplicación de la carga y a media altura. La celda de carga mide los valores de desplazamiento y se registran en el UPM.

### **2.3 MANO DE OBRA**

Para la mano de obra se ha contratado un maestro albañil con experiencia y su respectivo ayudante. Se ha verificado que el maestro haya realizado previamente trabajos similares y se le ha capacitado en la importancia de seguir todas las recomendaciones estipuladas en los planos de diseño estructural y la normativa interna que maneja el Centro de Investigación de la Vivienda bajo la supervisión de los alumnos ejecutores de la presente tesis.



## CAPÍTULO 3

### ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS MUROS

#### 3.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

##### MURO M1

Para el muro M1, el cual se diseña conforme a los requisitos de cortante, se presume un  $f_y$  de  $5250 \text{ kg/cm}^2$  para determinar el máximo valor posible de resistencia a cortante, y un valor de  $4200 \text{ kg/cm}^2$  para calcular el menor valor posible de resistencia a flexión con lo cual se busca asegurar que el agotamiento por corte se presente antes que el agotamiento por flexión.

##### MURO M2

Para el muro M2, el cual se diseña conforme a los requisitos de elementos en flexión, se presume un  $f_y$  de  $5250 \text{ kg/cm}^2$  para determinar el máximo valor posible de resistencia a flexión, y un valor de  $4200 \text{ kg/cm}^2$  para calcular el menor valor posible de resistencia a cortante con lo cual se busca asegurar que el agotamiento por flexión se presente antes que el agotamiento por corte.

##### MURO M3

Para el muro M3, el cual se diseña conforme a los requisitos de flexión, se presume un  $f_y$  de  $4200 \text{ kg/cm}^2$  para determinar el mínimo valor posible de resistencia a flexión, y un valor de  $5250 \text{ kg/cm}^2$  para calcular el máximo valor posible de resistencia a cortante con lo cual se busca asegurar que el agotamiento por corte se presente antes que el agotamiento por flexión.

Para el diseño se presume un valor de resistencia a la compresión del hormigón ( $f_c$ ) de  $180 \text{ kg/cm}^2$  para los tres muros.

### 3.2 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

Los tres muros estructurales de hormigón armado están sometidos a carga lateral en plano que genera flexión en los muros. Por tal motivo es necesario determinar la resistencia a flexión a través del diagrama de interacción.

### 3.3 RESISTENCIA AL CORTE

#### 3.3.1 RESISTENCIA NOMINAL A CORTANTE

Además de la flexión también existen esfuerzos de cortante generados por la carga lateral aplicada en los muros. La resistencia a corte se determina a través de la siguiente fórmula:

$$V_n = V_c + V_s = L_w t \left[ \alpha_c \lambda \left( \sqrt{f_c} \right) + \rho_t f_y \right] \quad (3.1)$$

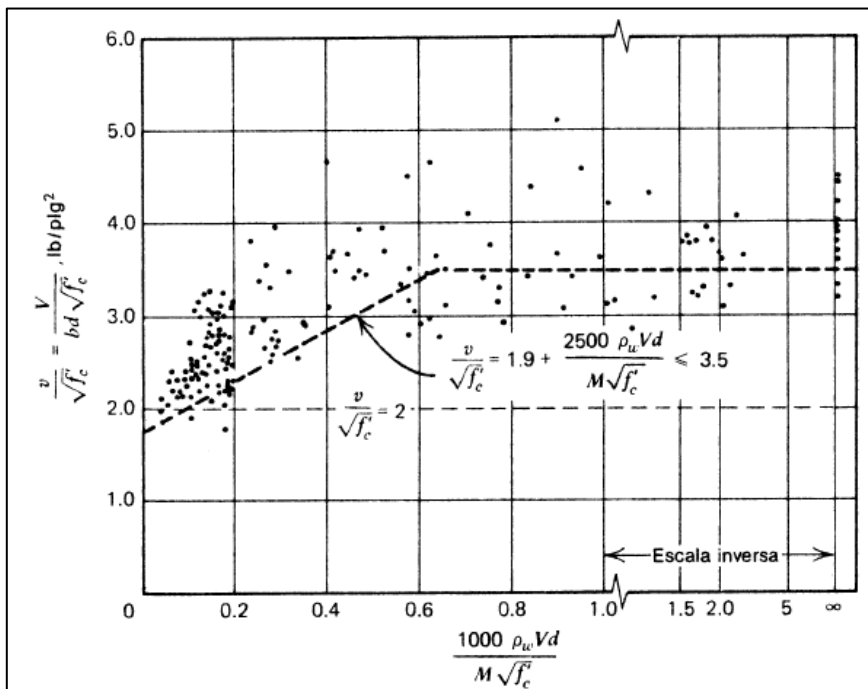
Donde “ $L_w$ ” es la longitud del muro completo en dirección de la fuerza de cortante, “ $t$ ” es el espesor del alma del muro, “ $\lambda$ ” es el factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano,  $f_c$  es la resistencia especificada a la compresión,  $\rho_t$  es la cuantía del área de refuerzo transversal distribuido al área bruta de concreto de una sección perpendicular a éste refuerzo,  $f_y$  es la resistencia especificada a la fluencia del refuerzo, y “ $\alpha_c$ ” es coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del concreto a la resistencia nominal a cortante del muro, dependiendo de la relación de aspecto siendo de esta manera 0,53 para  $h_w/L_w \leq 1.5$  y 0,80 para  $h_w/L_w \geq 2$ , tal y como se define en el código ACI-318-08.

Es importante mencionar que el coeficiente  $\alpha_c = 0.53$ , se obtiene de la expresión básica de la resistencia al cortante, la cual considera otros factores que influyen en la resistencia al corte y está dada por  $V_c = \left( 0.50\sqrt{f_c} + 176\rho_w \frac{V_{u,d}}{M_u} \right) L_w t \leq 0.93\sqrt{f_c} L_w t$ , el ACI-08 recomienda suponer que el segundo término de la ecuación sea igual a  $\left( 176\rho_w \frac{V_{u,d}}{M_u} = 0.03\sqrt{f_c} \right)$ , obteniéndose

finalmente que  $V_c = (0.53\sqrt{f'_c})L_w t \leq (0.93\sqrt{f'_c})L_w t$ , la cual es una expresión conservadora que se adapta para la mayoría de casos.

Se presentan las correspondientes fórmulas de resistencia a cortante en unidades inglesas  $V_c = (2\sqrt{f'_c})L_w t \leq (3.5\sqrt{f'_c})L_w t$ , y en la Figura 3.1, se puede observar resultados experimentales desarrollados por Park R. y Paulay T.

**FIGURA 3.1:** Resultados experimentales

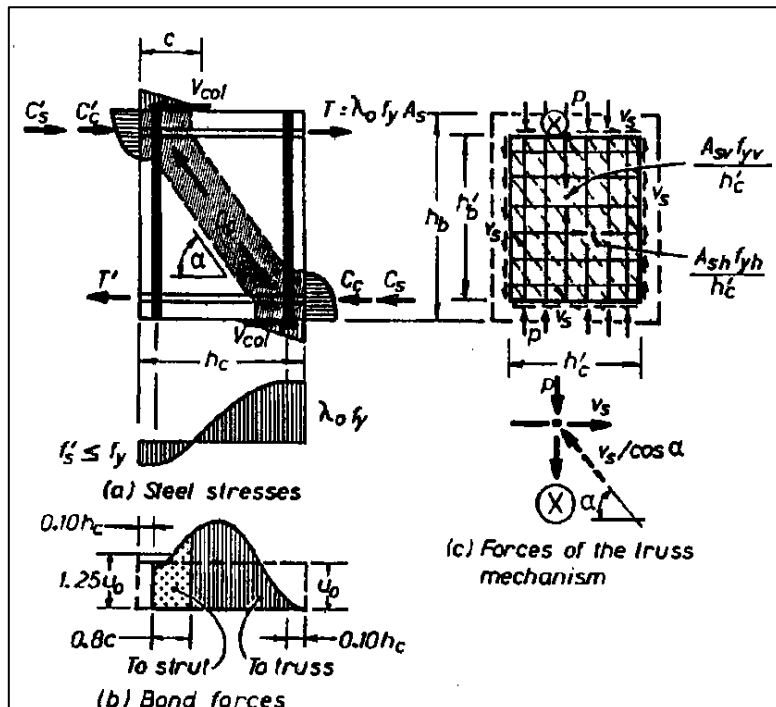


FUENTE: Park R., Paulay T.

### 3.3.2 RESISTENCIA NOMINAL A CORTANTE-MECANISMO DEL PUNTAL

De acuerdo a Paulay y Priestley, dentro de una conexión se desarrollan los siguientes mecanismos de cortante formando el puntal de compresión que se observa en la Figura 3.2.

**FIGURA 3.2:** Detalles de los mecanismos de cortante



FUENTE: Paulay T., Priestley M.

Donde:

$c$  es la profundidad de la zona de compresión a flexión la cual puede ser aproximada por:

$$c = \left( 0.25 + 0.85 \frac{P_u}{f'_c A_g} \right) h_c \quad (3.2)$$

$P_u$  es la fuerza a compresión mínima actuando sobre la columna, sin embargo para la presente tesis el valor de  $P_u$  es cero, con lo cual el valor de  $c$  se reduce a:

$$c = (0.25) h_c \quad (3.3)$$

y  $h_c$  es la longitud del alma.

### 3.4 DISEÑO Y ARMADO DEL MURO M1

Con la finalidad de aproximarse a las deformaciones en el rango elástico, se analiza al muro M1 como si se tratase de una viga en voladizo.

#### 3.4.1 DEFORMACIÓN POR FLEXIÓN

$$\Delta_{\text{flexión}} = \frac{F h_w^3}{3 E I} = 0.836 \text{ mm} \quad (3.4)$$

Donde “F” es la fuerza lateral aplicada, “h<sub>w</sub>” es la altura total de un muro desde la base hasta el eje de la viga de distribución de carga, y “EI” es la rigidez a la flexión de un elemento.

#### 3.4.2 DEFORMACIÓN POR CORTE

$$\Delta_{\text{corte}} = \frac{F h_w}{A_c G} = 0.777 \text{ mm} \quad (3.5)$$

Donde “Ac” área bruta de corte de la sección de concreto, y “G” es el módulo de corte del hormigón, con lo cual la deformación total generada por flexión y corte tiene un valor de:

$$\Delta_T = \Delta_{\text{flexión}} + \Delta_{\text{corte}} = 1.614 \text{ mm} \quad (3.6)$$

#### 3.4.3 ALMA

El refuerzo longitudinal del alma está conformado por 8 varillas de diámetro 10 mm cada 25 cm.

Para el caso del refuerzo transversal, el alma cuenta con 2 varillas de diámetro 8 cada 28 cm.

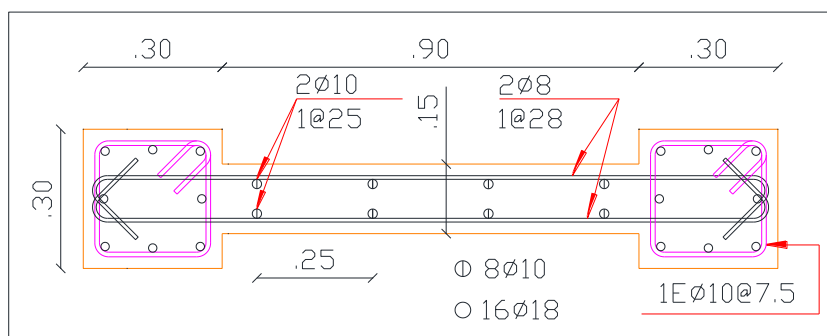
### 3.4.4 CABEZALES

El armado longitudinal de cada cabezal consta de 8 varillas de diámetro 18 mm.

Para el caso del armado transversal, cada cabezal cuenta con 1 estribo de diámetro 10 mm cada 7.5 cm.

Se puede observar el armado longitudinal y transversal de los cabezales y el alma en las Figuras 3.3 y 3.4.

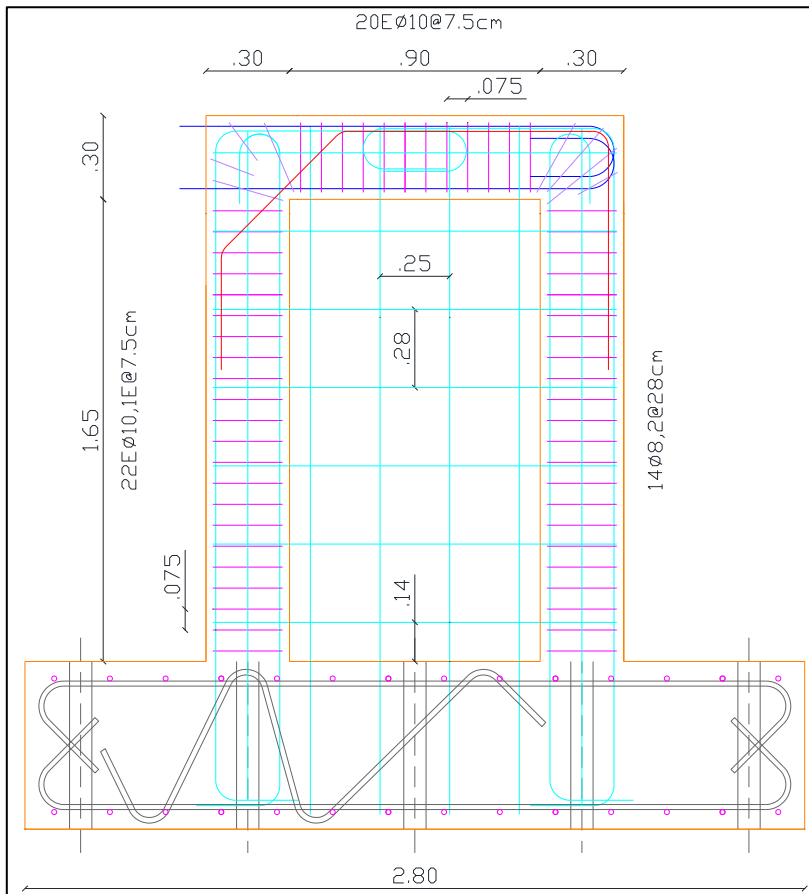
**FIGURA 3.3:** Armado longitudinal y transversal de cabezales y alma



ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

En la Tabla 3.1, se presenta un resumen de las propiedades, geometría y del refuerzo longitudinal y transversal.

En la Figura 3.5, se presenta el diagrama de interacción con la curva nominal correspondiente a la sección y refuerzo longitudinal del muro M1.

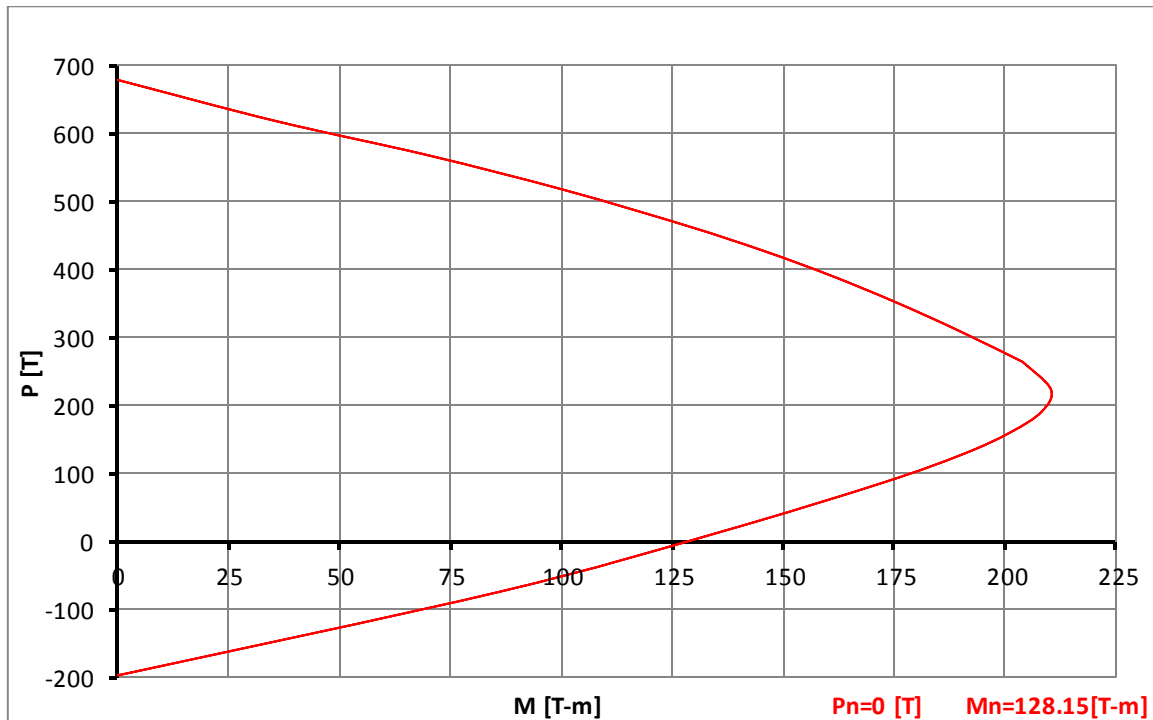
**FIGURA 3.4:** Armado transversal del Muro M1

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

**3.4.5 RESUMEN DEL DISEÑO****TABLA 3.1:** Acero longitudinal y Acero transversal

<b>MURO_M1</b>						
<b>Propiedades:</b>			<b>As_Long.</b>	<b>Cab. izq.</b>	<b>Alma</b>	<b>Cab. der.</b>
f'c	180	kg/cm <sup>2</sup>	#var	8	4	8
fy_corte	5250	kg/cm <sup>2</sup>	φvar	18	10	18
fy_flexión	4200	kg/cm <sup>2</sup>	As	20.36	6.28	20.36
<b>Geometría Alma:</b>			ρ <sub>L</sub>	2.26%	0.47%	2.26%
hw	1.95	m	<b>As_Trans.</b>	<b>Cab. izq.</b>	<b>Alma</b>	<b>Cab. der.</b>
h eje	1.80	m	#var_c/lad		7	
Lw	1.50	m	φvar	1Eφ10@7.5	8@28	1Eφ10@7.5
t	0.15	m	As alm		7.04	
<b>Geometría Cabezal:</b>			ρ <sub>t</sub>		0.24%	
bx	0.30	m	Donde:	s ≤ Lw/3; 3t ; 45cm; (Longitudinal)		
by	0.30	m		s ≤ Lw/5; 3t ; 45cm; (Transversal)		

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

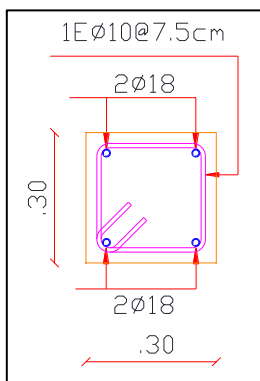
**FIGURA 3.5:** Diagrama de interacción Muro M1

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

**3.4.6 DISEÑO DE LA VIGA DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA**

Debido a que la viga de distribución de carga está sometida a carga axial, se la diseña bajo el concepto de resistencia nominal a la compresión, cuya expresión es:

$$P_o = 0.85 f'c A_g + A_s f_y \quad (3.5)$$

**FIGURA 3.6:** Armado longitudinal y transversal de viga de distribución de carga

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo



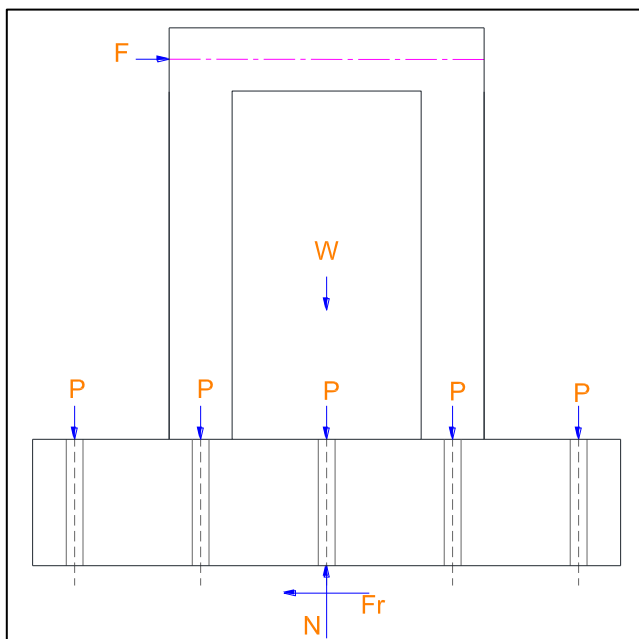
El refuerzo longitudinal de la viga de distribución de carga está conformado por 4 varillas de diámetro 18 mm. Los extremos de las varillas se roscan para sujetar la placa y aplicar la carga, luego de lo cual se tiene un diámetro interno de 14 mm. Para el caso del refuerzo transversal, la viga cuenta con 1 estribo de diámetro 10 mm cada 7.5 cm.

### 3.4.7 CARGA DE PRE ESFUERZO APLICADA EN LOS PERNOS DE ANCLAJE

#### 3.4.7.1 Verificación al deslizamiento del Muro M1

Luego de calcular la resistencia a cortante del muro, se presume una carga máxima de 72 toneladas y se procede con el equilibrio de fuerzas que se describe a continuación.

**FIGURA 3.7:** Fuerzas actuantes en la Probeta sometida a carga horizontal



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

$$Fr = \mu (W + 24 P) = F \quad (3.6)$$

Despejando se obtiene:

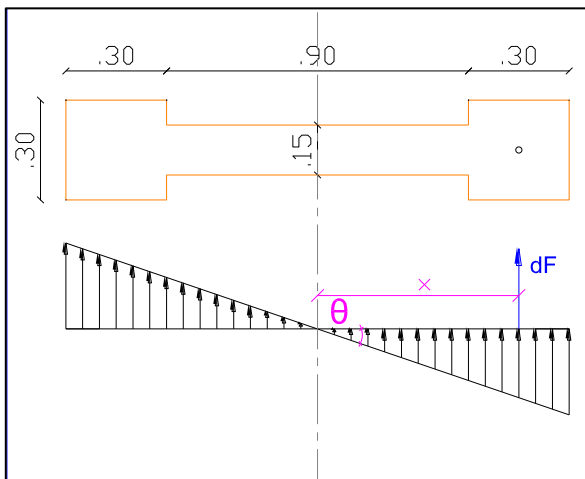
$$P = \frac{(F/\mu - W)}{24} \quad (3.7)$$

Donde: “P” es la carga de pre esfuerzo de los pernos de anclaje, “F” es la carga lateral aplicada por el gato hidráulico “μ”, es factor de rozamiento con valor de 0.3, “W” es el peso del muro, con lo cual se obtiene un valor de  $P = 8.90$  toneladas en cada perno que representa aplicar un esfuerzo de 4139 psi para la pretensión. Debido a que la mayor carga a aplicarse es en el muro M1, se realiza una sólo pretensión para los tres ensayos.

### 3.4.7.2 Verificación al volcamiento

En la Figura 3.8, se observa las fuerzas generadas en la sección al aplicar la carga lateral en el muro.

**FIGURA 3.8:** Fuerza generada en la sección del cabezal



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

La fuerza total generada en la sección del cabezal se puede calcular integrando la siguiente expresión:

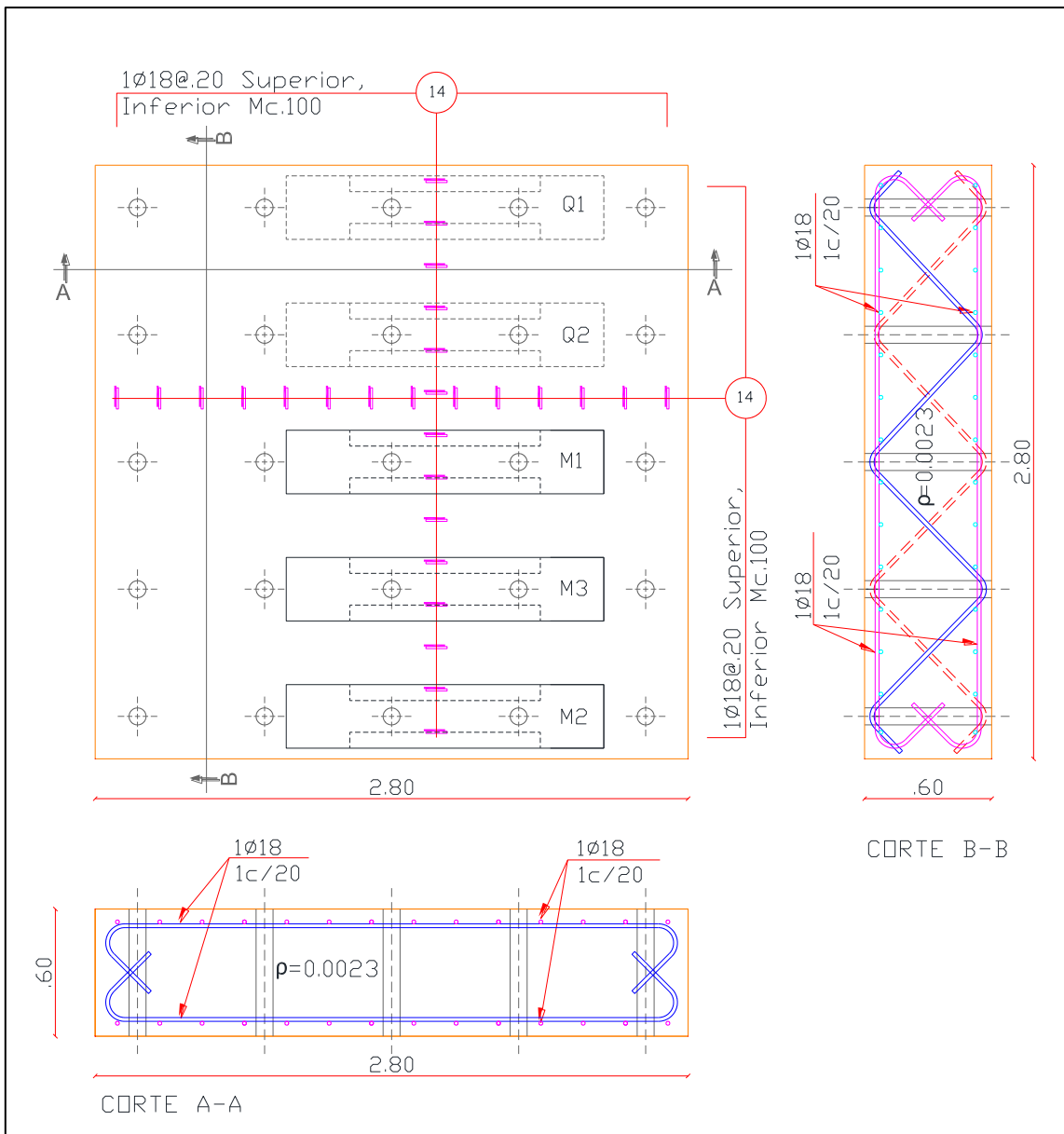
$$dF = \theta \times dA \quad (3.8)$$

Integrando la anterior expresión, se obtiene un valor de  $F = 92.99$  [T], valor que debe tomarse en cuenta al momento de anclar el muro en la losa de reacción del laboratorio.

### 3.4.8 DISEÑO DE LA LOSA DE ANCLAJE

Para el diseño de este elemento se realizó un modelo en SAP 2000 con la finalidad de obtener los esfuerzos generados por la fuerza lateral de 72 toneladas aplicada por el gato hidráulico. De los resultados del SAP 2000 se determina que se requiere un armado mínimo para la losa.

**FIGURA 3.9:** Armado longitudinal y transversal de losa de anclaje



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

El refuerzo longitudinal y transversal de la losa de anclaje está conformado por 14 varillas de diámetro 18 mm superior y 14 varillas de diámetro 18 mm para el inferior.

Con la finalidad de rigidizar y sobredimensionar la losa, se coloca un refuerzo en forma de celosía para que se absorban las fuerzas de tensión generadas en la losa al aplicar carga en los muros.

### 3.5 DISEÑO Y ARMADO DEL MURO M2

Con la finalidad de aproximarse a las deformaciones en el rango elástico, se analiza al muro M2 como si se tratase de una viga en voladizo.

#### 3.5.1 DEFORMACIÓN POR FLEXIÓN

$$\Delta_{\text{flexión}} = \frac{FL_w^3}{3EI} = 2.854 \text{ mm} \quad (3.8)$$

#### 3.5.2 DEFORMACIÓN POR CORTE

$$\Delta_{\text{corte}} = \frac{FL}{A_c G} = 0.487 \text{ mm} \quad (3.9)$$

La deformación total generada por flexión y corte tiene un valor de:

$$\Delta_T = \Delta_{\text{flexión}} + \Delta_{\text{corte}} = 3.341 \text{ mm} \quad (3.10)$$

### 3.5.3 ALMA

El refuerzo longitudinal del alma está conformado por 8 varillas de diámetro 8 mm cada 25 cm.

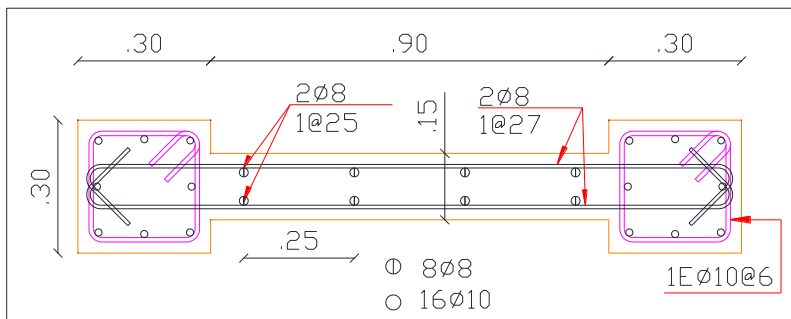
Para el caso del refuerzo transversal, el alma cuenta con 2 varillas de diámetro 8 mm cada 26 cm.

### 3.5.4 CABEZALES

El armado longitudinal de cada cabezal consta de 8 varillas de diámetro 10 mm.

Para el caso del armado transversal, cada cabezal cuenta con 1 estribo de diámetro 10 mm cada 6 cm. Se puede observar el armado longitudinal y transversal de los cabezales y el alma en las Figuras 3.10 y 3.11.

**FIGURA 3.10:** Armado longitudinal y transversal de cabezales y alma

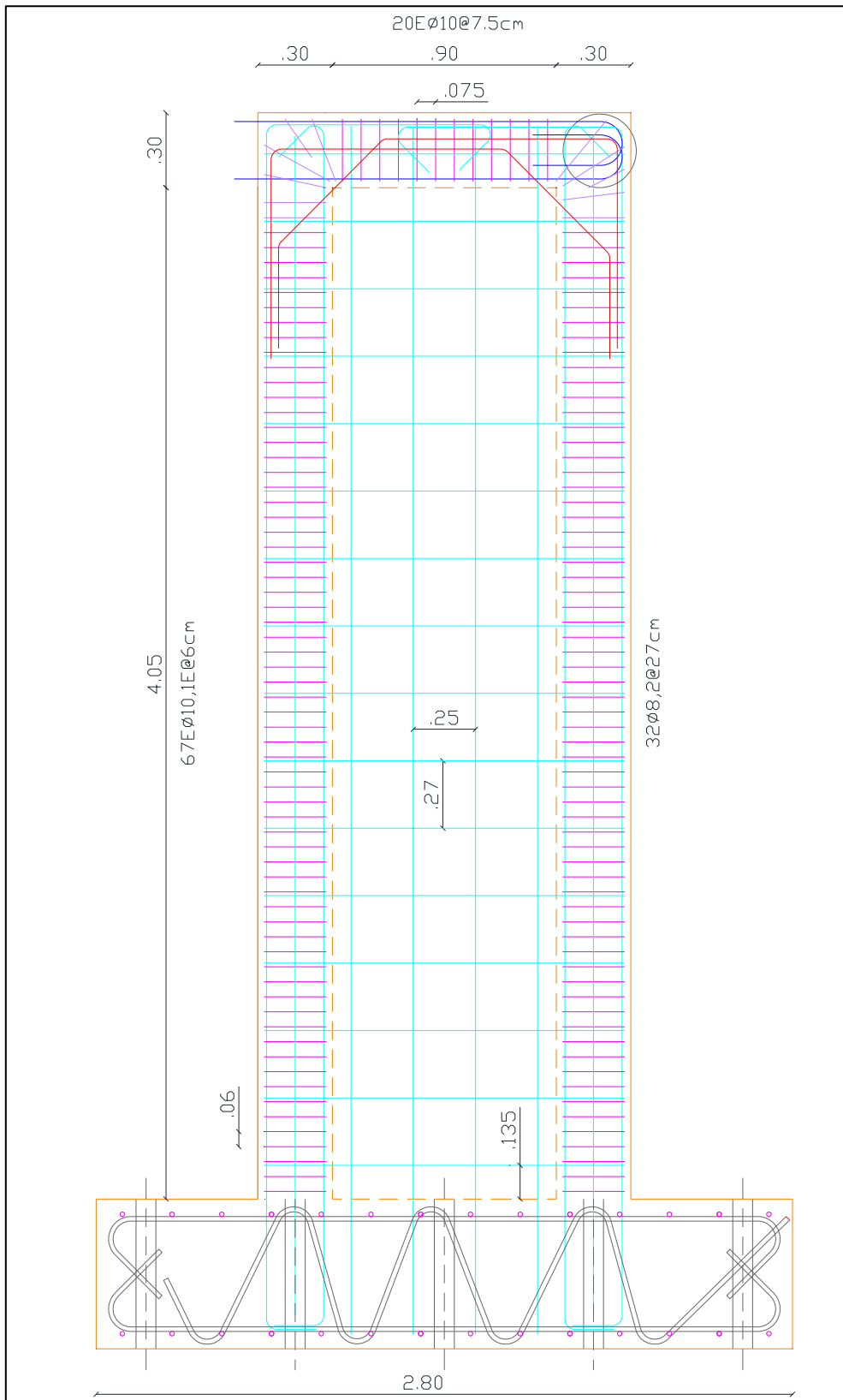


ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

En la Tabla 3.2, se presenta un resumen de las propiedades, geometría y del refuerzo longitudinal y transversal.

En la Figura 3.12, se presenta el diagrama de interacción con la curva nominal para la sección y refuerzo longitudinal del muro M1.

**FIGURA 3.11:** Armado transversal del Muro M2



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

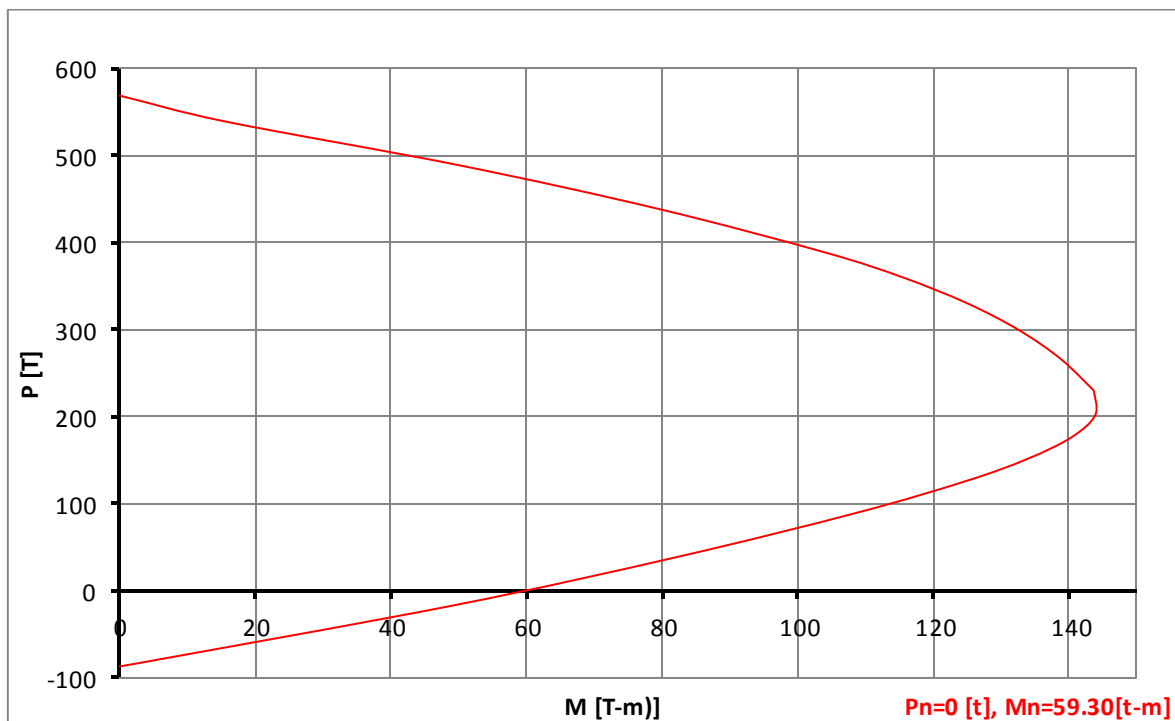
### 3.5.5 RESUMEN DEL DISEÑO

**TABLA 3.2:** Acero longitudinal y Acero transversal

MURO_M2						
<b>Propiedades:</b>			<b>As_Long</b>	Cab. izq.	Alma	Cab. der.
f'c	180	kg/cm <sup>2</sup>	#var	8	4	8
fy_corte	4200	kg/cm <sup>2</sup>	φvar	10	8	10
fy_flexión	5250	kg/cm <sup>2</sup>	As	6.28	4.02	6.28
<b>Geometría Alma:</b>			ρ <sub>L</sub>	0.70%	0.30%	0.70%
hw	4.35	m	<b>As_Trans</b>	Cab. izq.	Alma	Cab. der.
h eje	4.20	m	#var_c/lad		16	
Lw	1.50	m	φvar	1Eφ10@6	8@27	1Eφ10@6
t	0.15	m	As alm		16.08	
<b>Geometría Cabezal:</b>			ρ <sub>t</sub>		0.25%	
bx	0.30	m	Donde: s ≤ Lw/3; 3t ; 45cm; (Longitudinal)			
by	0.30	m	s ≤ Lw/5; 3t ; 45cm; (Transversal)			

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

**FIGURA 3.12:** Diagrama de interacción Muro M2



ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

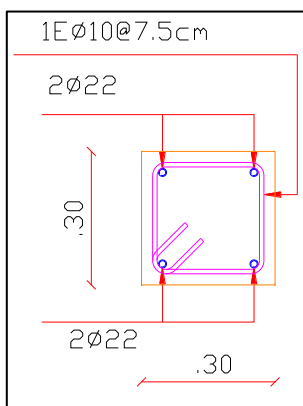
### 3.5.6 DISEÑO DE LA VIGA DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA

Debido a que la viga de distribución de carga está sometida a carga axial cíclica reversible, se la diseña bajo el concepto de resistencia nominal a la compresión y resistencia nominal a la tensión, cuyas expresiones son:

$$P_o = 0.85 f'_c A_g + A_s f_y \quad (3.11)$$

$$T_o = | -A_s f_y | \quad (3.12)$$

**FIGURA 3.13:** Armado longitudinal y transversal de viga de distribución de carga



ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

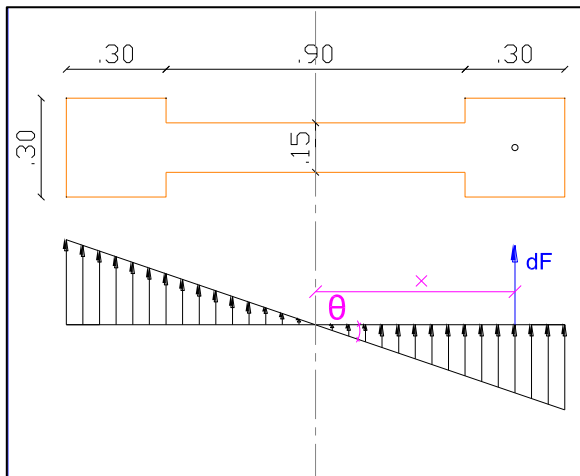
El refuerzo longitudinal de la viga de distribución de carga está conformado por 4 varillas de diámetro 22 mm. Los extremos de las varillas se roscan para sujetar la placa y aplicar la carga, luego de lo cual se tiene un diámetro interno de 18 mm.

Para el caso del refuerzo transversal, la viga cuenta con 1 estribo de diámetro 10 mm cada 7.5 cm.

#### 3.5.6.1 Verificación al volcamiento

Luego de calcular la resistencia a cortante del muro, se presume una carga máxima de 20 toneladas y se determina la fuerza generada en el cabezal.



**FIGURA 3.14:** Fuerza generada en la sección del cabezal

ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

La fuerza generada en la sección del cabezal se puede calcular integrando la siguiente expresión:

$$dF = \theta \times dA \quad (3.8)$$

Integrando la anterior expresión, se obtiene un valor de  $F = 60.27 [T]$ , valor que de tomarse en cuenta al momento de anclar el muro en la losa de reacción del laboratorio.

### 3.6 DISEÑO Y ARMADO DEL MURO M3

Con la finalidad de aproximarse a las deformaciones en el rango elástico, se analiza al muro M3 como si se tratase de una viga en voladizo.

#### 3.6.1 DEFORMACIÓN POR FLEXIÓN

$$\Delta_{\text{flexión}} = \frac{F L_w^3}{3 E I} = 6.913 \text{ mm} \quad (3.15)$$

#### 3.6.2 DEFORMACIÓN POR CORTE

$$\Delta_{\text{corte}} = \frac{F L}{A_c G} = 1.180 \text{ mm} \quad (3.16)$$

La deformación total generada por flexión y corte tiene un valor de:

$$\Delta_T = \Delta_{\text{flexión}} + \Delta_{\text{corte}} = 8.092 \text{ mm} \quad (3.17)$$

### 3.6.3 ALMA

El refuerzo longitudinal del alma está conformado por 10 varillas de diámetro 12 mm cada 20 cm.

Para el caso del refuerzo transversal, el alma cuenta con 2 varillas de diámetro 8 mm cada 45 cm.

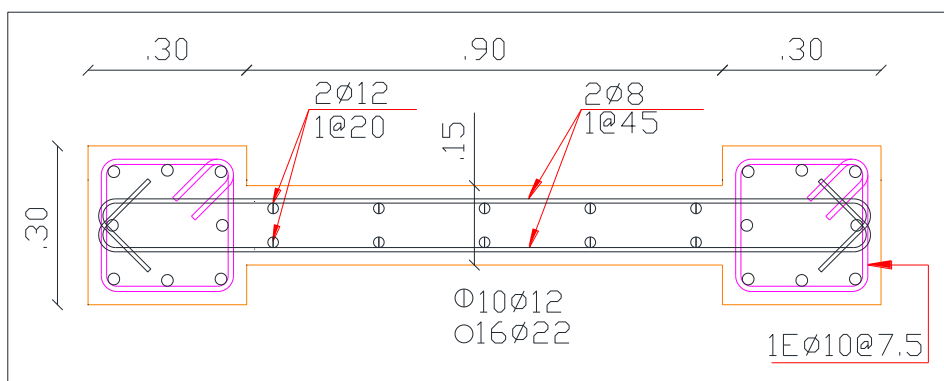
### 3.6.4 CABEZALES

El armado longitudinal de cada cabezal consta de 8 varillas de diámetro 22 mm.

Para el caso del armado transversal, cada cabezal cuenta con 1 estribo de diámetro 10 mm cada 7.5 cm.

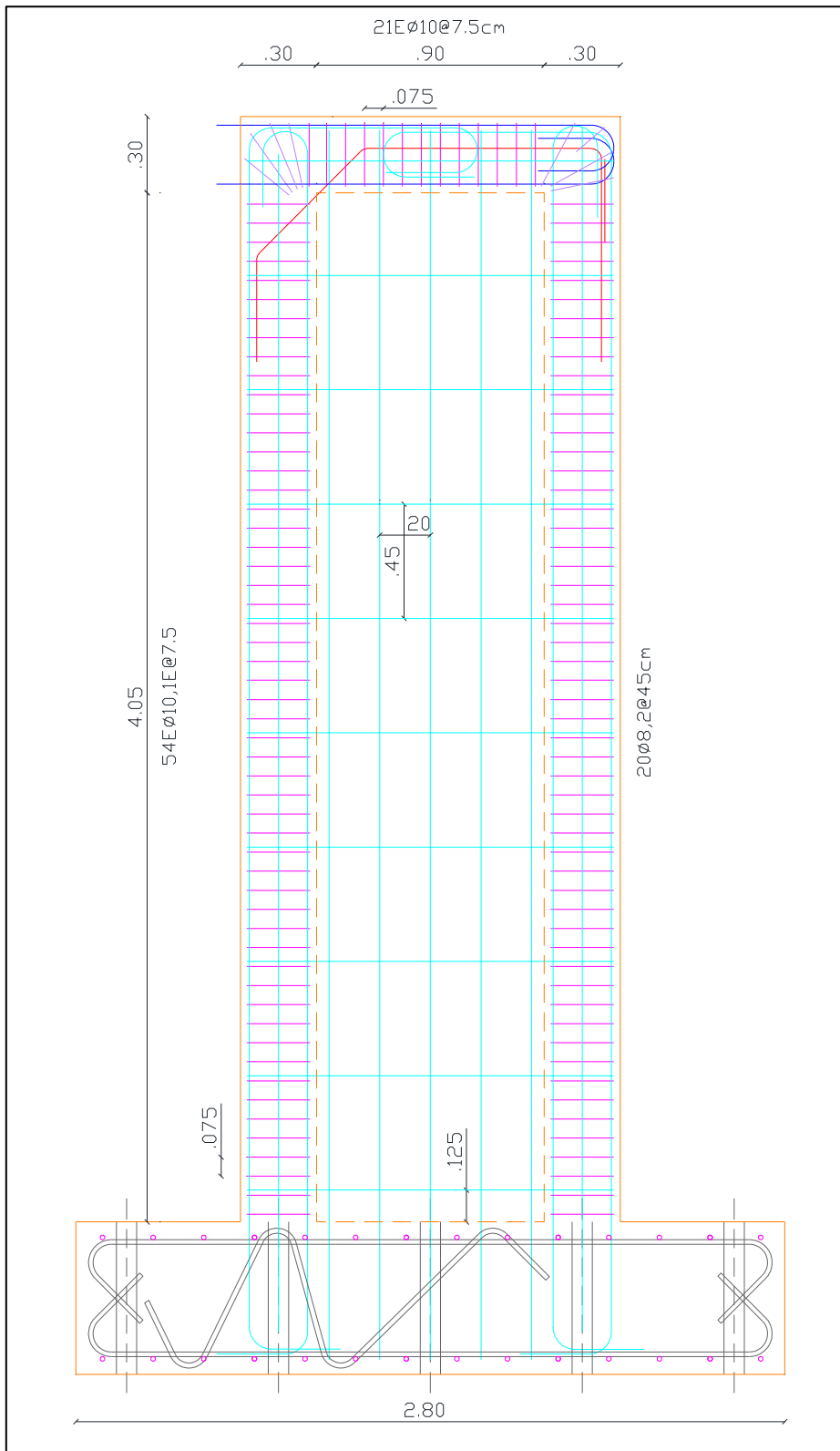
Se puede observar el armado longitudinal y transversal de los cabezales y el alma en las Figuras 3.15 y 3.16.

**FIGURA 3.15:** Armado longitudinal y transversal de cabezales y alma



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

**FIGURA 3.16:** Armado transversal del Muro M3



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

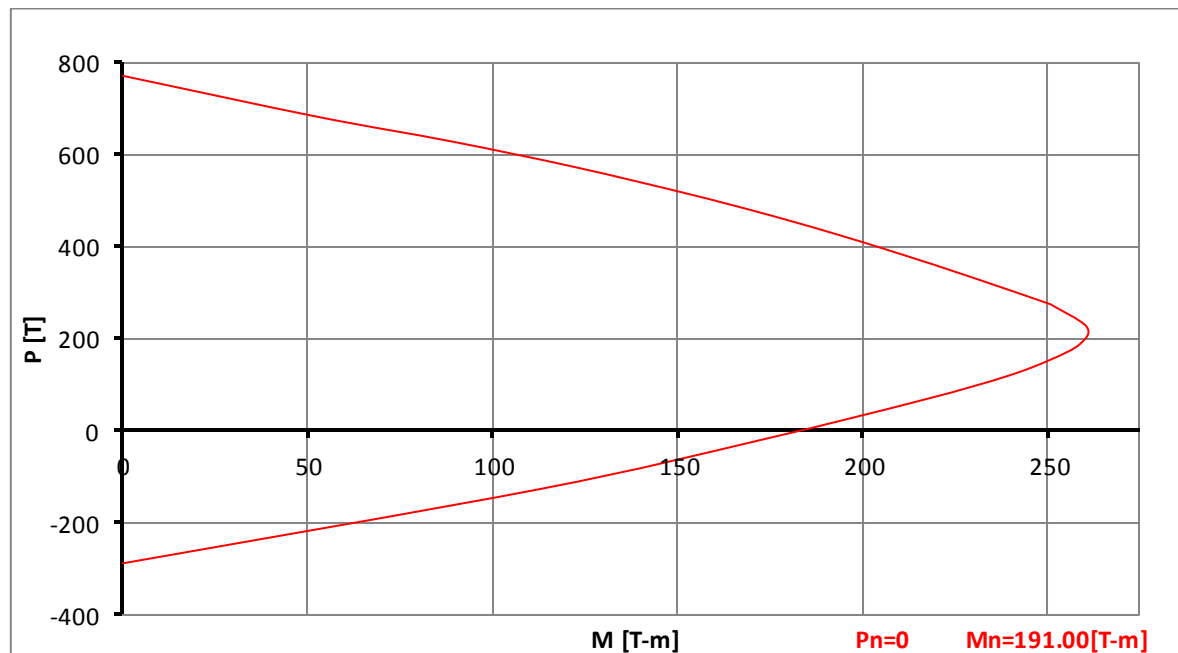
### 3.6.5 RESUMEN DEL DISEÑO

**TABLA 3.3:** Acero longitudinal y Acero transversal

MURO_M3						
<b>Datos:</b>			<b>As_Long</b>	Cab. izq.	Alma	Cab. der.
f'c	180	kg/cm <sup>2</sup>	#var	8	5	8
fy_corte	5250	kg/cm <sup>2</sup>	φvar	22	12	22
fy_flexión	4200	kg/cm <sup>2</sup>	As	30.41	11.31	30.41
<b>Alma:</b>			ρ <sub>L</sub>	3.38%	0.84%	3.38%
hw	4.35	m	<b>As_Trans</b>	Cab. izq.	Alma	Cab. der.
h eje	4.20	m	#var_c/lad		10	
Lw	1.50	m	φvar	1Eφ10@7.5	8@45	1Eφ10@7.5
t	0.15	m	As alm		10.05	
<b>Cabezal:</b>			ρ <sub>t</sub>		0.15%	
bx	0.30	m	Donde: s ≤ Lw/3; 3t ; 45cm; (Longitudinal)			
by	0.30	m	s ≤ Lw/5; 3t ; 45cm; (Transversal)			

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

**FIGURA 3.17:** Diagrama de interacción Muro M3



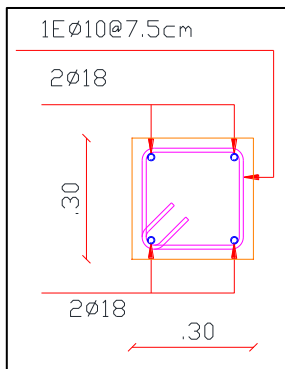
ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

### 3.6.6 DISEÑO DE LA VIGA DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA

Debido a que la viga de distribución de carga está sometida a carga axial, se la diseña bajo el concepto de resistencia nominal a la compresión, cuya expresión es:

$$P_o = 0.85 f'_c A_g + A_s f_y \quad (3.18)$$

**FIGURA 3.18:** Armado longitudinal y transversal de viga de distribución de carga

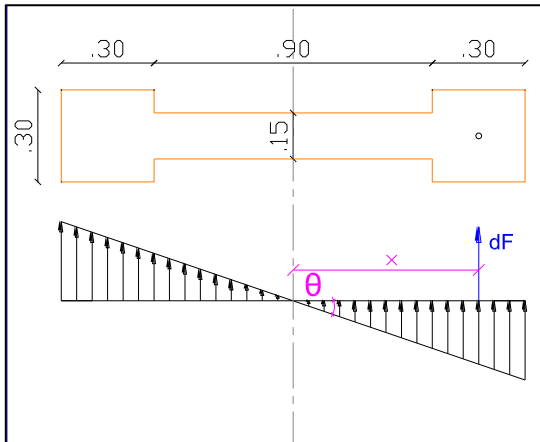


ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

El refuerzo longitudinal de la viga de distribución de carga está conformado por 4 varillas de diámetro 18 mm. Los extremos de las varillas se roscan para sujetar la placa y aplicar la carga, luego de lo cual se tiene un diámetro interno de 14 mm. Para el caso del refuerzo transversal, la viga cuenta con 1 estribo de diámetro 10 mm cada 7.5 cm.

#### 3.6.6.1 Verificación al volcamiento

Luego de calcular la resistencia a cortante del muro, se presume una carga máxima de 45 toneladas y se determina la fuerza generada en el cabezal.

**FIGURA 3.19:** Fuerza generada en la sección del cabezal

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

La fuerza generada en la sección del cabezal se puede calcular integrando la siguiente expresión:

$$dF = \theta \times dA \quad (3.8)$$

Integrando la anterior expresión, se obtiene un valor de  $F = 135.61 \text{ t}$ , valor que de tomarse en cuenta al momento de anclar el muro en la losa de reacción del laboratorio.

### 3.7 COMPARACIÓN ENTRE FUERZAS Y MOMENTOS DE DEMANDA Y RESISTENCIA

#### 3.7.1 MURO M1 (AGOTAMIENTO A CORTE)

Para este muro, que tiene relación de aspecto menor a 2, se diseña conforme a los requisitos de cortante.

**TABLA 3.4:** Fuerzas de demanda y resistencia

$V_n$	52.57	T	Resistencia a Corte
$F_{Mh}$	71.19	T	Resistencia Asociada a la Flexión
$F_{M\acute{a}x}$	72.00	T	Fuerza Máx_ Estimada del Equilibrio Estático

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

**TABLA 3.5:** Momentos de demanda y resistencia

$M_{Vn}$	94.62	T-m	Momento Asociado a la Resistencia a Corte
$M_n$	128.15	T-m	Resistencia a Flexión
$M_F$	129.60	T-m	Momento Asociado a la Fuerza Máx.

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

En la Tabla 3.4, se observa que la resistencia asociada a la flexión es mayor que la resistencia a corte. La resistencia a corte es aproximadamente el 74% de la resistencia asociada a la flexión, por lo que, se esperaría que primero se produzca un agotamiento por corte.

### 3.7.2 MURO M2 (AGOTAMIENTO A FLEXIÓN)

Este muro, que tiene relación de aspecto mayor o igual a 2, se diseña conforme a los requisitos de elementos en flexión.

**TABLA 3.6:** Fuerzas de demanda y resistencia

$F_{Mn}$	14.12	T	Resistencia Asociada a la Flexión
$F_{Máx}$	20.00	T	Fuerza Máx_Estimada del Equilibrio Estático
$V_n$	39.29	T	Resistencia a Corte

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

**TABLA 3.7:** Momentos de demanda y resistencia

$M_n$	59.30	T-m	Resistencia a Flexión
$M_F$	84.00	T-m	Momento Asociado a la Fuerza Máx.
$M_{Vn}$	165.04	T-m	Momento Asociado a la Resistencia a Corte

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

En la Tabla 3.6, se observa que la resistencia a corte es mayor que la resistencia asociada a la flexión. La resistencia asociada a la flexión es aproximadamente el 36% de la resistencia a corte, por lo que, se esperaría que primero se produzca un agotamiento por flexión.

### 3.7.3 MURO M3 (AGOTAMIENTO A CORTE)

Este muro, que tiene relación de aspecto mayor o igual a 2, se diseña conforme a los requisitos de elementos en flexión.

**TABLA 3.8:** Fuerzas de demanda y resistencia

$V_n$	34.20	T	Resistencia a Corte
$F_{Máx}$	45.00	T	Fuerza Máx Estimada del Equilibrio Estático
$F_{Mn}$	45.48	T	Resistencia Asociada a la Flexión

ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

**TABLA 3.9:** Momentos de demanda y resistencia

$M_{Vn}$	143.63	T-m	Momento Asociado a la Resistencia a Corte
$M_F$	189.00	T-m	Momento Asociado a la Fuerza Máx.
$M_n$	191.00	T-m	Resistencia a Flexión

ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

En la Tabla 3.8, se observa que la resistencia asociada a la flexión es mayor que la resistencia a corte. La resistencia a corte es aproximadamente el 75% de la resistencia asociada a la flexión, por lo tanto, se esperaría que primero se produzca un agotamiento por corte a pesar de la relación de aspecto mayor a 2.

## 3.8 REALIZACIÓN DE LOS MODELOS MATEMÁTICOS EN EL RANGO NO LINEAL EN SAP 2000

### 3.8.1 MÉTODO DE LA COLUMNA ANCHA

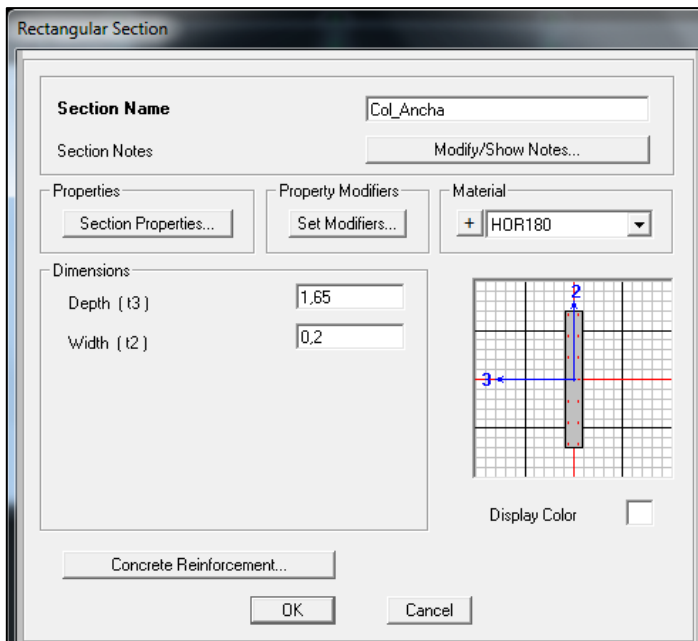
El método de la columna ancha es uno de los procedimientos más aproximados para el análisis de estructuras conformadas con muros de corte. Consiste en concentrar las propiedades geométricas y físicas del muro en una sección equivalente "frames" tipo columna ubicada en el centro del mismo.

Se utilizará el programa estructural SAP 2000 para realizar la modelación matemática de los muros como se observa en las Figuras 3.20 y 3.21.



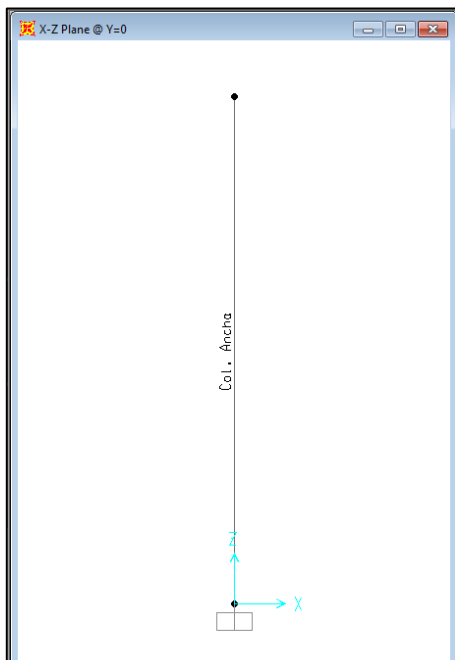
### 3.8.2 DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA

**FIGURA 3.20:** Sección transversal equivalente



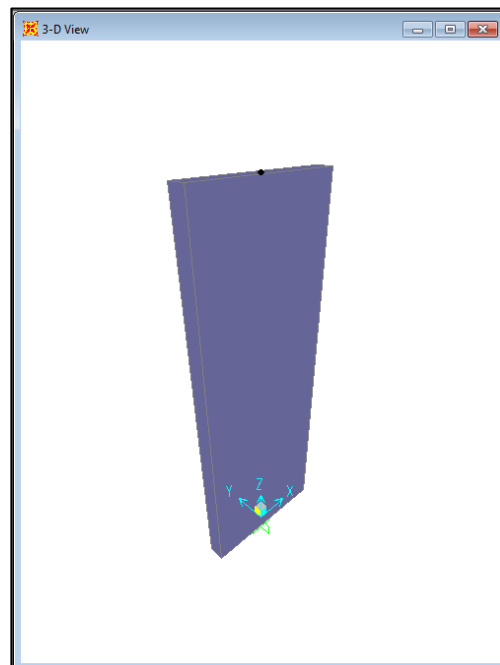
ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

**FIGURA 3.21:** Vista como frame



ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

**FIGURA 3.22:** Vista extruida



### 3.8.3 DEFINICIÓN DEL MATERIAL

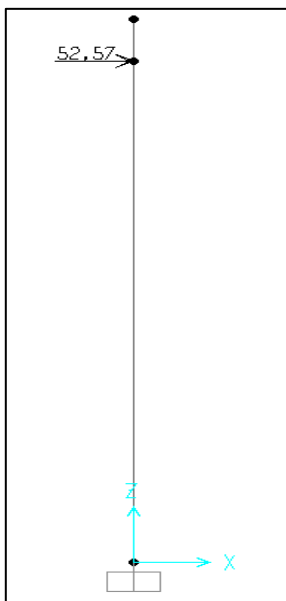
En este caso al ser los cabezales y el alma del mismo material homogéneo, se utiliza para la modelación de la columna ancha un hormigón de resistencia nominal a la compresión de  $f'_c=180 \text{ kg/cm}^2$ . Y un módulo de elasticidad de  $E=12100 (f'_c^{0.5}) =1623385 \text{ kg/cm}^2$ . Sin embargo con respecto al acero transversal que se emplea al modelar los muros de cortante con el método de la columna ancha, es necesario encontrar un acero transversal que distribuido uniformemente en la longitud del muro, se comporte de manera semejante a los muros de cortante constituidos por los cabezales y el alma.

### 3.8.4 RESULTADOS

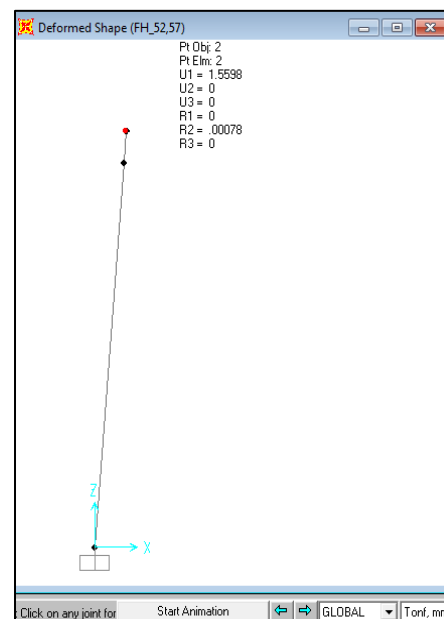
En la Figura 3.23, se presenta la fuerza aplicada equivalente a la resistencia a cortante y en la Figura 3.24, se observan los resultados obtenidos por el método de la columna ancha.

#### 3.8.4.1 Modelo de la columna ancha del muro M1

**FIGURA 3.23:** Carga lateral de diseño,  $V_n_{[T]}$  (resistencia a corte)



**FIGURA 3.24:** Deformación debido a  $V_n$

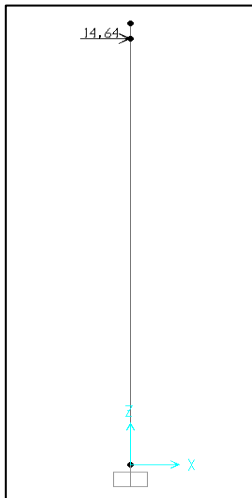


ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

En la Figura 3.25, se presenta la fuerza lateral asociada a la flexión, y en la Figura 3.26 se observan las deformaciones aproximadas el muro M2. Para el caso del muro M3, se presenta la carga lateral de diseño equivalente a la resistencia cortante en la Figura 3.27 y su correspondiente deformación en la Figura 3.28.

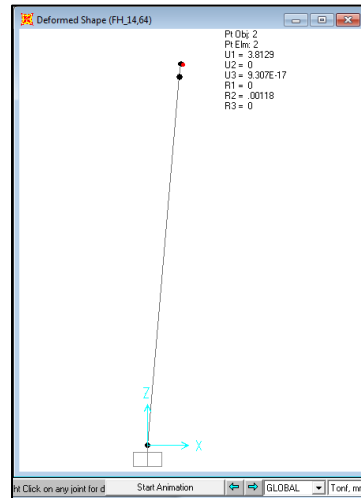
### 3.8.4.2 Modelo de la columna ancha del muro M2

**FIGURA 3.25:** Fuerza lateral Asociada a la resistencia a flexión,  $F_{Mn\_T}$



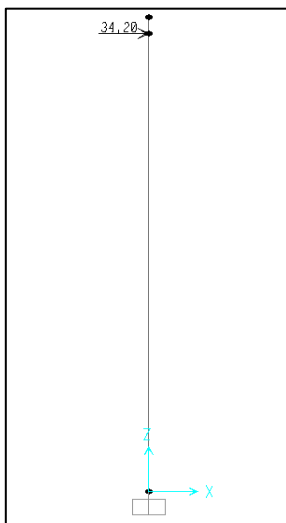
ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

**FIGURA 3.26:** Deformación debido a  $F_{Mn}$



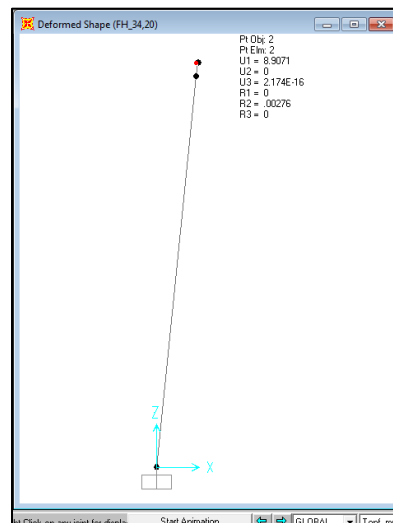
### 3.8.4.3 Modelo de la columna ancha del muro M3

**FIGURA 3.27:** Carga lateral de diseño,  $V_{n\_T}$  (resistencia a corte)



ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

**FIGURA 3.28:** Deformación debido a  $V_n$

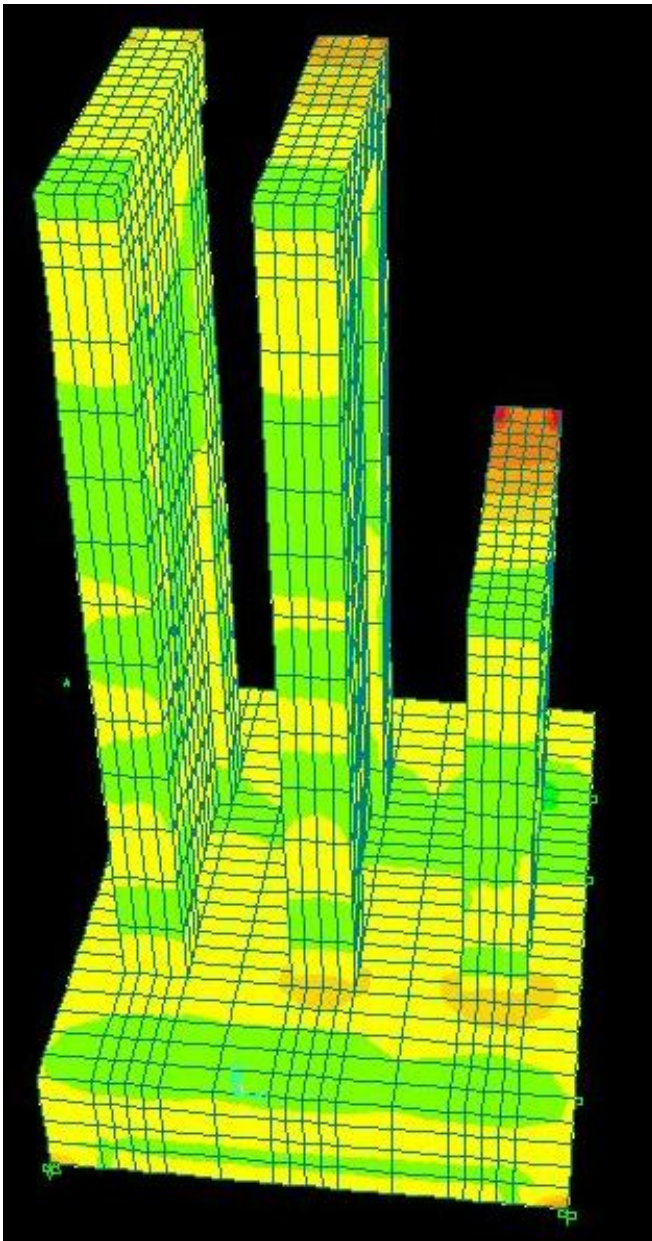


### 3.8.5 ESFUERZOS GENERADOS

Con la finalidad de visualizar los esfuerzos que se generan en los muros, se obtienen los esfuerzos generados debido a la fuerza máxima alcanzada en cada muro, según el agotamiento esperado.

En la Figura 3.29, se presenta un modelo general de los esfuerzos producidos por la carga aplicada para cada uno de los tres muros.

**FIGURA 3.29:** Vista general de esfuerzos producidos

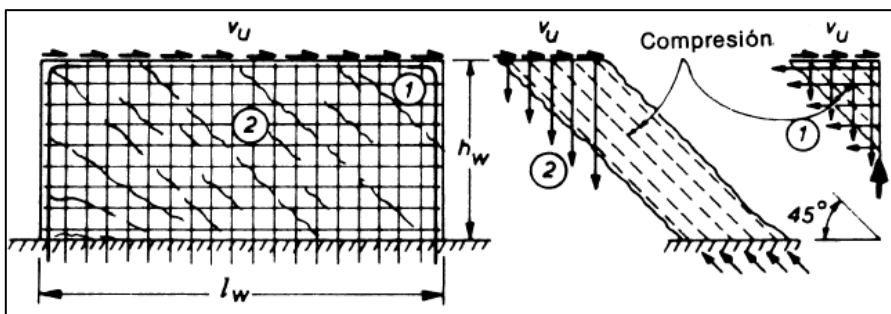


ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

### 3.8.5.1 Muro M1

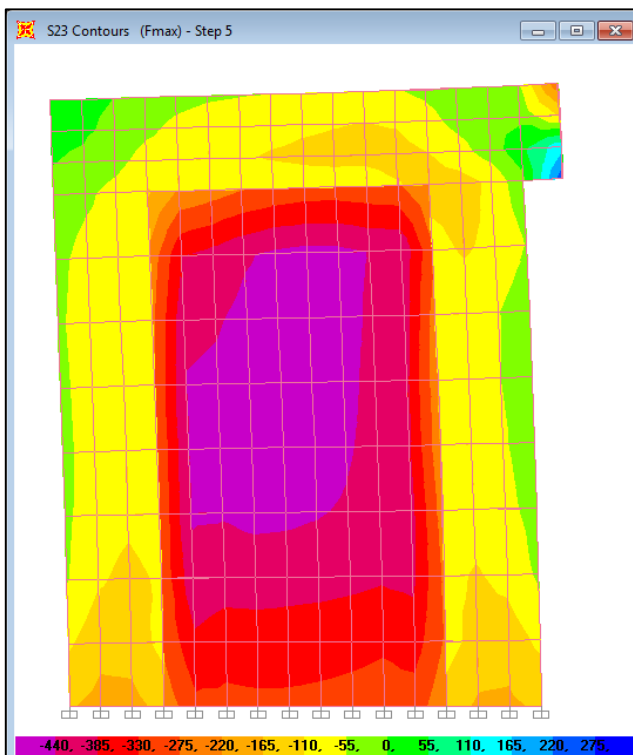
Éste muro está constituido por una alta resistencia a la flexión, su relación de aspecto es de 1.3, ( $h_w/L_w=1.3$ ), presenta refuerzo longitudinal y transversal adecuadamente distribuido, y totalmente confinado por los cabezales, por lo que se prevé un agotamiento por corte. De acuerdo a la teoría, se espera que se genere un puntal de compresión diagonal y el hormigón se agote por aplastamiento como se observa en la Figura 3.30.

**FIGURA 3.30:** Puntal de compresión diagonal



FUENTE: Park R., Paulay T.

**FIGURA 3.31:** Esfuerzos cortantes ( $T/m^2$ )

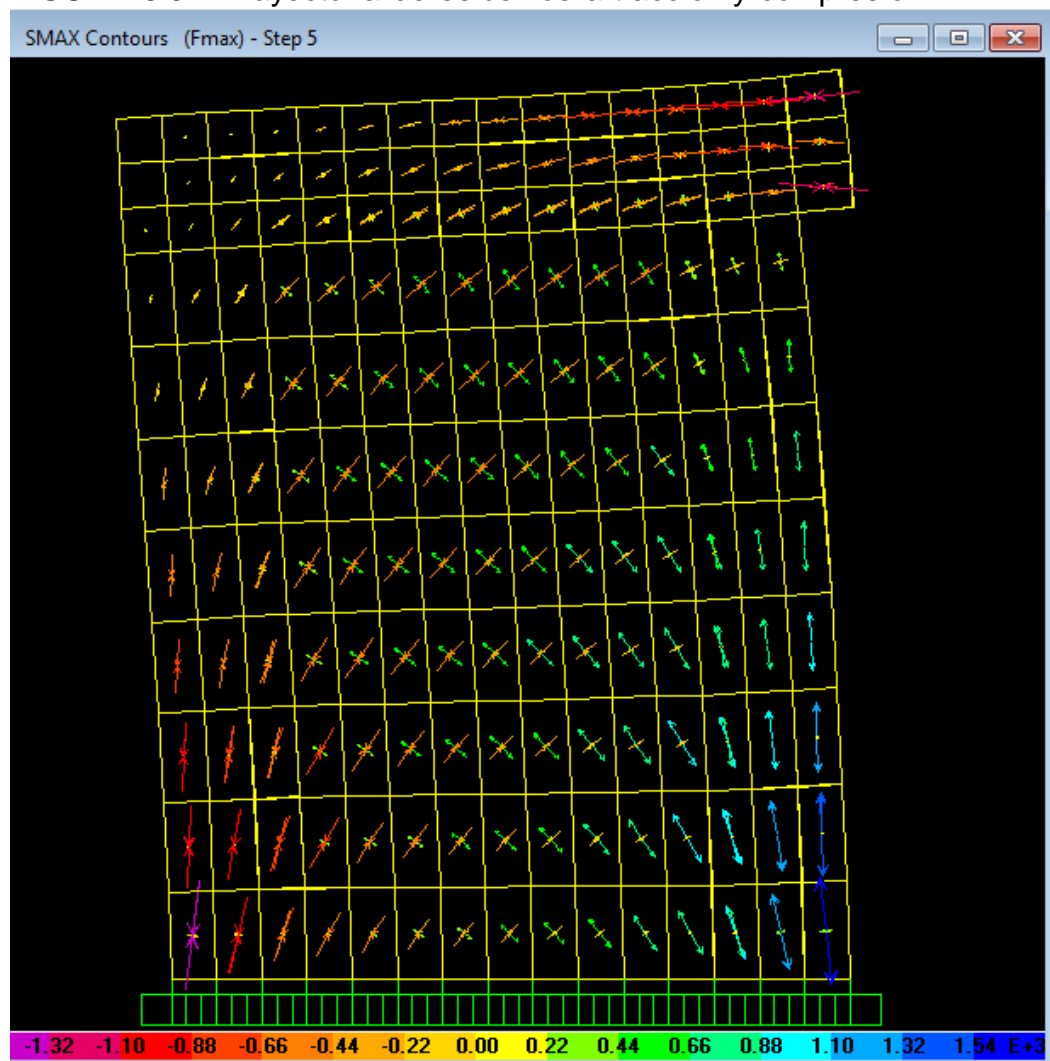


ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

En la Figura 3.31, se observa los esfuerzos cortantes obtenidos con el programa SAP2000. Se puede observar que los mayores esfuerzos cortantes se generan en la diagonal del alma del muro M1.

En las Figuras 3.32, 3.35 y 3.38, se presenta el flujo de esfuerzos internos para cada uno de los tres muros mediante los gráficos de trayectorias de esfuerzos principales obtenidas con SAP2000.

**FIGURA 3.32:** Trayectoria de esfuerzos a tracción y compresión

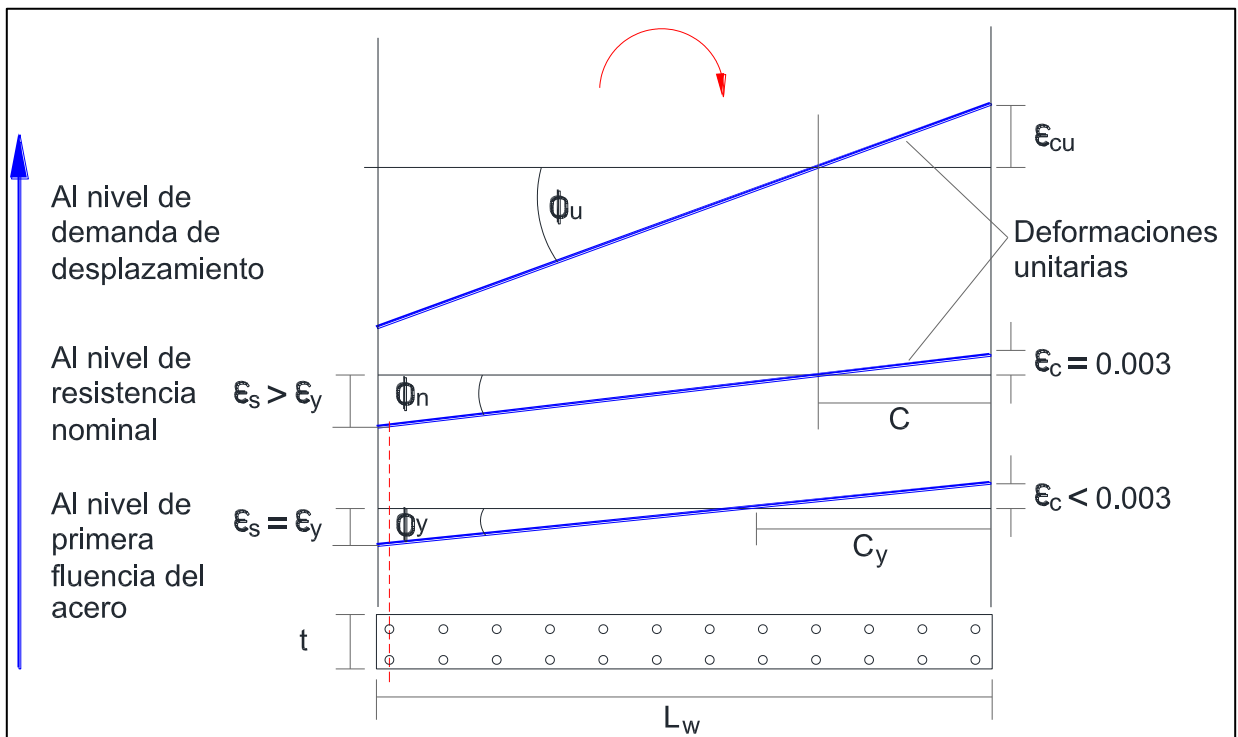


ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

### 3.8.5.2 Muro M2

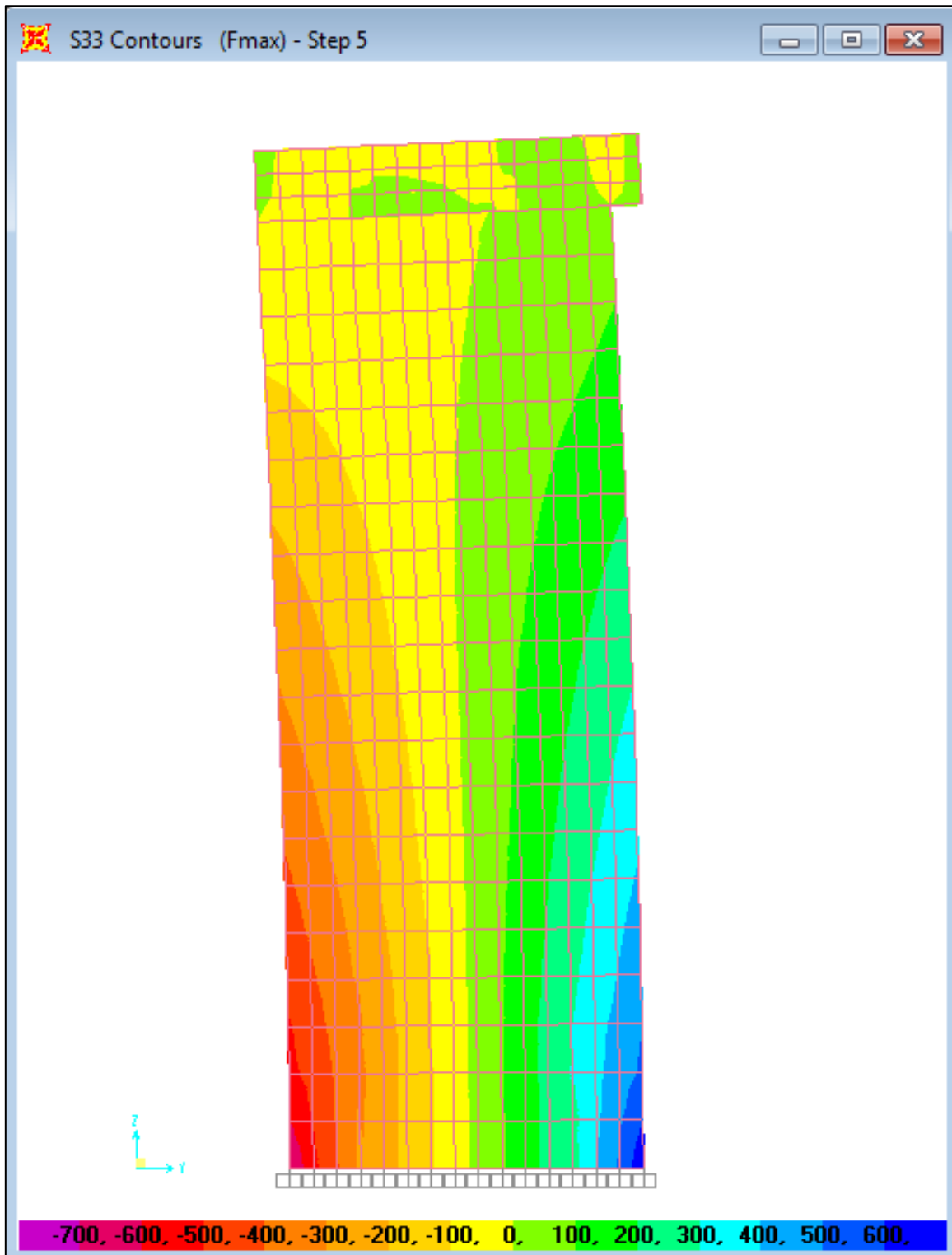
Éste muro presenta una relación de aspecto  $h_w/L_w=2.90$ , y está constituido por una alta resistencia a cortante, por lo que se presume un agotamiento por flexión. Éste muro presenta un diseño dúctil en la que la plastificación del acero por flexión es la fuente de disipación de energía.

**FIGURA 3.33:** Diagrama de deformaciones



ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

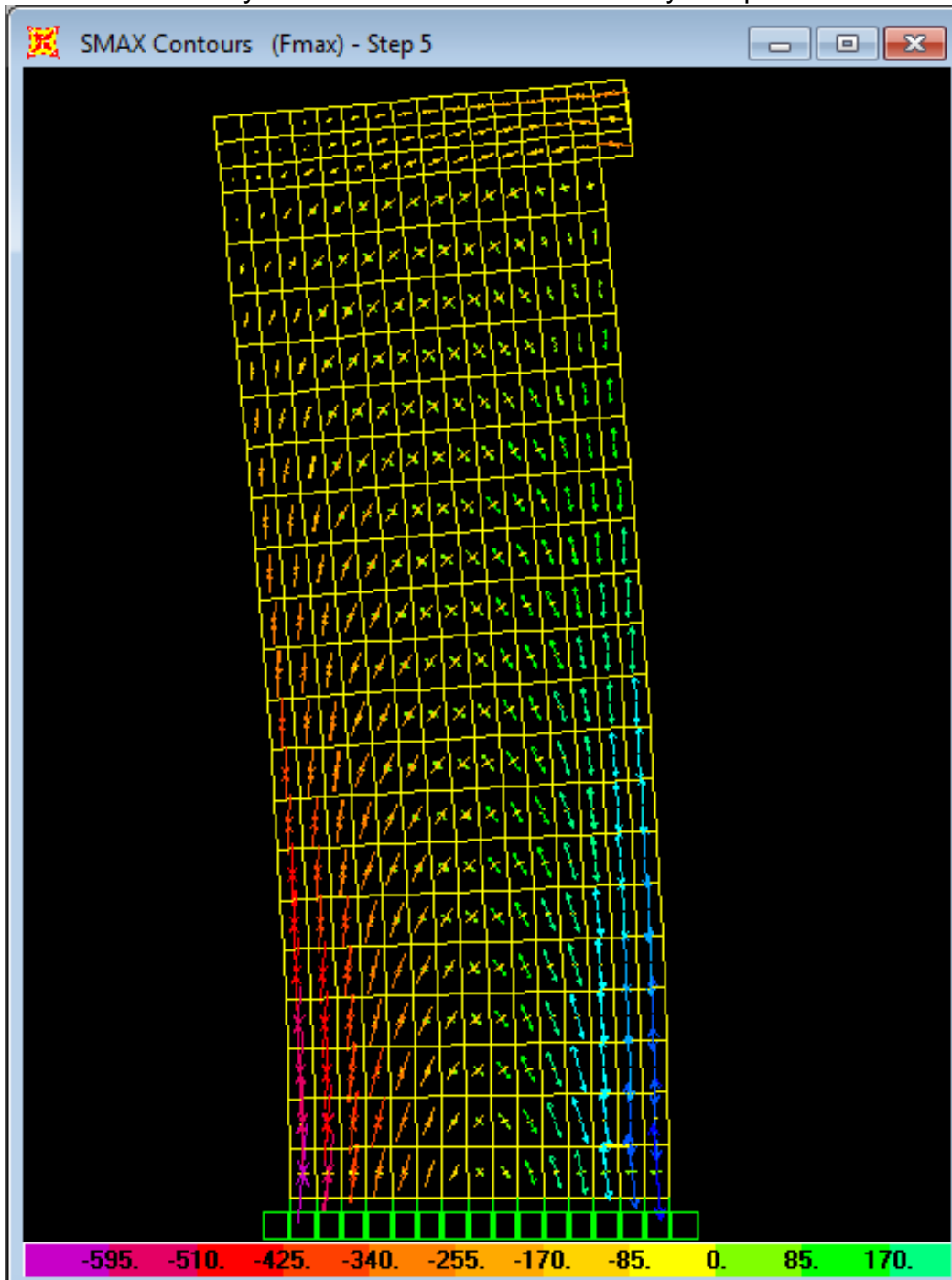
En la Figura 3.34, se observa los esfuerzos longitudinales obtenidos con el programa SAP2000. Se puede observar que los mayores esfuerzos longitudinales, de compresión y tensión, se generan en los cabezales del muro M2.

**FIGURA 3.34:** Esfuerzos longitudinales ( $T/m^2$ )

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo



**FIGURA 3.35:** Trayectoria de esfuerzos a tracción y compresión



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

### 3.8.5.3 Muro M3

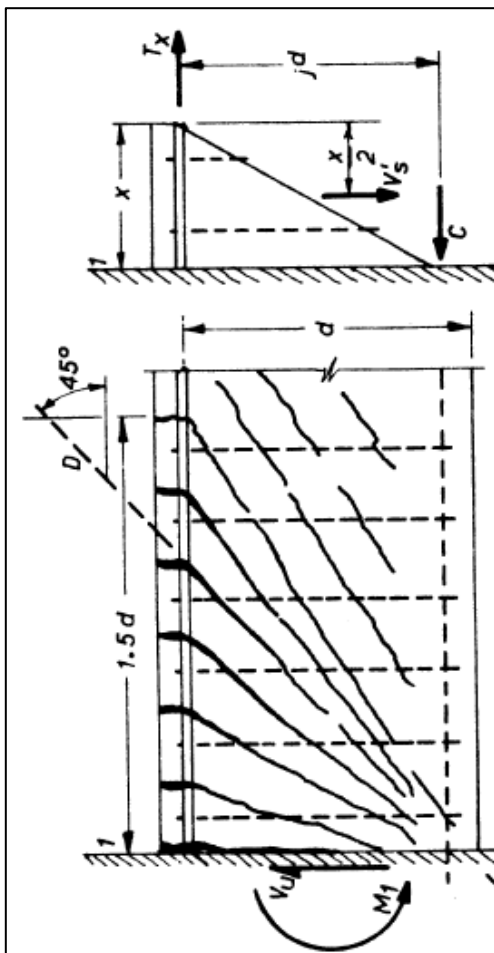
Constituido de una alta resistencia a flexión y muro para el cual, se prevé un agotamiento por corte, tiene la particularidad de tener un espaciamiento transversal de 45cm, es decir en lugar de tomar el menor valor de ( $s \leq L_w/5; 3t; 45\text{cm}$ ),

intencionalmente se tomó el máximo valor, con la finalidad de generar una agotamiento por corte a pesar de su relación de aspecto de  $h_w/L_w=2.9$ .

Es así que el muro M3, dispone de un refuerzo transversal mínimo, que debería impedir controlar las fisuras diagonales, por lo que se esperaría un agotamiento por tensión diagonal.

En la Figura 3.36, se observa el patrón de daño esperado para el muro M3 de acuerdo a Park y Paulay.

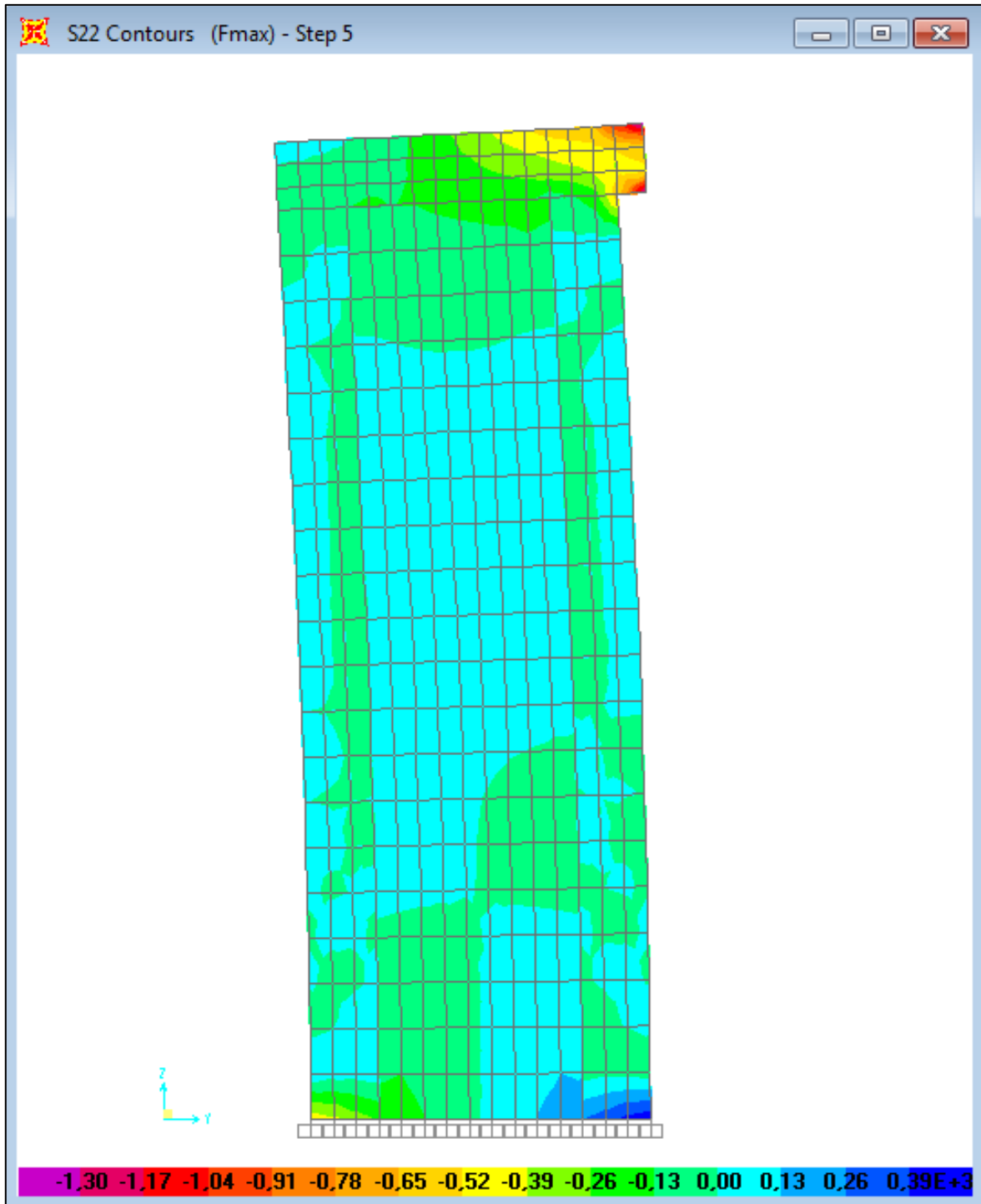
**FIGURA 3.36:** Fuerza de tensión diagonal



FUENTE: Park R., Paulay T.

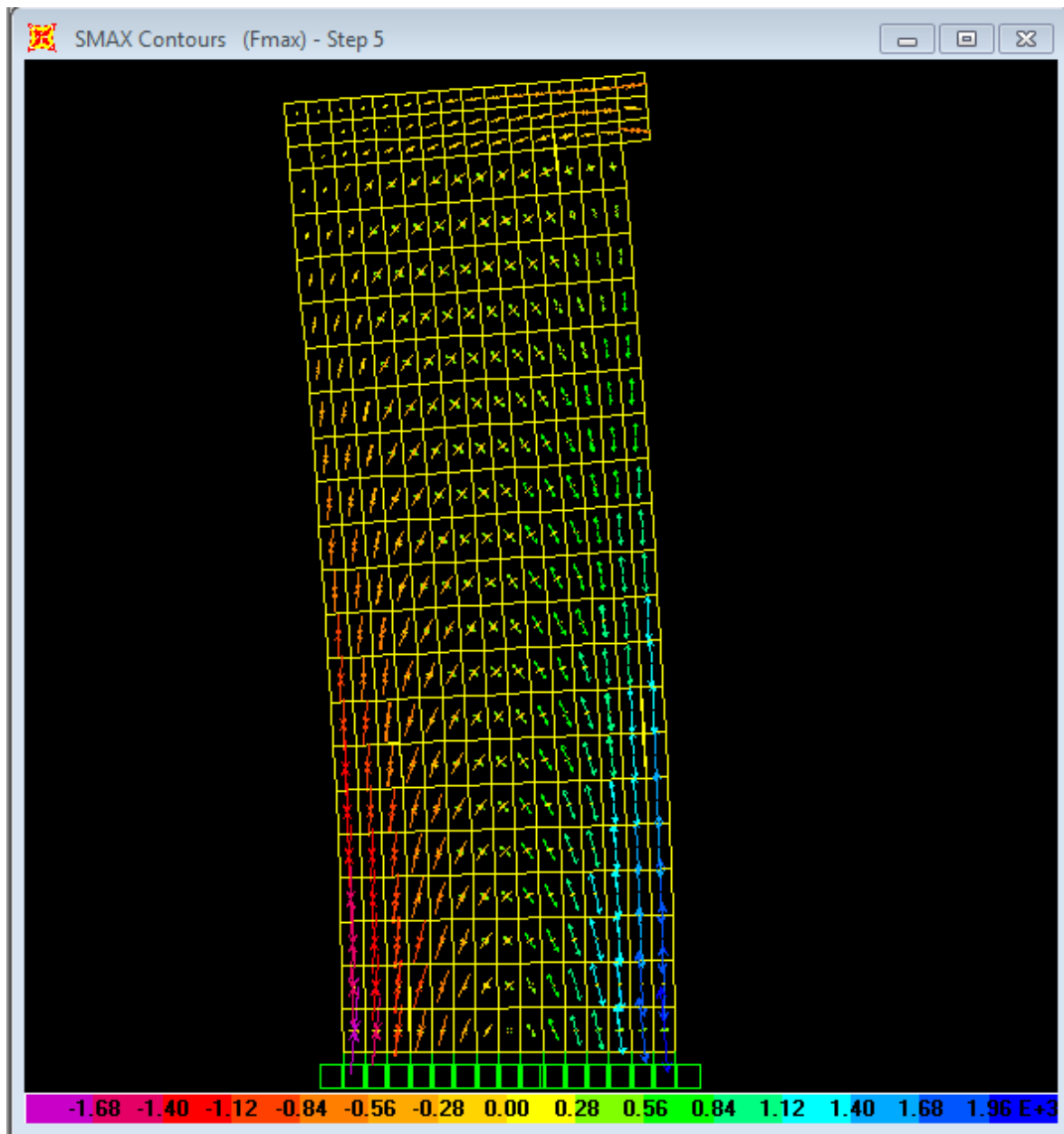
En la Figura 3.37, se presenta los esfuerzos generados en el muro M3 utilizando el programa SAP2000.

**FIGURA 3.37:** Esfuerzos transversales ( $T/m^2$ )



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

**FIGURA 3.38:** Trayectoria de Esfuerzos a tracción y compresión



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

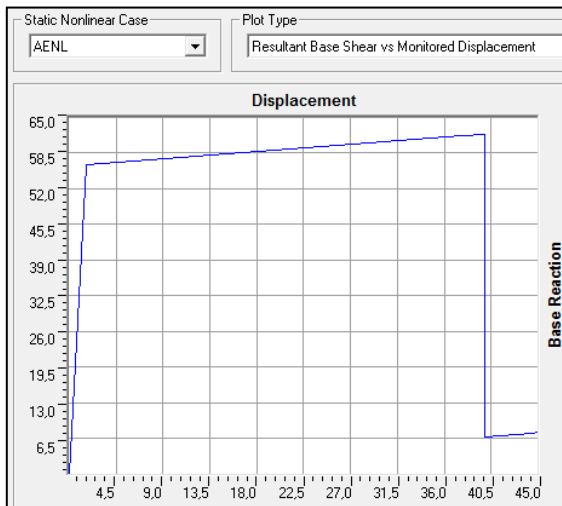
### 3.8.6 CURVA DE CAPACIDAD DE LOS MUROS

El análisis estático no lineal puede ser utilizado para estudiar la aplicación de cargas incrementales. SAP2000 permite aplicar solicitaciones monótonas, a partir de un estado de carga estático (previamente definido), el cual permite tener las gráficas de Carga – Desplazamiento (Curva “Pushover”), para cada uno de los diferente muros en análisis.

En las Figuras 3.39, 3.40 y 3.41, se presenta las curvas Carga-Desplazamiento teóricas para cada uno de los muros en estudio en la presente tesis utilizando el programa SAP2000.

### 3.8.6.1 Para el muro M1

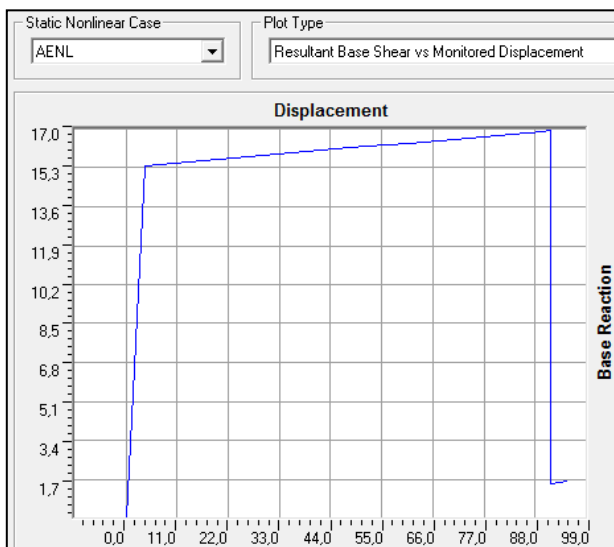
**FIGURA 3.39:** Curva de capacidad "PUSHOVER" (T-mm)



ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

### 3.8.6.2 Para el muro M2

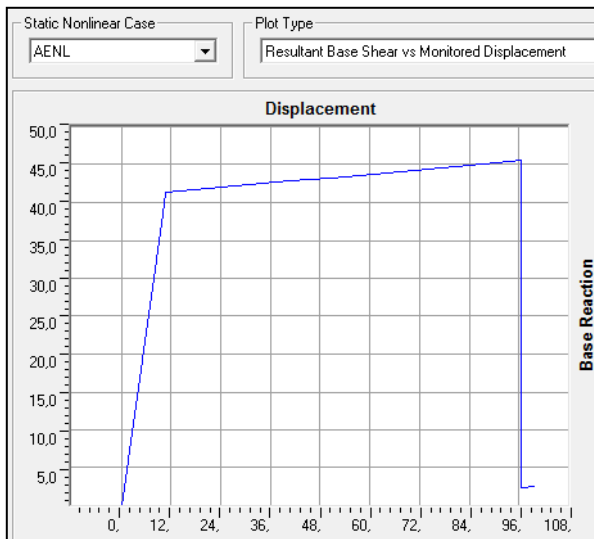
**FIGURA 3.40:** Curva de capacidad "PUSHOVER" (T-mm)



ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

### 3.8.6.3 Para el muro M3

**FIGURA 3.41:** Curva de capacidad "PUSHOVER" (T-mm)



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

## 3.9 RESUMEN DE RESULTADOS

El resumen de los datos teóricos, calculados con las expresiones del código ACI 318-08, se expone en la siguiente tabla:

**TABLA 3.10:** Resumen Datos Teóricos

DATOS TEÓRICOS			
	M1	M2	M3
$f'c$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	180	180	180
$f_y$ corte [kg/cm <sup>2</sup> ]	5250	4200	5250
$f_y$ flexión [kg/cm <sup>2</sup> ]	4200	5250	4200
$V_n$ [T]	<b>52.57</b>	39.29	<b>34.20</b>
$M_n$ [T-m]	128.15	59.30	191.00
$h$ [m]	1.80	4.20	4.20
$F_{Mn}$ [T]	71.19	<b>14.12</b>	45.48
$F$ [T]	<b>52.57</b>	<b>14.12</b>	<b>34.20</b>
$F_{Máx\_Estimada\_Equilibrio\_Estático}$ [T]	72.00	20.00	45.00
$E$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$12000 \cdot \sqrt{f'c}$		
$\Delta flex. = P \cdot h_w^3 / 3E \cdot I$ [mm]	0.836	2.854	6.913
$\Delta corte = P \cdot h_w / A_c \cdot G$ [mm]	0.777	0.487	1.18
$\Delta T = \Delta flex. + \Delta corte$ [mm]	1.614	3.341	8.092

ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

## CAPÍTULO 4

### ENSAYOS DE PROBETAS Y CONSTRUCCIÓN DEL MURO CORTO Y DE LOS MUROS ESBELTOS

#### 4.1 CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS

Como se puede observar en la Figura 4.1, se arma los muros desde la losa de cimentación para dotar de una adecuada longitud de desarrollo a las varillas longitudinales.

**FIGURA 4.1:** Armado de losa de anclaje y Muros M1, M2, y M3



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo



Los muros se instrumentan interiormente con sensores o “Strain Gauges”, adheridos en el acero de refuerzo, para determinar la deformación unitaria de las varillas de acero durante los ensayos. Se puede obtener información de la fluencia de los aceros, cuando lleguen y sobrepasen el valor 0.002.

**FIGURA 4.2:** Colocación de Strain Gauges



ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

Como se observa en la Figura 4.3, el hormigonado se la realiza en dos etapas, la primera es para conformar la losa de cimentación y la segunda para es para los muros de cortante.



**FIGURA 4.3:** Hormigonado de la losa de anclaje y muros M1, M2 y M3



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

Con la finalidad de mapear las fisuras, los muros son pintados y se forma una cuadrícula como se aprecia en la Figura 4.4. La cuadrícula sirve para observar la evolución de las fisuras durante el transcurso del ensayo y se facilite su localización en el muro durante y después del ensayo.

Para los muros esbeltos, M2 y M3, se colocan guías en la parte superior de los muros con la finalidad de restringir un posible movimiento por alabeo. Las guías, se colocan para que los muros se desplacen sólo en el sentido de la carga aplicada. En la Figura 4.4, se puede observar las guías descritas anteriormente en la parte superior de los muros M2 y M3.

**FIGURA 4.4:** Muros M1, M2 y M3 contruidos



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

## 4.2 DESCRIPCIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN

Para medir las deformaciones unitarias de las varillas, se colocan sensores o “Strain Gauges” en las varillas longitudinales, transversales y estribos, ubicados según el patrón de agotamiento esperado.

Adicionalmente, se colocan LVDTs, uno para medir el desplazamiento horizontal a nivel del eje de aplicación de la carga, y otro a media altura.

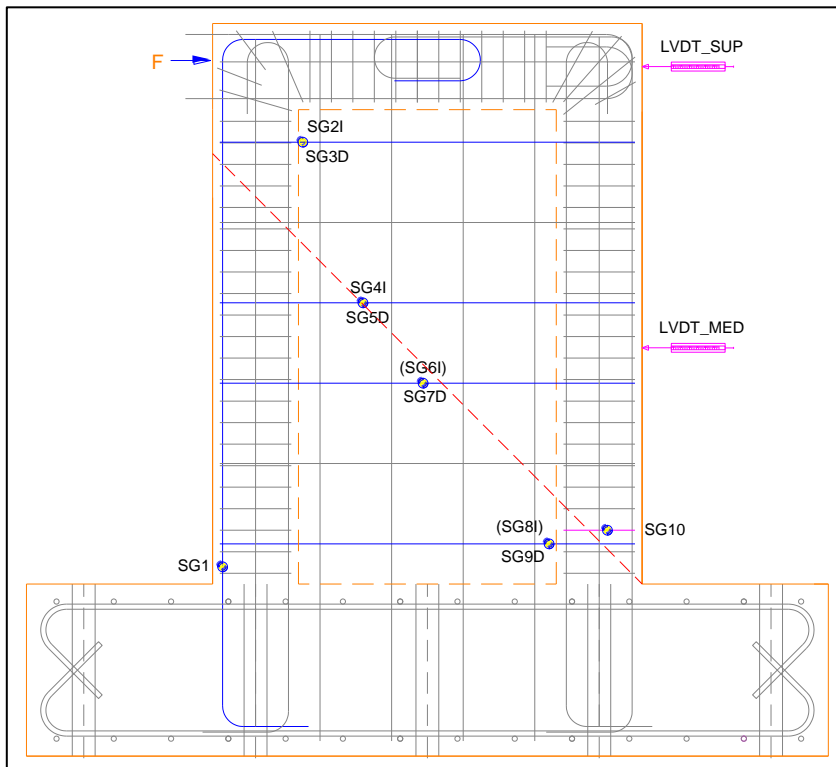
En las Figuras 4.5, 4.6 y 4.7, se presenta la instrumentación utilizada en cada muro y en la Tabla 4.1, se observa el significado de la nomenclatura.

**TABLA 4.1:** Significado de la nomenclatura

Codificación	Descripción
SG#I	Strain Gauge Izquierdo
SG#D	Strain Gauge Derecho
(SG#...)	Strain Gauge Averiado

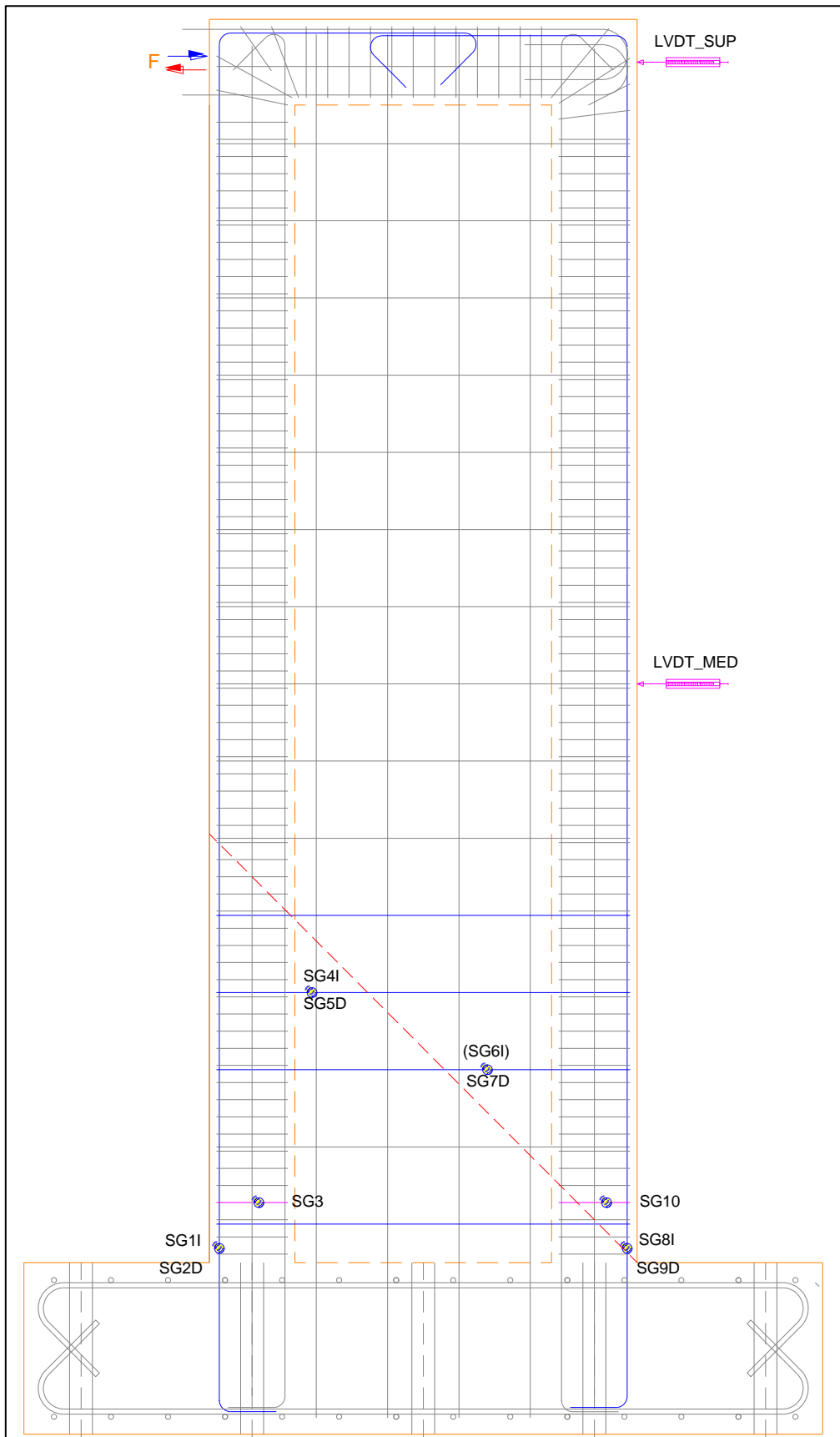
ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

**FIGURA 4.5:** Instrumentación Muro M1



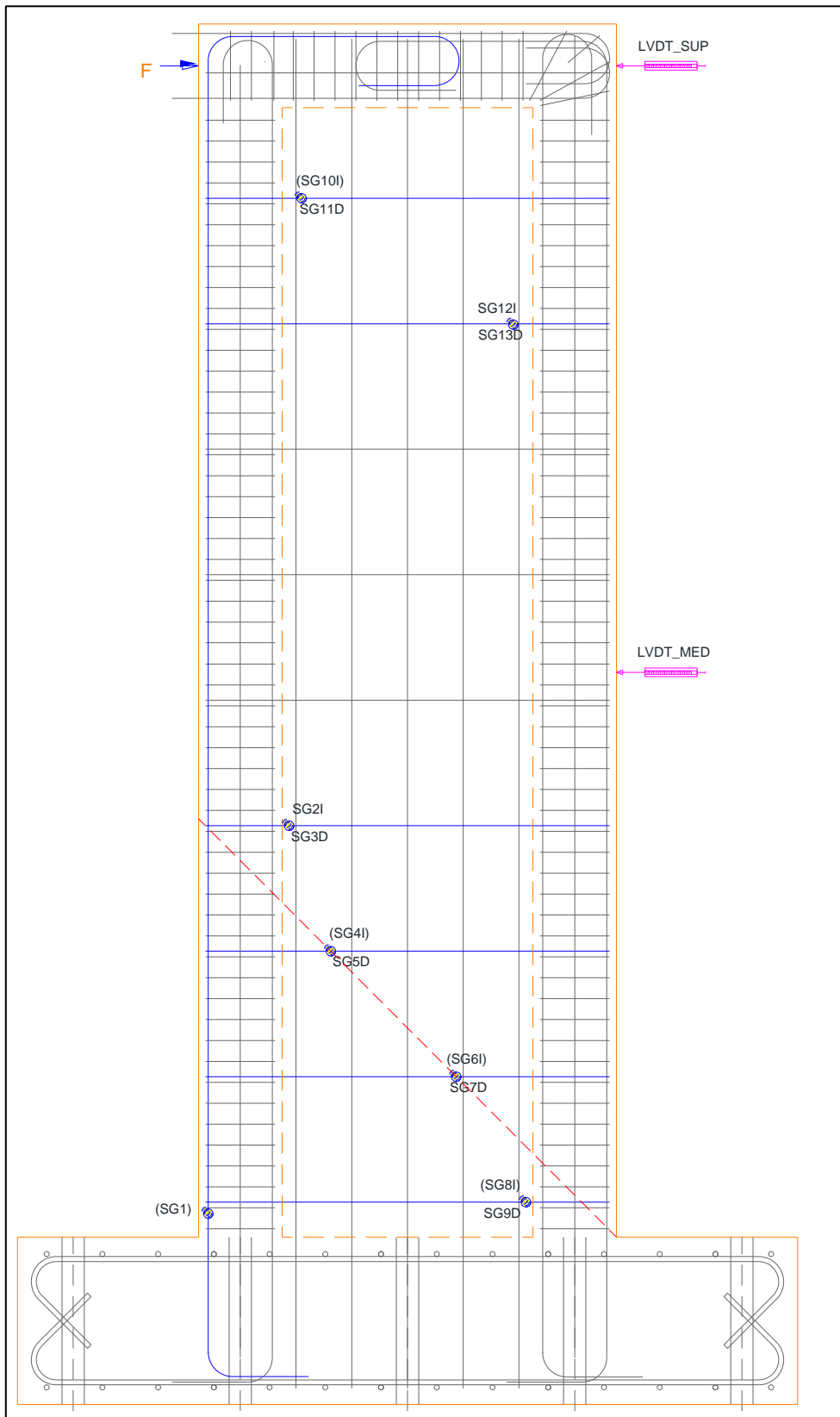
ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

FIGURA 4.6: Instrumentación Muro M2



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

FIGURA 4.7: Instrumentación Muro M3



ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

#### 4.3 ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN

**TABLA 4.2:** Resistencia a la compresión del hormigón en los muros (kg/cm<sup>2</sup>)

Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3
Muro 2	Muro 3	Muro 1
95 días	101 días	162 días
1   220.89	4   226.35	7   224.43
2   221.89	5   198.06	8   200.52
3   222.60	6   203.72	9   265.97

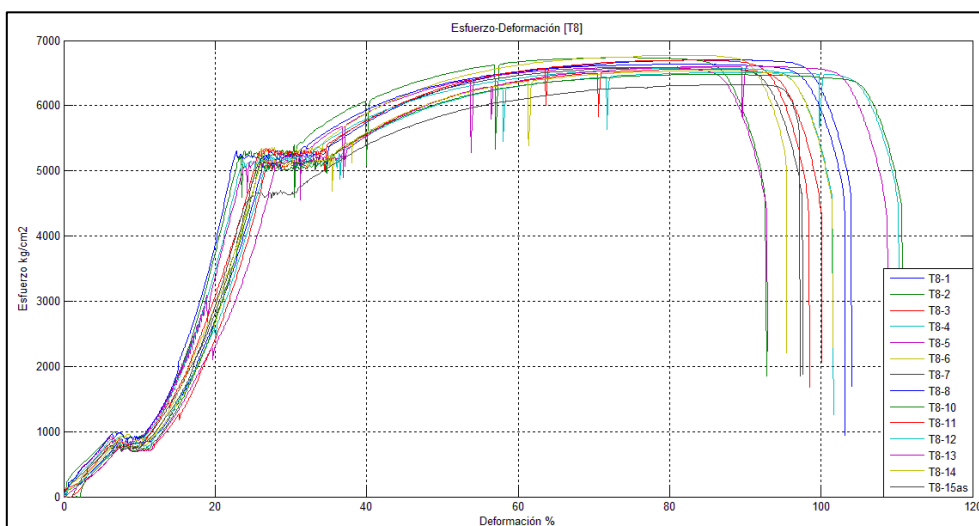
ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

Lo cual da un promedio de 220.49 kg/cm<sup>2</sup>, por lo cual se adopta un valor de 220 kg/cm<sup>2</sup> para la calibración de todos los modelos.

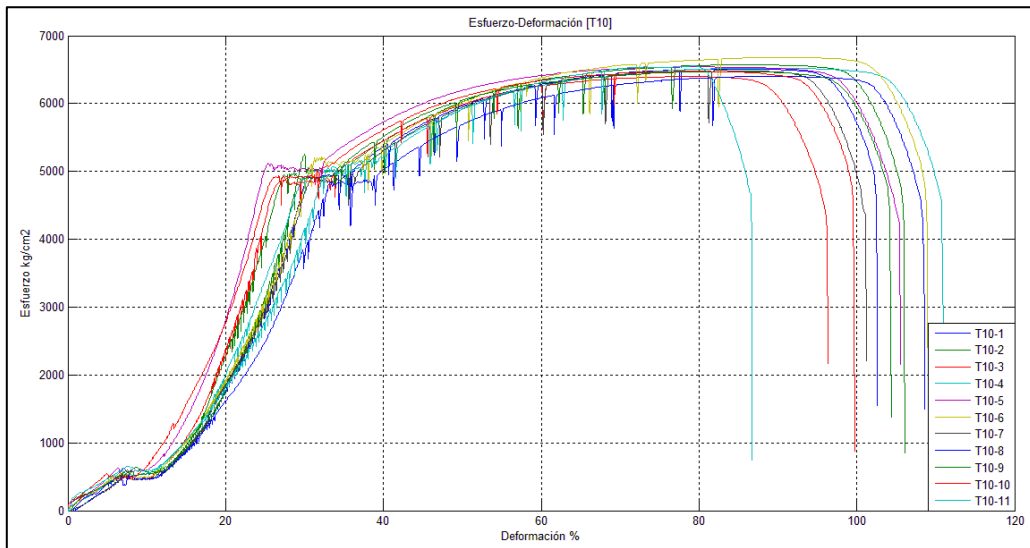
#### 4.4 ENSAYO DE RESISTENCIA A TENSIÓN DEL ACERO DE REFUERZO

En las Figuras 4.8, 4.9, 4.10, y 4.11, se presentan los ensayos de tracción de todas las varillas de refuerzo utilizados en la construcción de los muros. A continuación, se presentan los ensayos en función de cada diámetro utilizado.

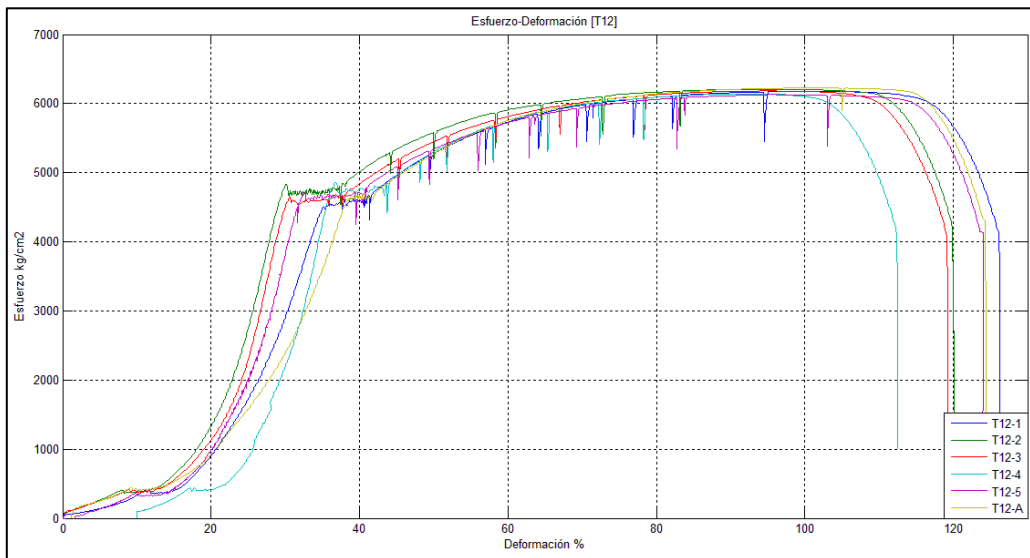
**FIGURA 4.8:** Ensayos de tracción del acero de refuerzo-Varilla 8mm



ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

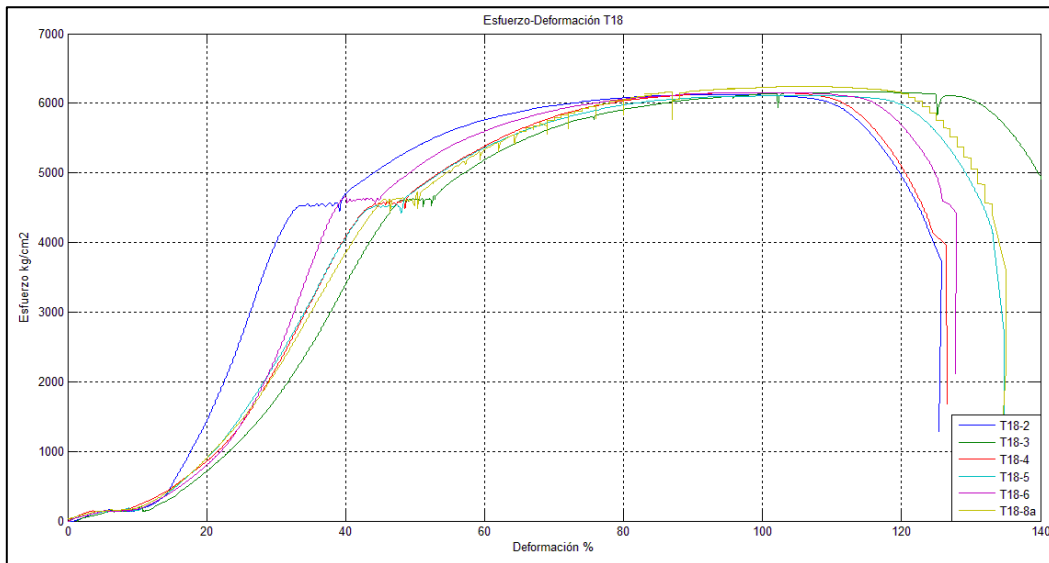
**FIGURA 4.9:** Ensayos de Tracción del acero de refuerzo-Varilla 10mm

ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

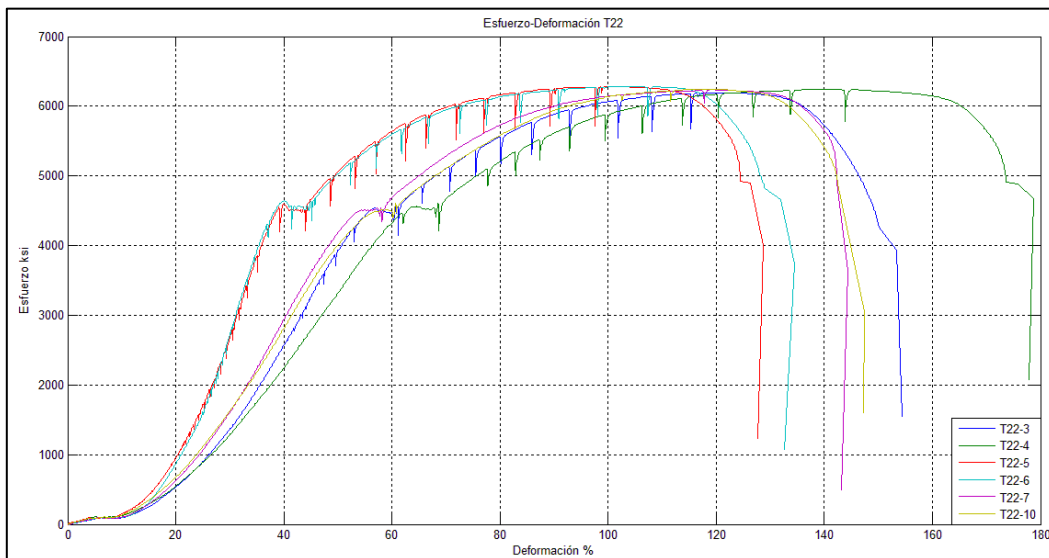
**FIGURA 4.10:** Ensayos de tracción del acero de refuerzo-Varilla 12mm

ELABORADO POR: Anasi - Arévalo



**FIGURA 4.11:** Ensayos de tracción del acero de refuerzo-Varilla 18mm

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

**FIGURA 4.12:** Ensayos de tracción del acero de refuerzo-Varilla 22mm

ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

En la Tabla 4.3, se muestran los promedios de la resistencia a la fluencia de los aceros, obtenidas de los ensayos que se presentan en las Figuras 4.8, 4.9, 4.10, 4.11 y 4.12. Los valores promedio de resistencia a la fluencia, se utilizan para la calibración de cada muro.



**TABLA 4.3:** Resistencia a la tracción del acero de refuerzo

MURO M1		
fy_corte	5158,17	kg/cm <sup>2</sup>
fy_flexión	4628,85	kg/cm <sup>2</sup>
MURO M2		
fy_corte	5040,01	kg/cm <sup>2</sup>
fy_flexión	5001,55	kg/cm <sup>2</sup>
MURO M3		
fy_corte	5147,36	kg/cm <sup>2</sup>
fy_flexión	4514,52	kg/cm <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

## **CAPÍTULO 5**

### **DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES**

#### **5.1 ENSAYOS DE LOS MUROS**

En este capítulo se describen los ensayos que se realizan en el Centro de investigación de la vivienda – EPN. El muro corto M1, de 1.5 m de largo, 0.15 m de espesor, y 1.95 m de altura, diseñado para que presente un agotamiento a corte. El muro esbelto M2, de 1.5 m de largo, 0.15 m de ancho, y 4.35 m de alto, diseñado para que se agote a flexión. El muro esbelto M3, de 1.5 m de largo, 0.15 m de ancho y 4.35 m de alto, para el cual se prevé un agotamiento a corte debido a su elevada resistencia a la flexión y reducida resistencia a corte.

Al muro M1, teóricamente se le aplicará un máximo de 72 toneladas, bajo condiciones de carga y descarga.

Al muro M2, teóricamente se le aplicará un máximo de 20 toneladas, bajo condiciones de carga lateral cíclica reversible.

Al muro M3, teóricamente se le aplicará un máximo de 42 toneladas, bajo condiciones de carga y descarga.

De igual forma, para la distribución de la carga lateral sobre cada uno de los muros, es necesario el diseño y la construcción de la losa de anclaje.

Tanto los muros como la losa de anclaje y las vigas de distribución de carga de cada muro se encuentran diseñados en el Capítulo 3.

## 5.2 ENSAYO A CARGA HORIZONTAL SOBRE EL MURO CORTO M1

De los modelos bilineales del ATC-40, obtenidas en base al ensayo a carga lateral, que se describen en el Capítulo 6.2, se determinan los parámetros como carga deformación en el rango elástico, con los cuales se obtiene la rigidez elástica y el módulo de elasticidad.

Para determinar el módulo de elasticidad equivalente de los muros de cortante, se toman los últimos datos correspondientes a la parte elástica de la curva de capacidad según el ATC40.

De la deformación por flexión y corte se conoce:

$$\Delta = \frac{Fh_w^3}{3EI} + \frac{Fh_w}{AG} \quad (5.1)$$

$$G = 0.4E \quad (5.2)$$

Despejando el módulo de elasticidad:

$$E = \frac{F}{\Delta} \left( \frac{h_w^3}{3I} + \frac{h_w}{0.4A} \right) \quad (5.3)$$

Obteniéndose los siguientes datos de la curva bilineal del ATC-40:

Para el muro M1, se tiene: ( $h_w=1.80\text{m}$ ,  $I=0.07526\text{m}^4$ ,  $A=0.315\text{m}^2$ ,  $F = 75\text{T}$  y  $\Delta = 10.4\text{mm}$ ), con lo que se obtiene un módulo de elasticidad de  $E= 289293.10 \text{ T/m}^2$ .

### 5.2.1 FUERZAS APLICADAS EN EL MURO M 1

**TABLA 5.1:** Fuerzas Aplicadas-Según Curva ATC-40

Carga Lateral (Elástica)	Desplazamiento	Rigidez Lateral	Módulo de elasticidad
75 T	10.4 mm	7211,5 T/m	289293.10 T/m <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

### 5.2.2 ESFUERZO CORTANTE EN EL MURO M 1

El esfuerzo cortante se determina relacionando el cortante o carga lateral elástica máxima, del muro y su área transversal.

**TABLA 5.2:** Esfuerzo cortante-Según Curva ATC-40

Cortante [ $F_{\text{máx.}}$ ]	75	T
Área del Muro M1	0.315	m <sup>2</sup>
Esfuerzo, V/A	75/0.315 =238.1	T/m <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

### 5.3 ENSAYO A CARGA HORIZONTAL SOBRE EL MURO ESBELTO M2

Para el muro M2, se tiene: ( $h_w=4.20\text{m}$ ,  $I=0.07526\text{m}^4$ ,  $A=0.315\text{m}^2$ ,  $F = 12.5\text{T}$  y  $\Delta = 12.5\text{mm}$ ) con lo que obtiene un módulo de elasticidad de  $E=361464.9\text{T/m}^2$ .

#### 5.3.1 FUERZAS APLICADAS EN EL MURO M 2

**TABLA 5.3:** Fuerzas Aplicadas-Según Curva ATC-40

Carga Lateral (Elástica)	Desplazamiento	Rigidez Lateral	Módulo de elasticidad
12.5 T	12.5 mm	1000 T/m	361464.9 T/m <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

#### 5.3.2 ESFUERZO CORTANTE EN EL MURO M 2

**TABLA 5.4:** Esfuerzo cortante-Según Curva ATC-40

Cortante [ $F_{\text{máx.}}$ ]	12.5	T
Área del Muro M1	0.315	m <sup>2</sup>
Esfuerzo, V/A	12.5/0.315 =39.7	T/m <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

### 5.4 ENSAYO A CARGA HORIZONTAL SOBRE EL MURO ESBELTO M3

Para el muro M3, se tiene: ( $h_w=4.20\text{m}$ ,  $I=0.07526\text{m}^4$ ,  $A=0.315\text{m}^2$ ,  $F = 41\text{T}$  y  $\Delta = 22.5\text{mm}$ ), con lo que se obtiene un módulo de elasticidad de  $E=658669.32\text{T/m}^2$ .

### 5.4.1 FUERZAS APLICADAS EN EL MURO M 3

**TABLA 5.5:** Fuerzas Aplicadas-Según Curva ATC-40

Carga Lateral (Elástica)	Desplazamiento	Rigidez Lateral	Módulo de elasticidad
41 T	22.5mm	1822.22 T/m	658669.32 T/m <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

### 5.4.2 ESFUERZO CORTANTE EN EL MURO M 3

**TABLA 5.6:** Esfuerzo cortante-Según Curva ATC-40

Cortante [ $F_{\text{máx.}}$ ]	41	T
Área del Muro M1	0.315	m <sup>2</sup>
Esfuerzo, V/A	$41/0.315 = 130.2$	T/m <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

Se recomienda utilizar un procedimiento similar para las propuestas de las curvas de capacidad, expuestas en el Capítulo 6.

En la Figuras 5.1, se presenta los lazos de carga y descarga y su correspondiente envolvente de la curva carga desplazamiento generada en el muro M1.

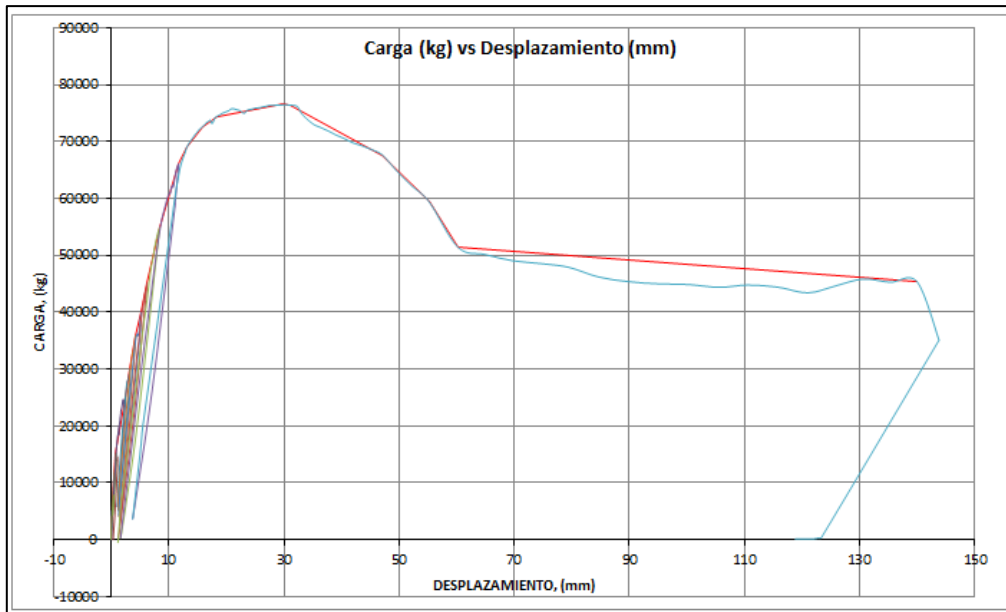
En la Figuras 5.2, se presenta los lazos de carga y descarga y su correspondiente envolvente de la curva carga desplazamiento generada en el muro M2.

En la Figuras 5.3, se presenta los lazos de carga y descarga y su correspondiente envolvente de la curva carga desplazamiento generada en el muro M3.

Las Figuras 5.1 y 5.3, presentan un gráfico en un solo cuadrante, puesto que las cargas que se aplicaron fueron mayores a 20 toneladas, y se debía utilizar la celda de carga para 100 toneladas que permite mediciones de carga sólo en compresión. Para la Figura 5.2, se utilizó la celda de 20 toneladas que permite mediciones en compresión y tracción.

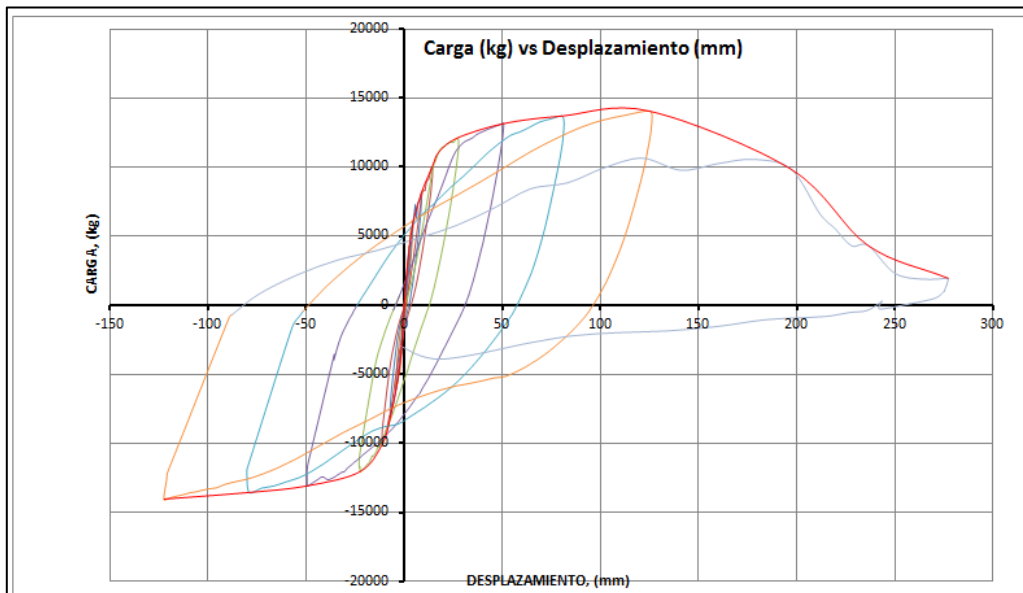
## 5.5 OBTENCIÓN DE LA CURVA CARGA-DESPLAZAMIENTO

FIGURA 5.1: Envoltente de lazos Muro M 1

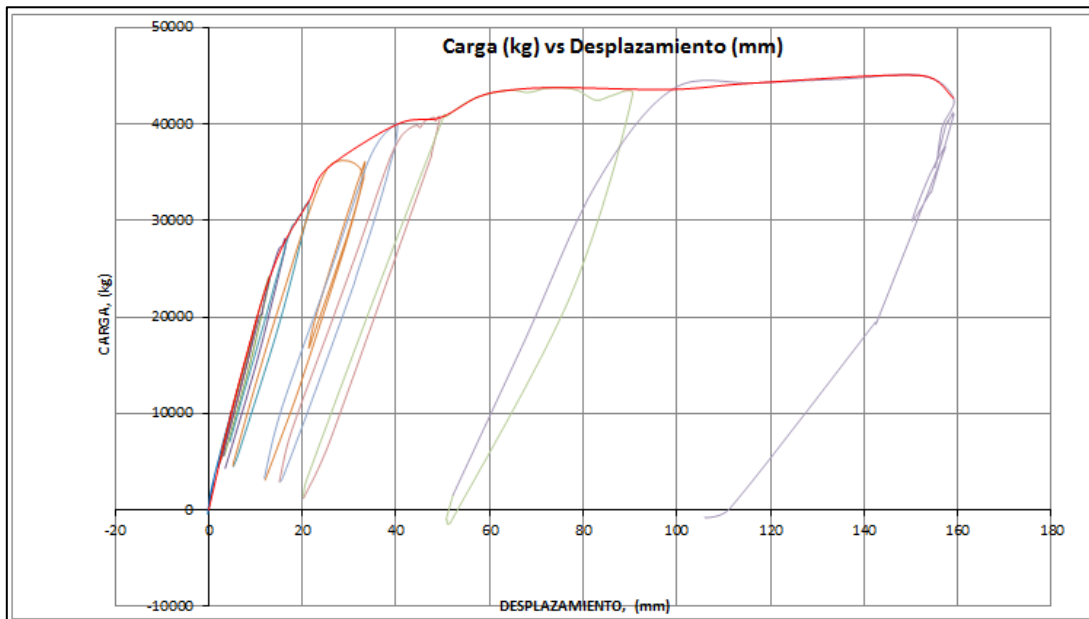


ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

FIGURA 5.2: Envoltente de lazos Muro M 2



ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

**FIGURA 5.3:** Envolvente de lazos Muro M 3

ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

## 5.6 DESCRIPCIÓN DEL AGOTAMIENTO DE LOS MUROS

Para el muro M1, se presenta en la Figura 5.4, la carga en función de la deformación en 5 etapas con la finalidad de observar el comportamiento a medida que el ensayo se desarrolla.

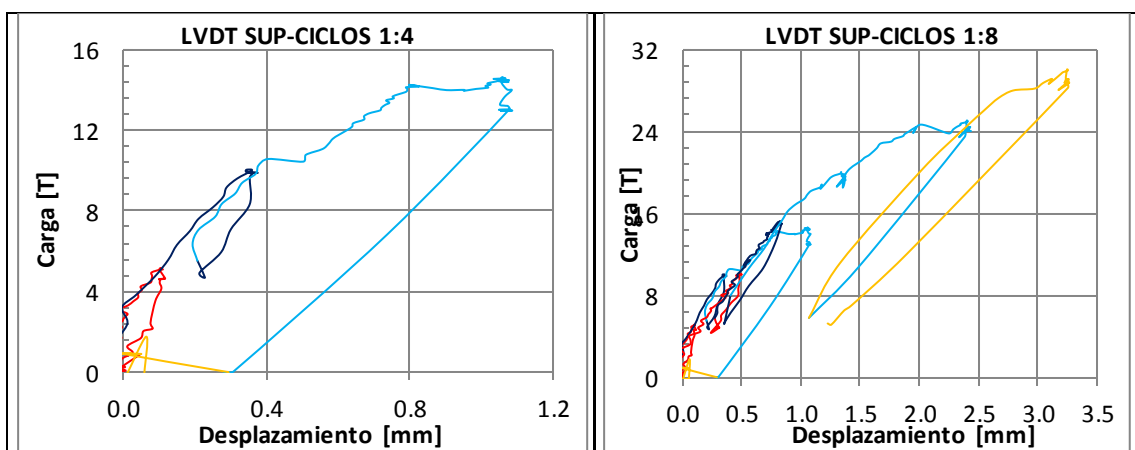
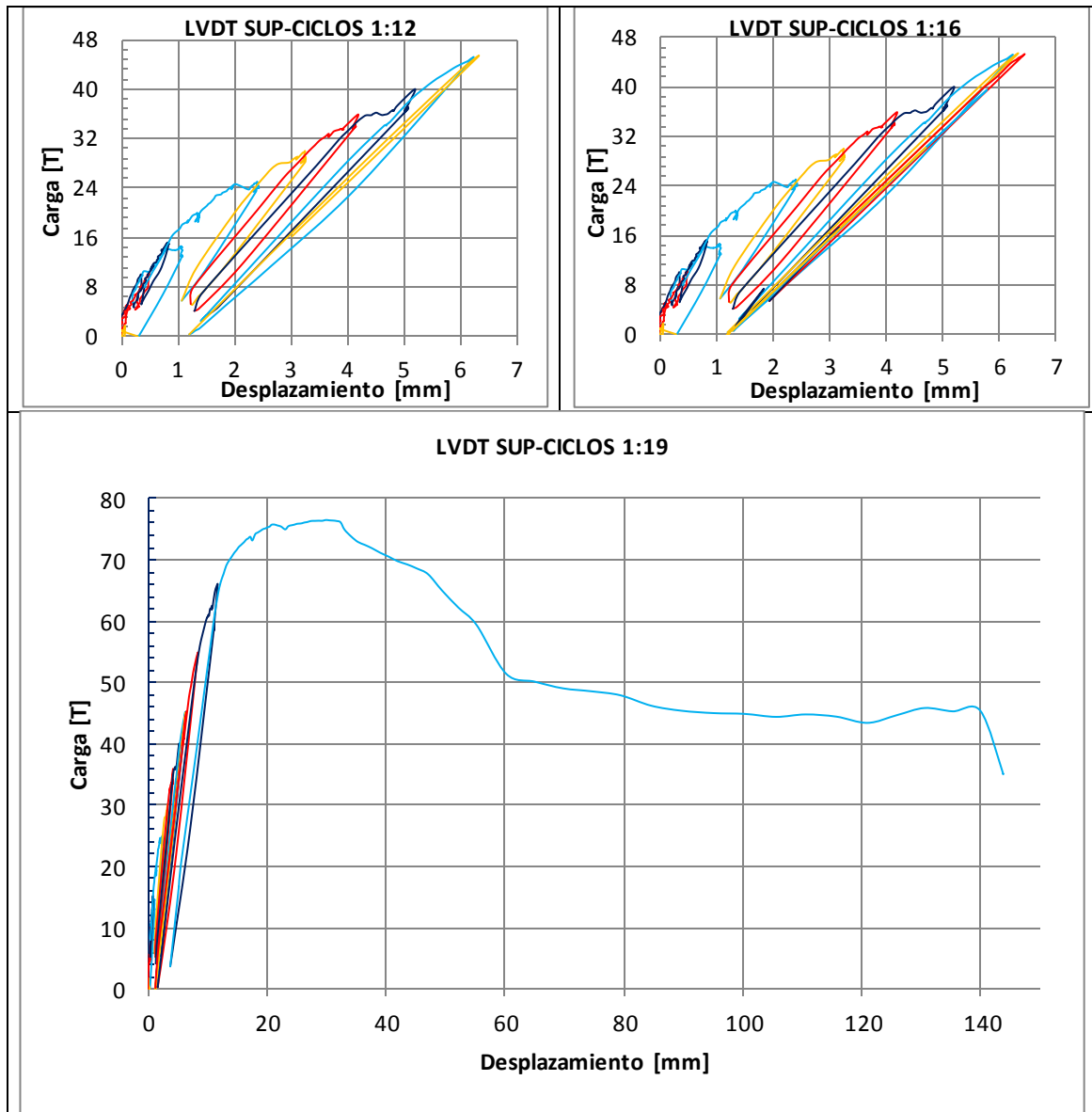
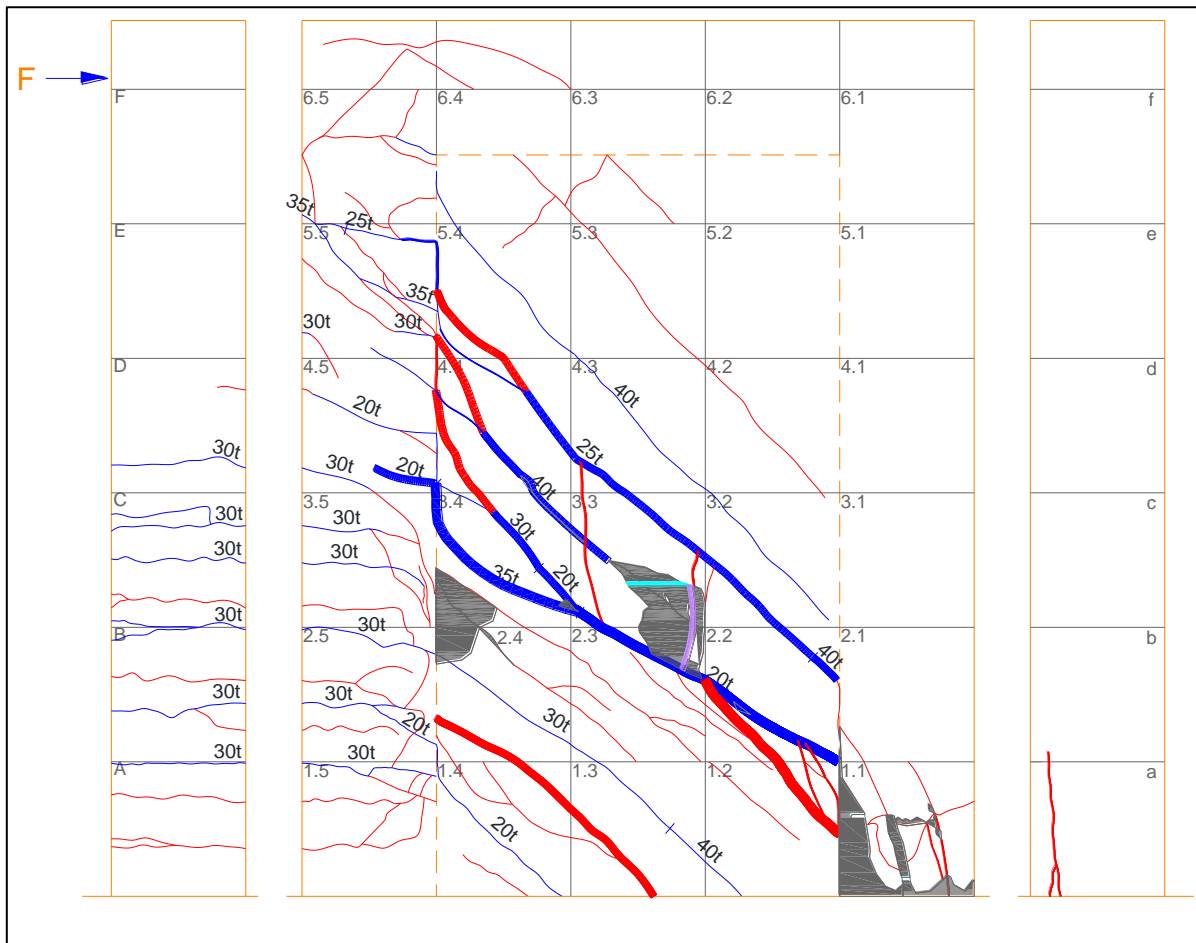
**FIGURA 5.4:** Ciclos de Carga Muro M1

FIGURA 5.4: Continuación



ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

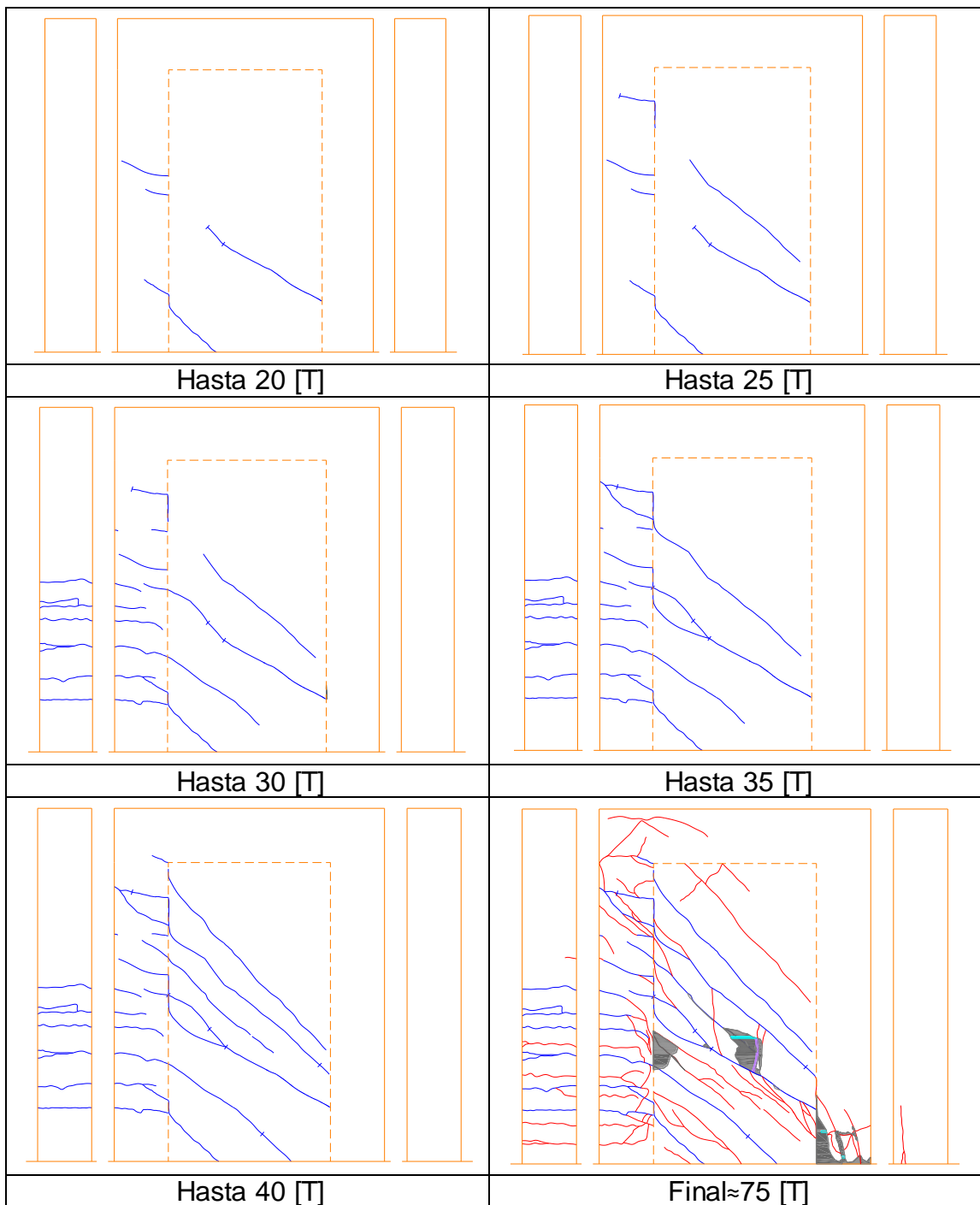


**FIGURA 5.5:** Patrones de daño del Muro M1

ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

En la Figura 5.5, se observa fisuras inclinadas en el alma del muro, y fisuras horizontales en el cabezal sometido a tracción.

Con la finalidad de observar la evolución de las fisuras durante el transcurso del ensayo, se propone la Figura 5.6, en la cual, se presenta una secuencia de las fisuras que se generan durante el ensayo.

**FIGURA 5.6:** Evolución de los patrones de daño del Muro M1

ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

Las dos primeras y más notorias fisuras tienen una inclinación entre  $33^\circ$  y  $44^\circ$ , y se observan a las 20[T] en el alma del muro. También aparecen tres fisuras en el cabezal sometido a tracción con inclinaciones promedio entre  $14^\circ$  y  $31^\circ$ .

En la etapa inicial del ensayo, se puede observar que hasta el ciclo 2 de carga, aproximadamente 10 [T], la pendiente de la curva se mantiene constante.

Durante el ciclo 3, en el cual se llega a una carga máxima aproximada de 14 [T], se observa una deformación cercana a 0.3 [mm] luego de la descarga.

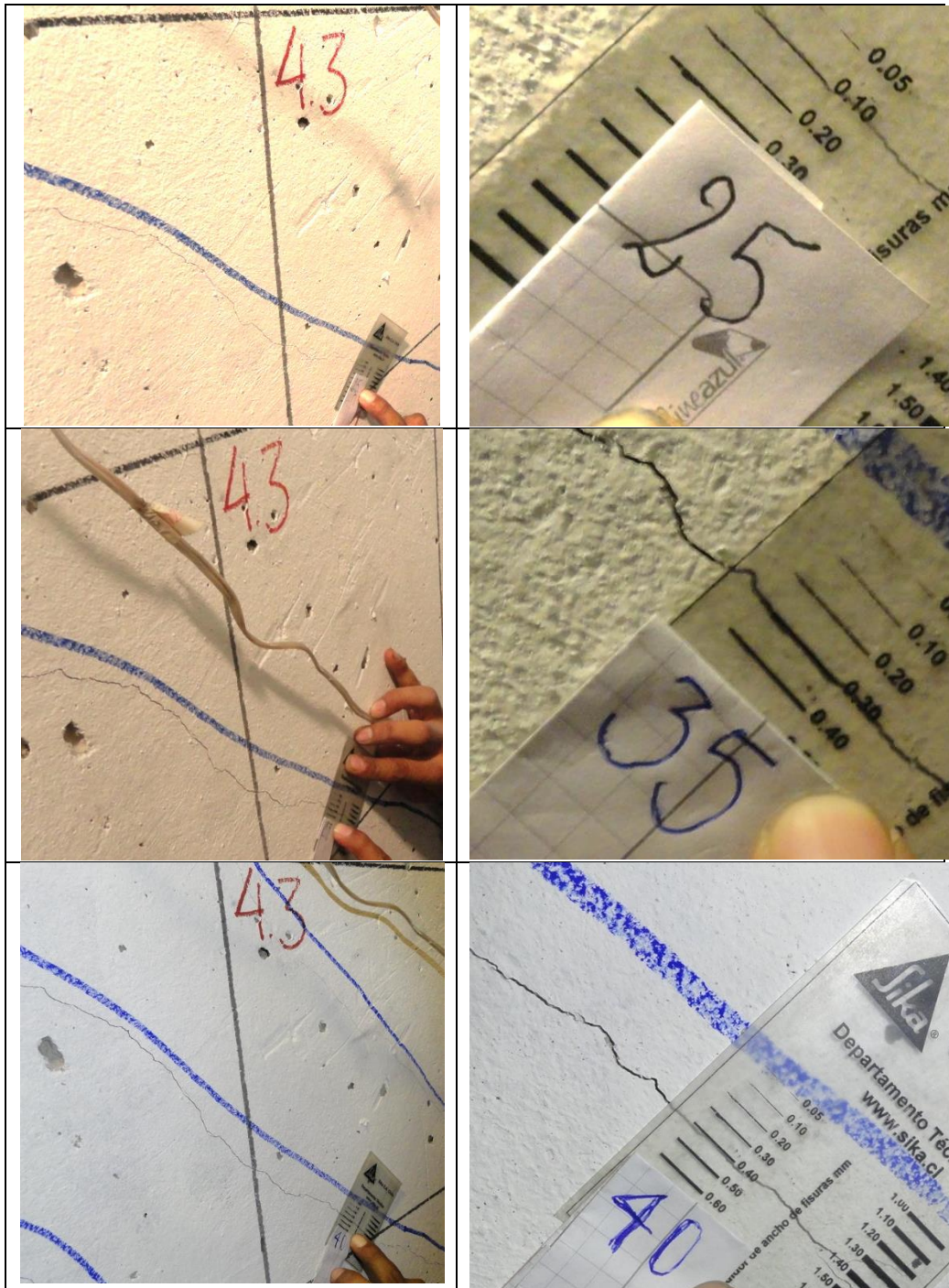
A las 40[T] se evidencian fisuras prácticamente a 45° y crecimiento del grosor de las fisuras previas.

Durante el ciclo 12, en el cual se llega a una carga máxima de 45 [T], se observa un desplazamiento aproximado de 1.2 [mm] luego de la descarga.

En la etapa final, aproximadamente a las 70 [T], se observa un cambio de pendiente en la curva (carga-desplazamiento), por lo cual, se presume que el muro empieza a trabajar en el rango inelástico.

Al finalizar el ensayo, luego de las 75 [T], se puede observar desprendimiento de hormigón en el cuadrante 1.1 del cabezal, por lo que, se considera que se superó la resistencia a la compresión del hormigón. Se puede observar fisuras y desprendimiento de hormigón en los cuadrantes 2.3 y 3.3, ver Figura 5.5, que permiten ver el armado del alma del muro y evidencian deformaciones del refuerzo horizontal y vertical. Se observan fisuras a 45° y la rotura de 2 varillas de refuerzo transversal en la última etapa del ensayo.

En la Figura 5.7, se presentan fotografías de las fisuras en varios puntos. En la parte izquierda se observa la posición de la fisura, y en la parte derecha una vista ampliada con el valor de la carga lateral aplicada y una medición del grosor de las fisuras.

**FIGURA 5.7:** Evolución del grosor de las fisuras Muro M1



**FIGURA 5.7:** Continuación

ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

**FIGURA 5.8:** Rotura de refuerzo transversal muro M1

ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

En la Figura 5.8, se presenta evidencia de la rotura del refuerzo transversal luego del ensayo.

En la Tabla 5.7, se observan los valores de carga a los que trabajan los sensores (STRAIN GAUGES) que se utilizan en el muro M1.

**Tabla 5.7:** Carga y Deformación Unitaria Strain Gauges Muro M1

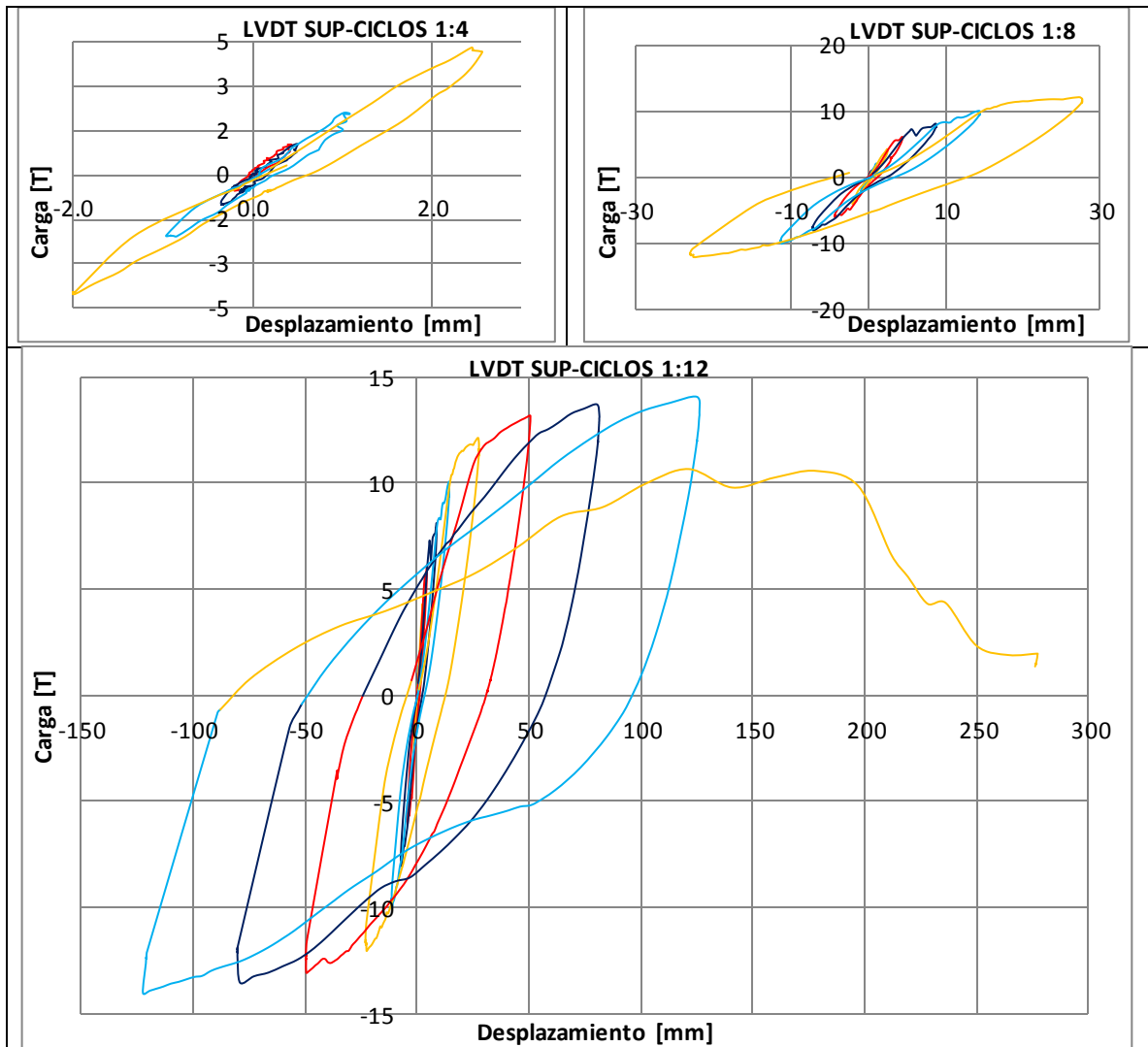
N °	Carga [kg]	Deformación Unitaria [m/m]	Tipo de Refuerzo
SG1	70097.93	0.002	Longitudinal
SG2I	57227.45	0.002	Transversal
SG3D	51906.92	0.002	Transversal
SG4I	41517.14	0.002	Transversal
SG5D	40182.97	0.002	Transversal
SG6I	....	....	Transversal
SG7D	45138.44	0.002	Transversal
SG8I	....	....	Transversal
SG9D	62000.30	0.002	Transversal
SG10	76430.96	0.002	Estribo

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

Se observa que el refuerzo longitudinal instrumentado llega a la zona de fluencia a una carga de 70.097 [T]. También se observa que los aceros transversales del alma instrumentadas llegan a trabajar en el rango plástico a cargas elevadas, que van desde las 40.182 [T] hasta un máximo valor de 62 [T]. Además se puede observar que el estribo instrumentado del cabezal sometido a compresión llega a plastificar.

Para el muro M2, se presenta en la Figura 5.9, los ciclos de carga en función del desplazamiento en 3 etapas, con la finalidad de observar el comportamiento a medida que el ensayo se desarrolla.

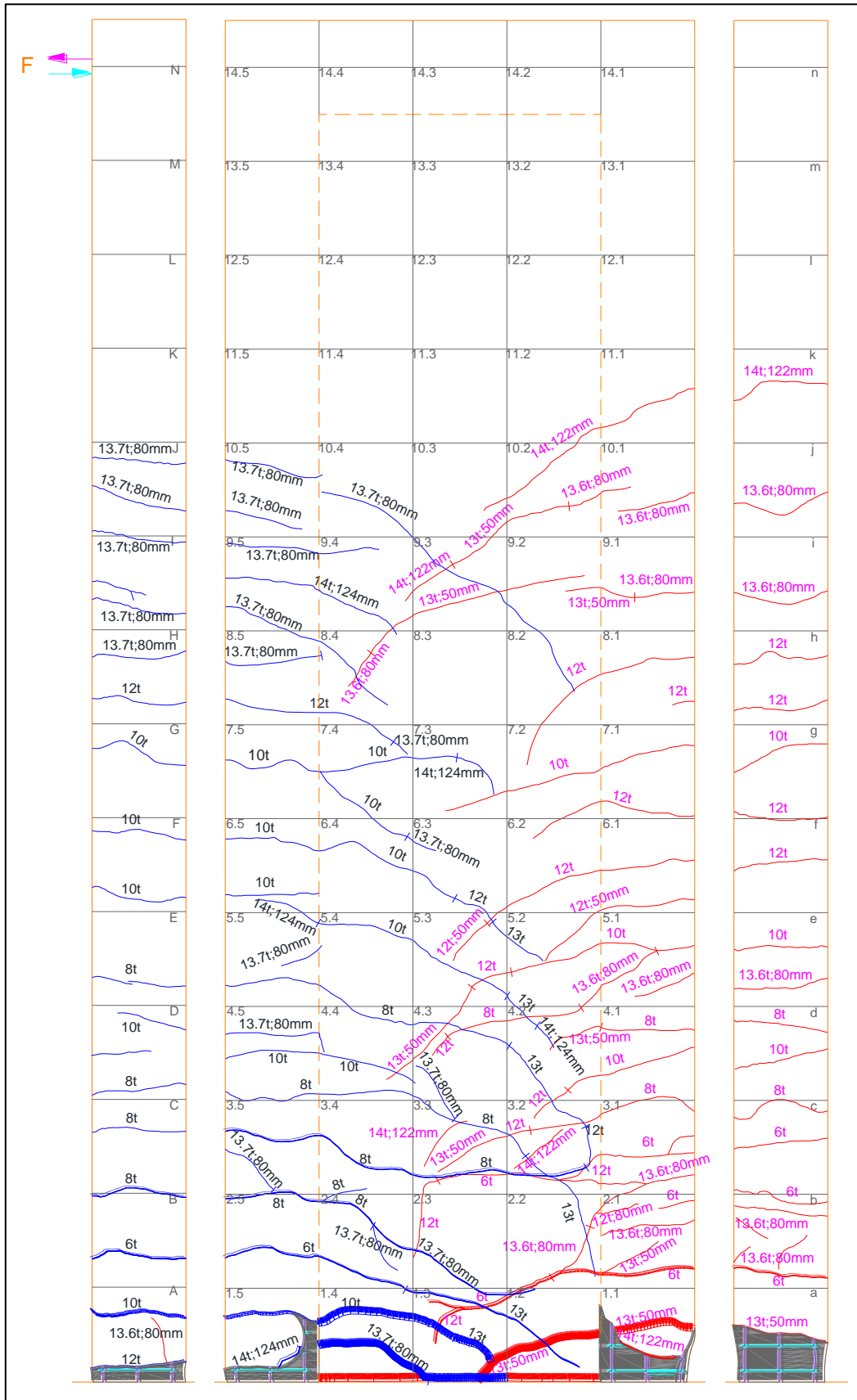
**FIGURA 5.9:** Ciclos de Carga Muro M2



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

En la etapa inicial del ensayo, se puede observar que hasta el ciclo 3 de carga, la pendiente de la curva (carga-desplazamiento) se mantiene constante por lo cual se presume que el muro trabaja como un elemento homogéneo hasta una carga aproximada de 2.5 [T].

FIGURA 5.10: Patrones de daño del Muro M2



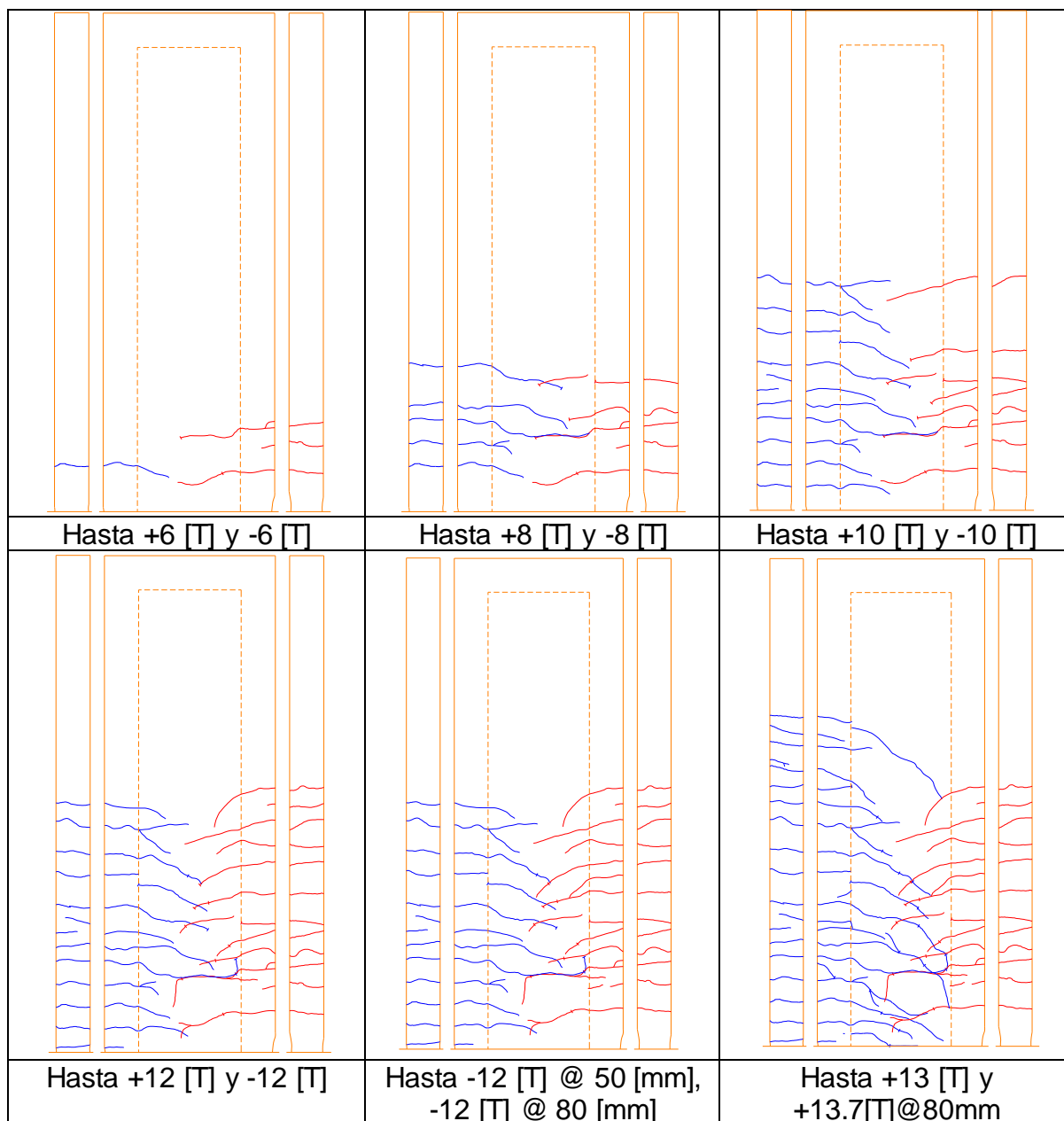
ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

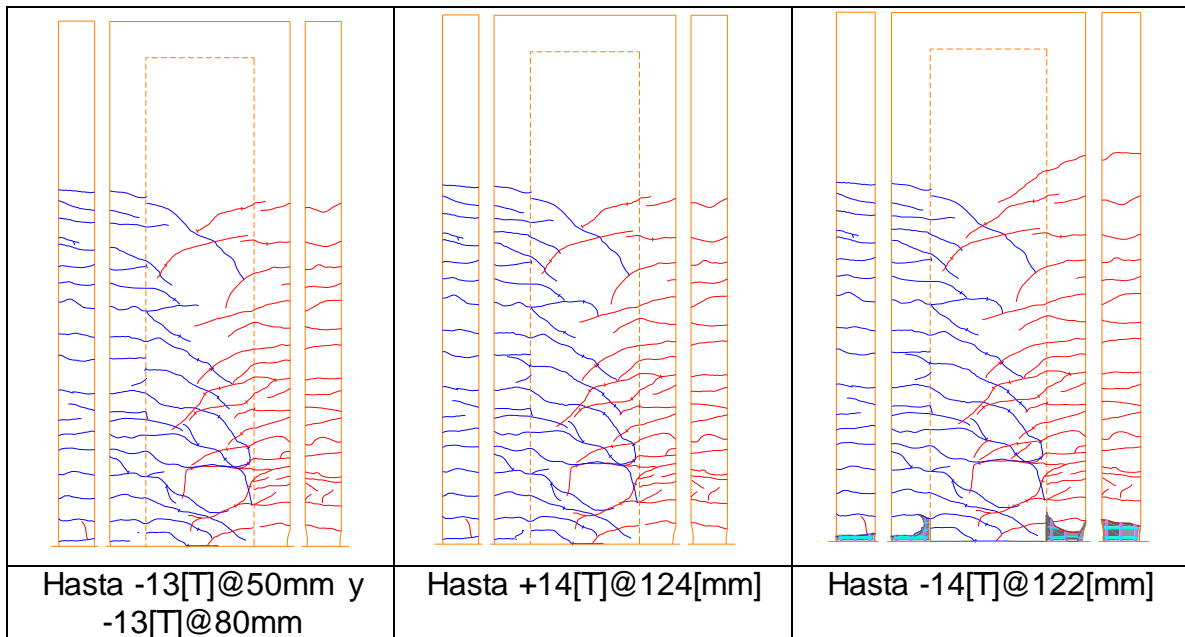


En la Figura 5.10, se observa que predominan fisuras que tienden a ser horizontales en el alma del muro. Además existen fisuras horizontales en los cabezales sometidos a tracción. Se puede observar que la fisura que predomina al finalizar el ensayo, tiende a ser horizontal, y se presenta en la base del muro.

Con la finalidad de observar la evolución de las nuevas fisuras durante el ensayo, se propone la Figura 5.11, en la cual, se puede observar una secuencia de las fisuras que se presentan.

**FIGURA 5.11:** Evolución de los patrones de daño del Muro M2



**FIGURA 5.11:** Continuación

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

Las primeras fisuras se observan a las +6 [T] y -6 [T]. Las fisuras de los cabezales son casi horizontales y en el alma aumentan levemente la inclinación y se presentan a partir de los 30 [cm] de la base.

Hasta las +8 [T] y -8 [T], se presentan fisuras a partir de los 60 [cm] de la base del muro.

Hasta las +10 [T] y -10 [T], se observan fisuras a una altura inferior a los 30 [cm] y el resto de estas fisuras llegó hasta una altura aproximada de 210 [cm] respecto de la base del muro.

Hasta las +12 [T] y -12 [T] se evidencia crecimiento de las fisuras existentes y aparición de nuevas fisuras hasta una altura de 240 [cm]. Luego de esta carga se puede observar mayor deformación, lo que hace pensar que se sobrepasa la parte elástica y el muro empieza a trabajar en el rango inelástico.

Las últimas fisuras aparecen en la base del muro, y sobre las fisuras anteriores, hasta una altura de 318 [cm] respecto de la base del muro.

Al finalizar el ensayo, se observa mayor desprendimiento del hormigón en las bases de los cabezales del muro. También se observa crecimiento del grosor de las fisuras del hormigón en la base del muro y rotura del refuerzo longitudinal sometido a tensión.

Si se analiza los planteamientos iniciales asumidos, se corrobora que el diseño del muro M2 fue el adecuado, puesto que se esperaba el agotamiento a flexión con una gran fisura en la base, lo cual se confirmó en el transcurso del ensayo.

En la Figura 5.12, se presentan fotografías de las fisuras en varios puntos. Generalmente, la parte izquierda muestra la posición de la fisura, y en la parte derecha una vista ampliada con el valor de la carga lateral aplicada y una medición del grosor de las fisuras.

**FIGURA 5.12:** Evolución del grosor de las fisuras del Muro M2

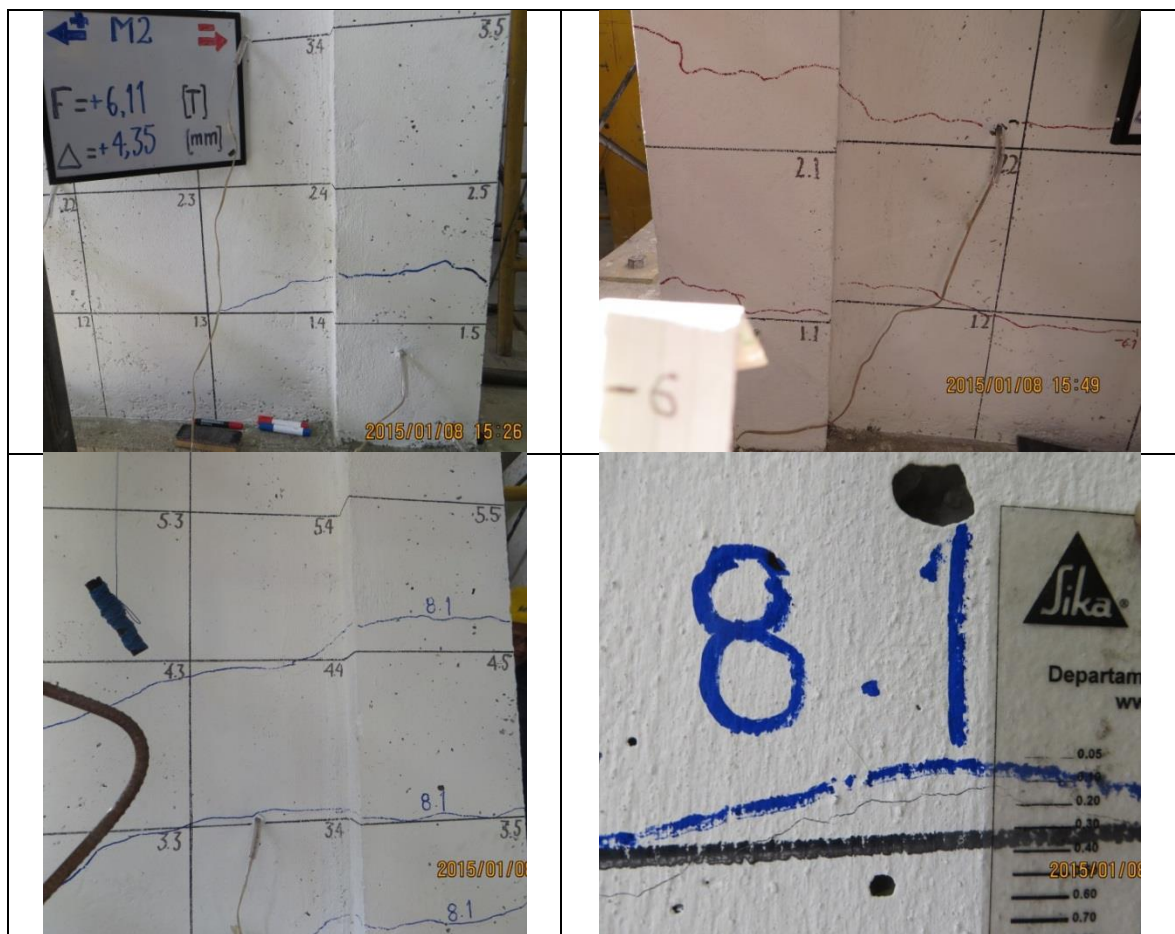
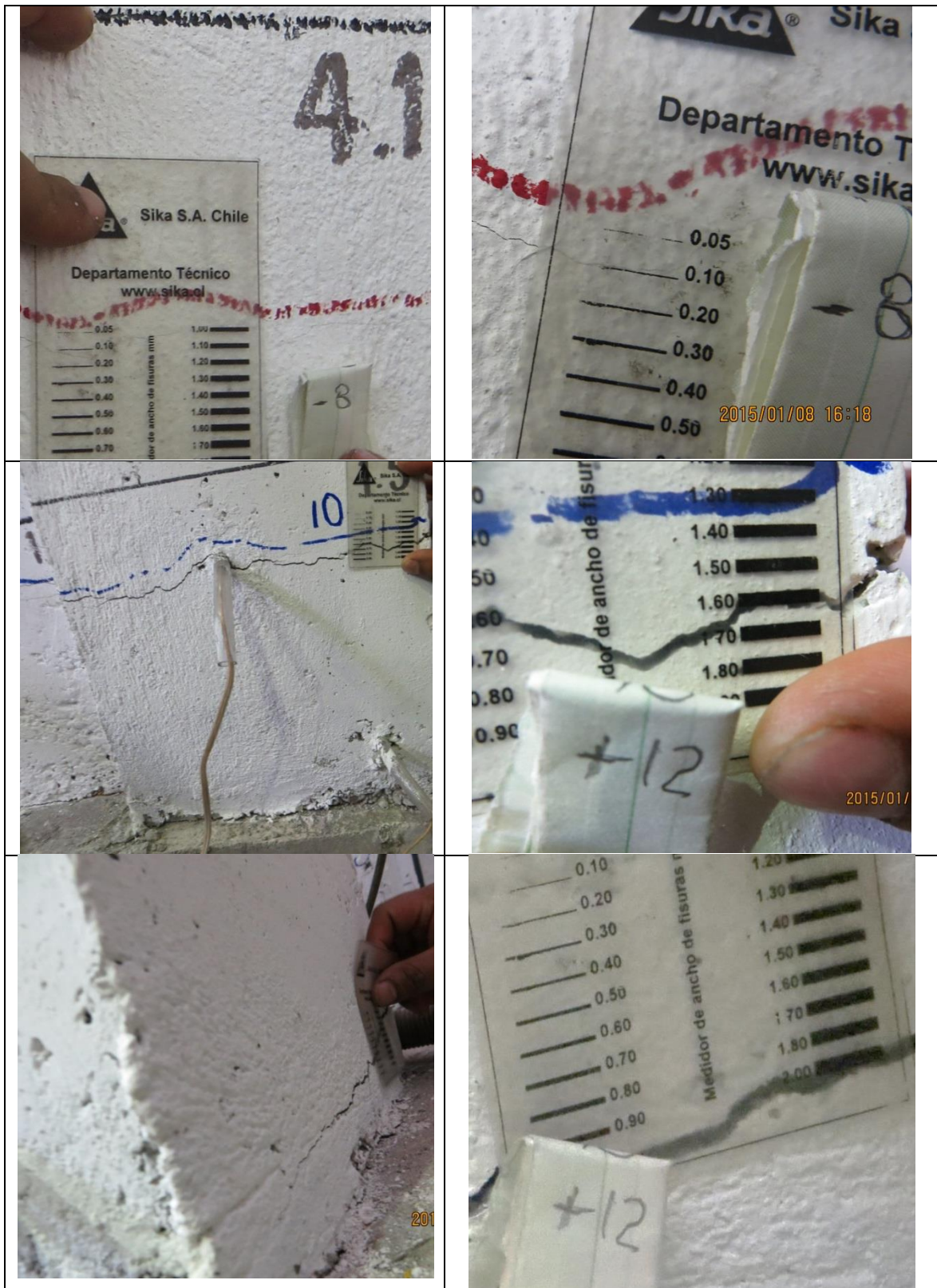


FIGURA 5.12: Continuación



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo





Se observa que los estribos instrumentados en cada uno de los cabezales trabajan en el rango elástico. También se observa que las dos varillas transversales del alma instrumentadas llegan a la zona de fluencia.

Se observa también que la primera varilla longitudinal instrumentada en llegar a la fluencia en uno de los cabezales, ocurre a una carga de 6,6 toneladas.

Adicionalmente, en la Tabla 5.9, se presentan los valores de las deformaciones unitarias para el hormigón y el acero obtenidas del diagrama Momento-Curvatura teórico, en el cual se puede ratificar los resultados experimentales obtenidos.

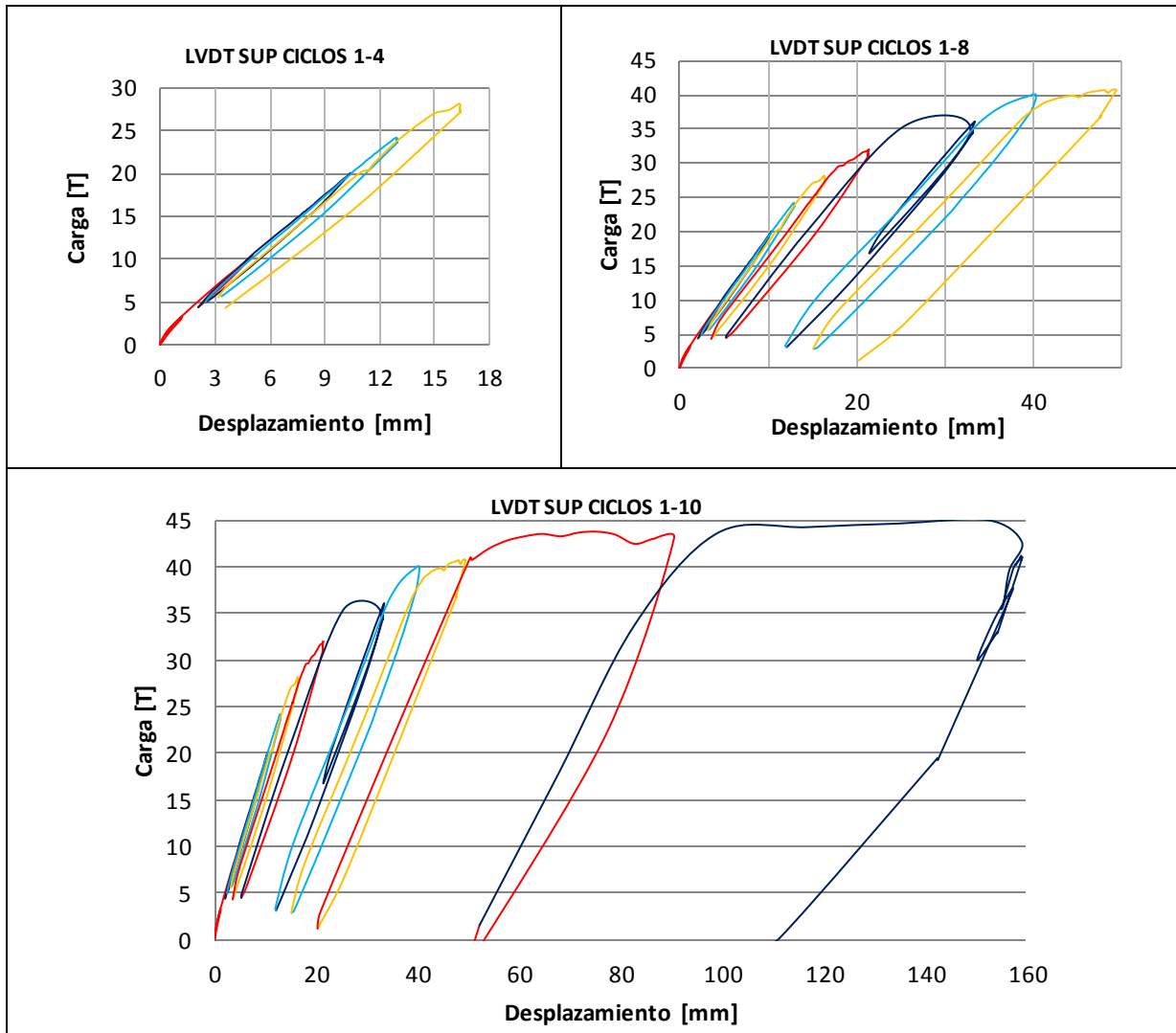
**Tabla 5.9:** Relación de esfuerzos Teórica Muro M2

Def. hormigón	Eje neutro	Def. acero	Curvatura	Momento	Carga
	m		1/m	T-m	T
0	0,825	0	0	0	0
0,0001	0,268	0,0004	0,00029	5,55	1,32
0,0002	0,267	0,0010	0,00072	13,86	3,30
0,0003	0,268	0,0017	0,00129	25,01	5,95
0,0004	0,267	<b>0,0020</b>	0,00148	28,29	6,73
0,0005	0,265	0,0027	0,00201	37,20	8,86
0,0007	0,248	0,0039	0,00287	43,43	10,34
0,0009	0,229	0,0054	0,00388	46,73	11,13
0,0011	0,212	0,0070	0,00502	48,82	11,62
0,0012	0,196	0,0090	0,00632	49,85	11,87
0,0014	0,183	0,0111	0,00775	50,61	12,05
0,0016	0,174	0,0134	0,00933	51,56	12,28
0,0018	0,167	0,0160	0,0111	52,67	12,54
0,0021	0,162	0,0188	0,0129	53,86	12,82
0,0023	0,156	0,0218	0,0149	54,77	13,04
0,0026	0,151	0,0250	0,0171	55,60	13,24
<b>0,003</b>	0,147	0,0284	0,0194	56,30	13,40
0,0031	0,144	0,0321	0,0218	57,08	13,59
0,0035	0,143	0,0359	0,0244	57,68	13,73
0,0039	0,144	0,0399	0,0271	58,14	13,84
0,0046	0,154	0,0438	0,0300	58,14	13,84

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

Para el muro M3, se grafica la carga en función de la deformación en 3 etapas con la finalidad de observar el comportamiento a medida que el ensayo se desarrolla.

**FIGURA 5.14:** Ciclos de Carga Muro M3

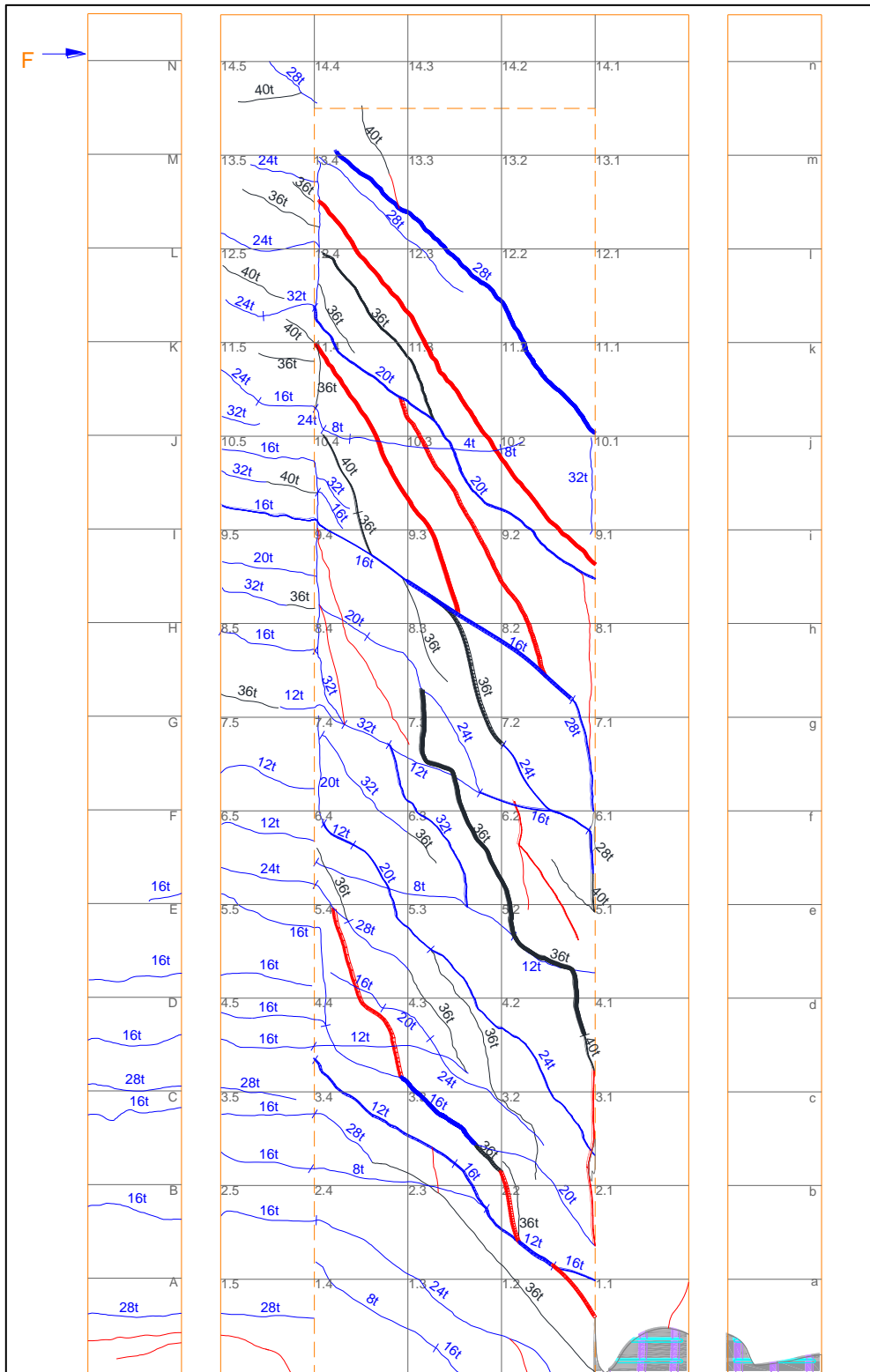


ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

En la etapa inicial del ensayo, se observa que hasta el ciclo 2 de aplicación de carga, la pendiente de la curva se mantiene casi constante, por lo cual, se presume que el muro trabaja como un elemento homogéneo hasta una carga aproximada de 20 [T]. Los lazos que se forman luego de las 40 toneladas, hacen presumir que el muro M3, se empieza a agotar en flexión

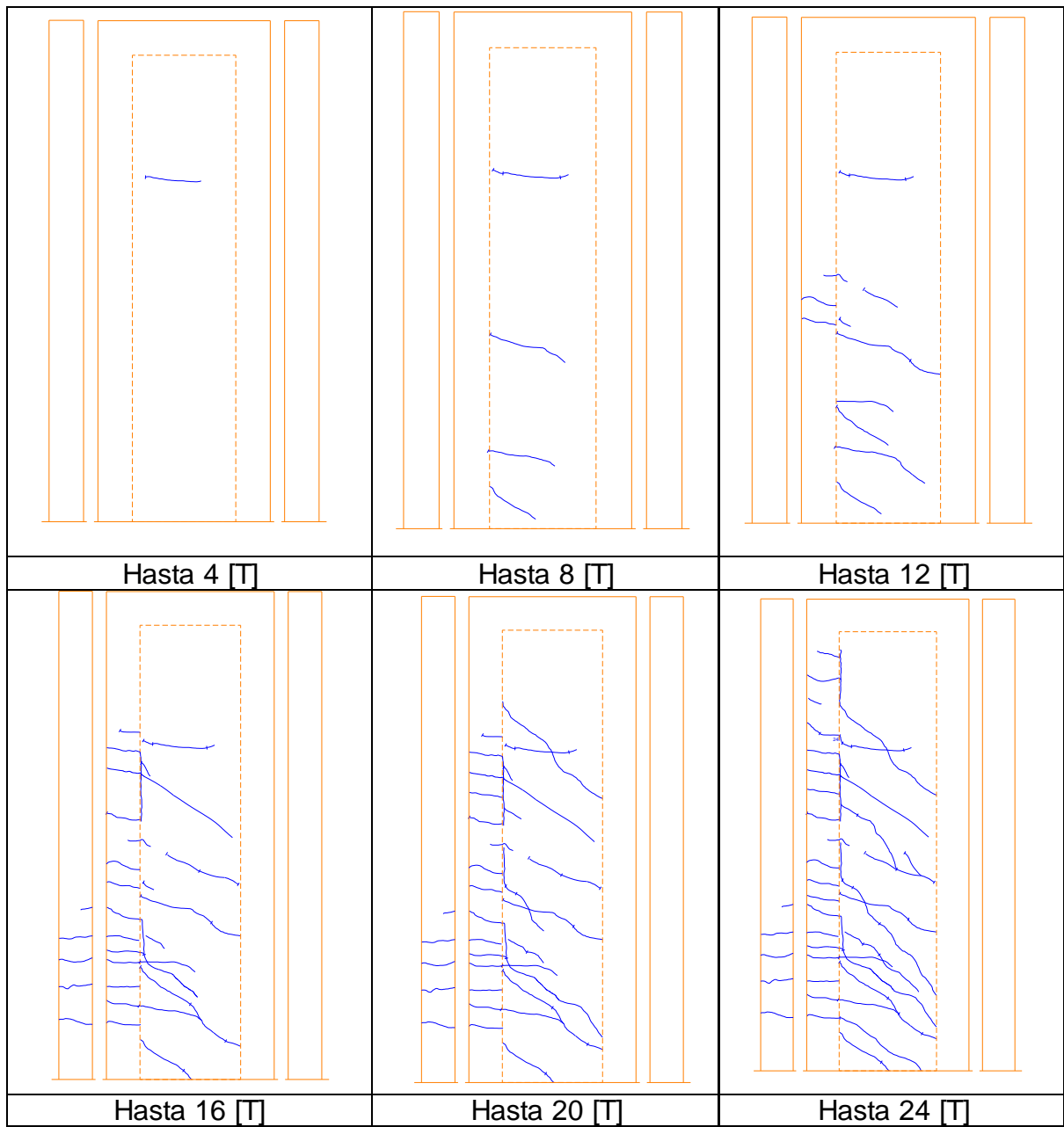
En la Figura 5.15 se observan los patrones de daño general que presenta el muro M3, y en la Figura 5.16, se presenta la evolución de los patrones de daño.

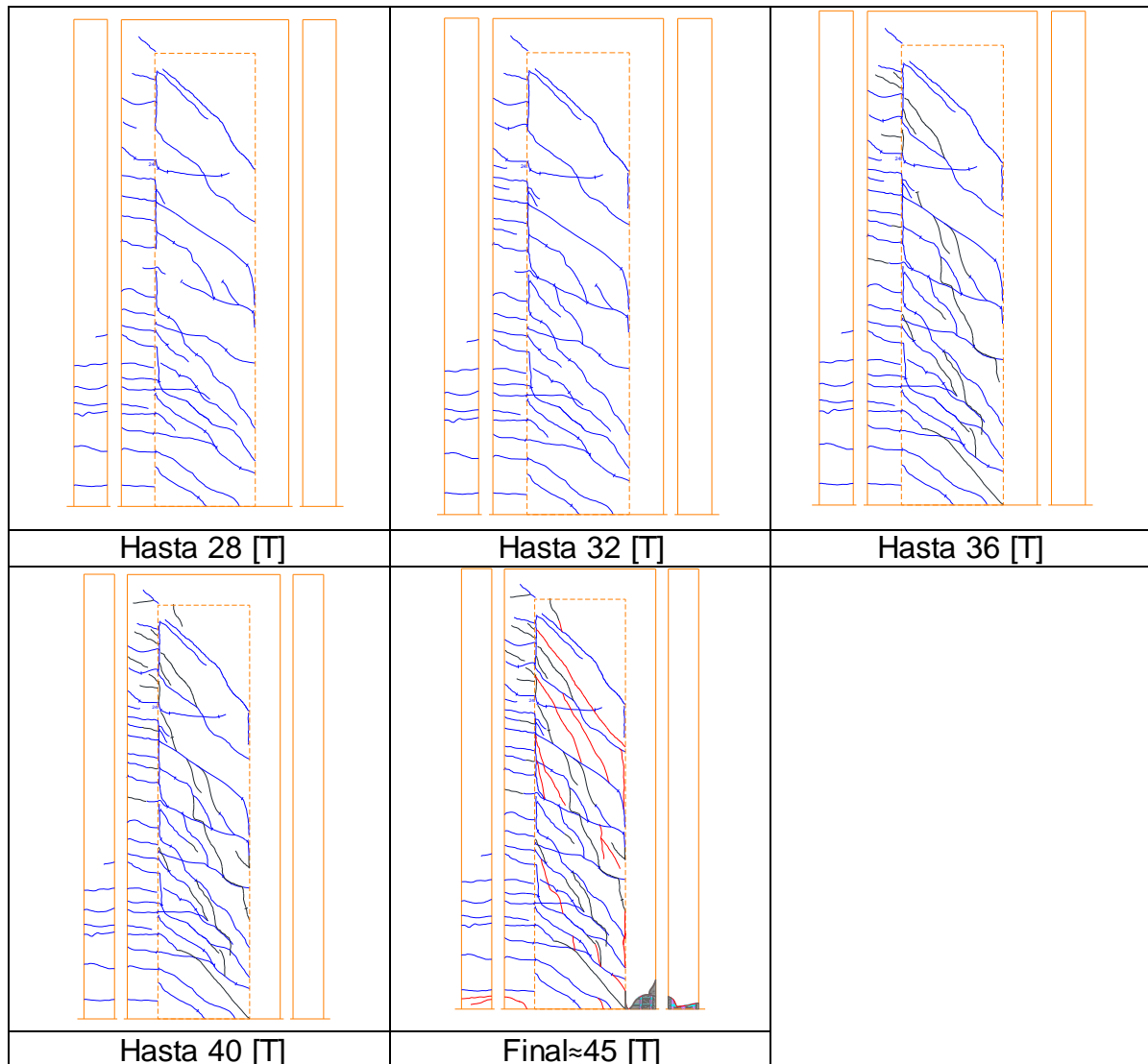
**FIGURA 5.15: Patrones de daño del Muro M3**



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo



**FIGURA 5.16:** Evolución de los Patrones de daño del Muro M3

**FIGURA 5.16:** Continuación

ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

La primera fisura se observa a las 4 [T]. Esta fisura es casi horizontal (aproximadamente  $4^\circ$  respecto de la horizontal) y se presenta en el alma del muro a una altura promedio de 298 [cm] respecto de la base.

Hasta las 8 [T], se presentan tres fisuras más en el alma del muro, las cuales tienen una inclinación promedio de  $36^\circ$ ,  $13^\circ$  y  $21^\circ$ , respectivamente. Estas fisuras se presentan a una altura promedio de 22 [cm], 59 [cm] y 152 [cm] respecto de la base.

Hasta las 12 [T], se presentan fisuras que van desde una inclinación promedio de 10° hasta 40°.

Hasta las 16 [T], se puede observar fisuras con inclinaciones promedio entre los 19° y los 56°.

Desde las 20 [T] y hasta las 24 [T], se observan fisuras con inclinaciones entre 33° y 55°.

Desde las 28 [T] y hasta las 32 [T], se observan fisuras con inclinaciones entre 40° y 59°. También se puede observar fisuras casi verticales en la unión almocabezal sometida a compresión.

Hasta las 36 [T], se observan fisuras largas con inclinaciones entre 43° y 78° respecto de la horizontal, y a las 40 [T] se presentan fisuras cortas con inclinaciones entre 51° y 75°.

En la etapa final del ensayo del muro, se registran fisuras con inclinaciones entre los 51° y 86° y también se observa un mayor desprendimiento del hormigón en la base del cabezal sometido a compresión, ver Figura 5.15.

Se recalca que el pistón del gato hidráulico llegó a su capacidad máxima de recorrido y no se pudo continuar con el ensayo hasta que agote completamente el muro. Se llegó hasta las 45 toneladas.

En la Figura 5.17, se presentan fotografías de las fisuras en varios puntos. Generalmente, la parte izquierda muestra la posición de la fisura, y en la parte derecha una vista ampliada con el valor de la carga lateral aplicada y una medición del grosor de las fisuras.

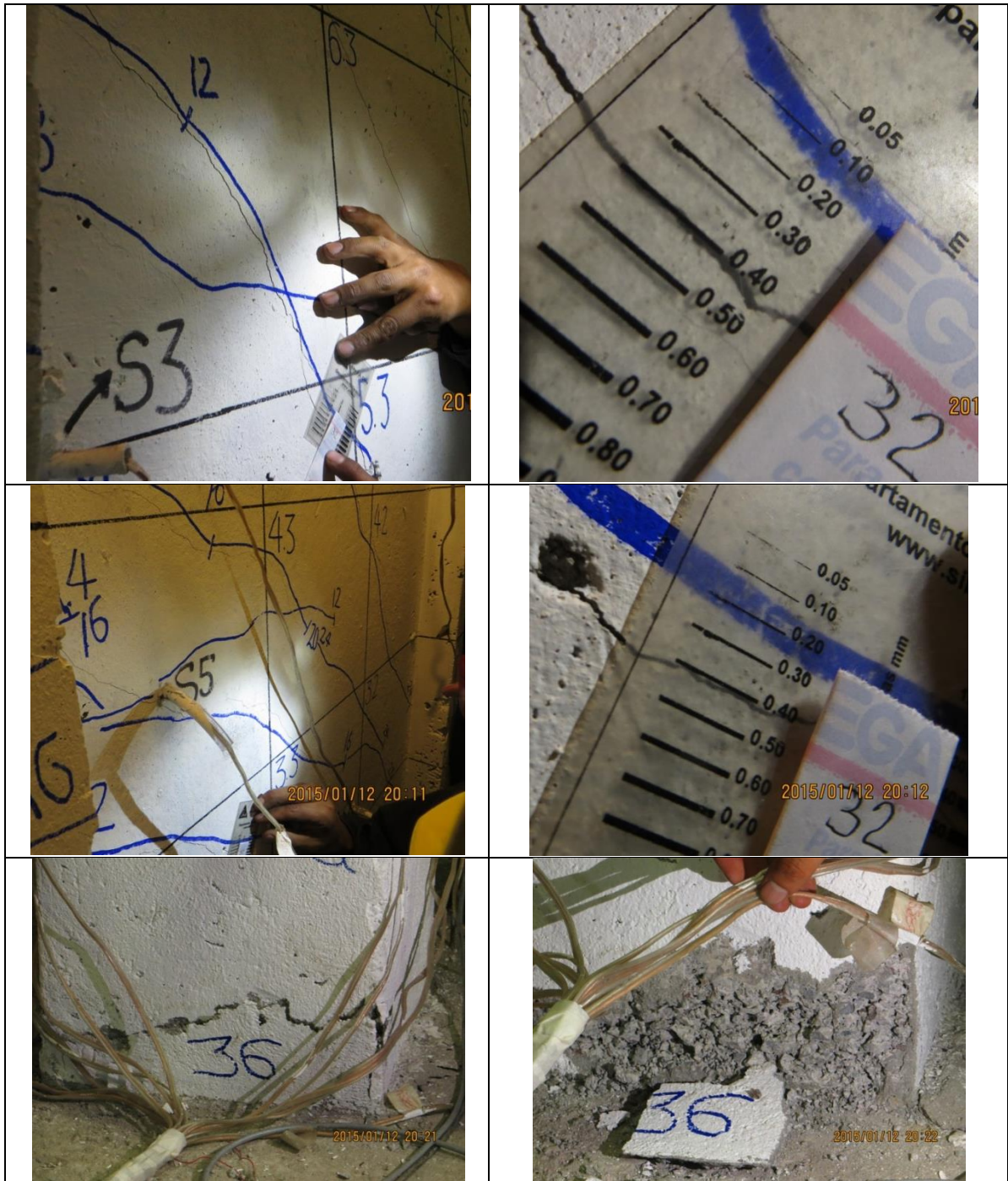
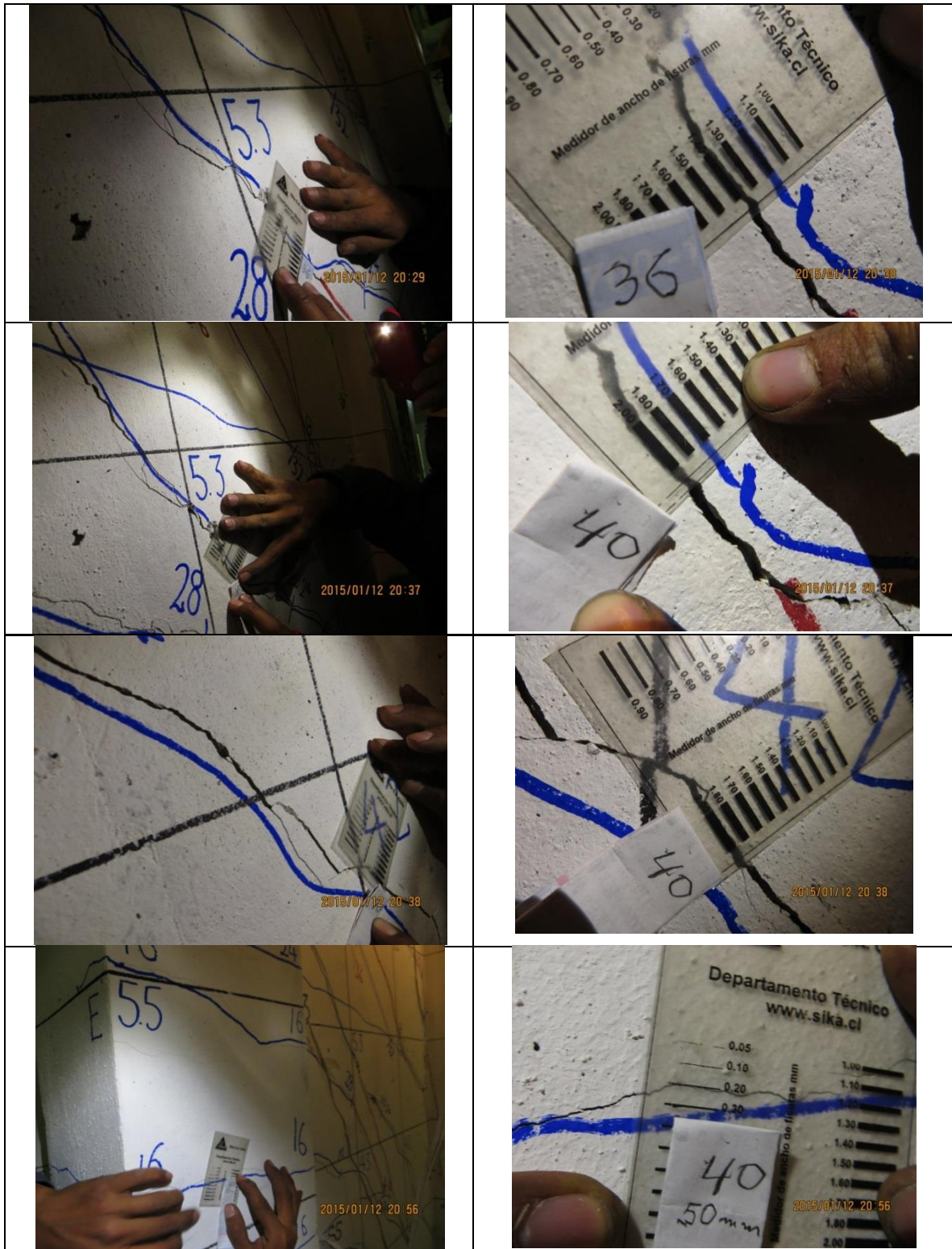
**FIGURA 5.17:** Evolución del grosor de las fisuras del Muro M3



FIGURA 5.17: Continuación



**FIGURA 5.17:** Continuación

ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

En instancias finales del ensayo, se observan fisuras inclinadas con un grosor superior a 2 [mm].

**FIGURA 5.18:** Agotamiento Muro M3

ELABORADO: Anasi - Arévalo

En la tabla 5.10, se presentan los valores de carga a los que trabajan los sensores (STRAIN GAUGES) que se utilizan en el muro M3.

**Tabla 5.10:** Carga y Deformación Unitaria Strain Gauges Muro M3

N°	Carga	Deformación unitaria	Tipo de refuerzo
	[kg]	[m/m]	
SG1	....	....	Estribo
SG2I	34393.24	0.002	Transversal
SG3D	34967.98	0.002	Transversal
SG4I	....	....	Transversal
SG5D	40527.20	0.002	Transversal
SG6I	....	....	Transversal
SG7D	32008.71	0.002	Transversal
SG8I	....	0.002	Transversal
SG9D	34423.63	0.002	Transversal
SG10I	....	....	Transversal
SG11D	30136.87	0.002	Transversal
SG12I	19857.98	0.002	Transversal
SG13D	34897.24	0.002	Transversal

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

Se observa que todas las varillas de refuerzo transversal instrumentadas llegan a trabajar en la zona plástica, lo cual confirma que el diseño planteado se ajusta a la práctica.



## CAPÍTULO 6

### OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA

#### 6.1 CALIBRACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO

En este numeral se calibra el modelo matemático propuesto en el Capítulo 3, con la diferencia de que se utilizan los valores experimentales de los ensayos de tracción del acero y de compresión del hormigón utilizados en cada muro.

En las Tablas 6.1, 6.2, y 6.3, se resumen los valores de resistencia ajustados con los valores reales de los ensayos de acero y hormigón realizados en laboratorio.

**Tabla 6.1:** Resultados Calibrados ( $f_y$ ,  $f_c$ : Reales) Muro M1

MURO_M1			
$V_n$	54.62	T	Resistencia a Corte
$F_{Mn}$	76.23	T	Resistencia Asociada a la Flexión
$F_{Lat}$	76.50	T	Fuerza Lateral Aplicada por el Gato Hidráulico
$F_{Máx}$	72.00	T	Fuerza Máx_Estimada del Equilibrio Estático (Permisible)
$M_{Vn}$	98.32	T-m	Momento Asociado a la Resistencia a Corte
$M_n$	137.22	T-m	Resistencia a Flexión
$M_{F_{Lat}}$	137.70	T-m	Momento Asociado a la Fuerza Lateral
$M_{Máx}$	129.60	T-m	Momento Asociado a la Fuerza Máx.
Donde:			
$V_n = L_w * t * [ \alpha_c * \lambda (\sqrt{f'c}) + \rho_t * f_y ]$		$\lambda = 1,00$	Ref_ACI_2.1
$V_n = 26,70 + 27,92 = 54,62 \text{ T}$		$\alpha_c = 0,80$	Ref_ACI_21.9.4

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

**Tabla 6.2:** Resultados Calibrados ( $f_y$ ,  $f_c$ : Reales) Muro M2

MURO_M2			
$F_{Mn}$	13.79	T	Resistencia Asociada a la Flexión
$F_{Lat.}$	14.00	T	Fuerza Lateral Aplicada por el Gato Hidráulico
$V_n$	45.64	T	Resistencia a Corte
$F_{Máx}$	20.00	T	Fuerza Máx_Estimada del Equilibrio Estático (Permisible)
$M_n$	57.92	T-m	Resistencia a flexión
$M_{F_{Lat.}}$	58.80	T-m	Momento Asociado a la Fuerza Lateral
$M_{V_n}$	191.70	T-m	Momento Asociado a la Resistencia a corte
$M_{Máx}$	84.00	T-m	Momento Asociado a la Fuerza Máx.
Donde:			
$V_n = L_w * t * [\alpha_c * \lambda(\sqrt{f'c}) + \rho_t * f_y]$		$\lambda=1,00$	Ref_ACI_2.1
$V_n = 17,69 + 27,95 = 45,64$ T		$\alpha_c = 0,53$	Ref_ACI_21.9.4

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

**Tabla 6.3:** Resultados Calibrados ( $f_y$ ,  $f_c$ : Reales) Muro M3

MURO_M3			
$V_n$	35.53	T	Resistencia a Corte
$F_{Lat.}$	45.00	T	Fuerza Lateral Aplicada por el Gato Hidráulico
$F_{Mn}$	49.07	T	Resistencia Asociada a la Flexión
$F_{Máx}$	45.00	T	Fuerza Máx_Estimada del Equilibrio Estático (Permisible)
$M_{V_n}$	149.23	T-m	Momento Asociado a la Resistencia a Corte
$M_{F_{Lat.}}$	189.00	T-m	Momento Asociado a la Fuerza Lateral
$M_n$	206.09	T-m	Resistencia a Flexión
$M_{Máx.}$	189.00	T-m	Momento Asociado a la Fuerza Máx.
Donde:			
$V_n = L_w * t * [\alpha_c * \lambda(\sqrt{f'c}) + \rho_t * f_y]$		$\lambda=1,00$	Ref_ACI_2.1
$V_n = 17,69 + 17,84 = 35,53$ T		$\alpha_c = 0,53$	Ref_ACI_21.9.4

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

En la Tabla 6.4, se presenta, a la izquierda, un resumen de valores de resistencia, a corte y flexión teóricos del Capítulo 3, y a la derecha, un resumen similar, pero con los resultados experimentales que se obtuvieron de los ensayos de compresión del hormigón y tracción del acero.

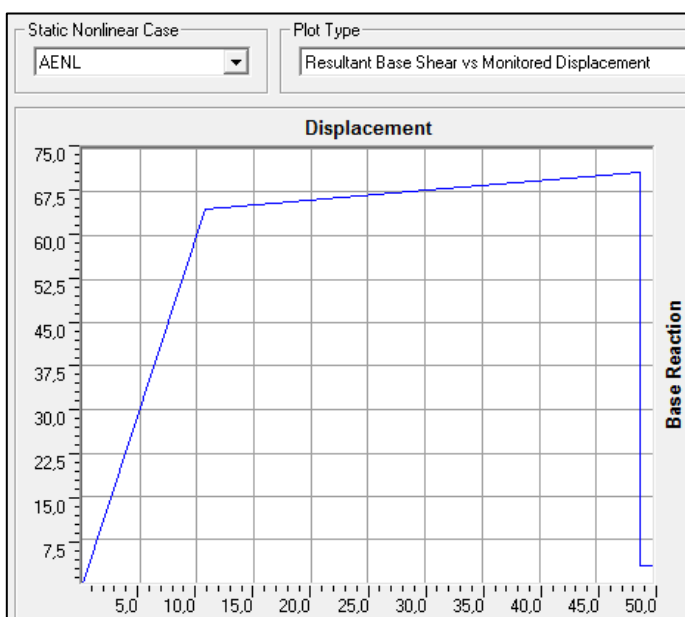
**Tabla 6.4:** Comparación Resultados Teóricos-Experimentales

DATOS TEÓRICOS				DATOS EXPERIMENTALES			
	M1	M2	M3		M1	M2	M3
$f'c$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	180	180	180	$f'c$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	220	220	220
$f_y$ _corte [kg/cm <sup>2</sup> ]	5250	4200	5250	$f_y$ _corte [kg/cm <sup>2</sup> ]	5158.2	5040	5147.4
$f_y$ _flexión [kg/cm <sup>2</sup> ]	4200	5250	4200	$f_y$ _flexión [kg/cm <sup>2</sup> ]	4628.9	5001.6	4514.5
Vn [T]	52.57	39.29	34.20	Vn [T]	54.62	45.64	35.53
Mn [T-m]	128.15	59.30	191.00	Mn [T-m]	137.22	57.92	206.09
h [m]	1.80	4.20	4.20	h [m]	1.80	4.20	4.20
F <sub>Mn</sub> [T]	71.19	14.12	45.48	F <sub>Mn</sub> [T]	76.23	13.79	49.07
P=F [T]	52.57	14.12	34.20	P=F [T]	54.62	13.79	35.53
F <sub>Máx_Estimada_Equilibrio Estático</sub> [T]	72.00	20.00	45.00	F <sub>Lat. Aplicada por Gato</sub> [T]	76.50	14.00	45.00
E [kg/cm <sup>2</sup> ]	12000*( $\sqrt{f'c}$ )			E [kg/cm <sup>2</sup> ]	8000*( $\sqrt{f'c}$ )		
$\Delta flex. = P \cdot h_w^3 / 3E \cdot I$ [mm]	0.836	2.854	6.913	$\Delta flex. = P \cdot h_w^3 / 3E \cdot I$ [mm]	0.942	3.813	13.569
$\Delta corte = P \cdot h_w / Ac \cdot G$ [mm]	0.777	0.487	1.18	$\Delta corte = P \cdot h_w / Ac \cdot G$ [mm]	0.875	0.651	2.316
$\Delta T = \Delta flex. + \Delta corte$ [mm]	1.614	3.341	8.092	$\Delta T = \Delta flex. + \Delta corte$ [mm]	1.817	4.464	15.885

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

En las Figuras 6.1 6.2 y 6.3, se procede con la calibración de los modelos planteados en el Capítulo 3. Para este caso ya se utilizan los valores reales de compresión del hormigón y de fluencia del acero.

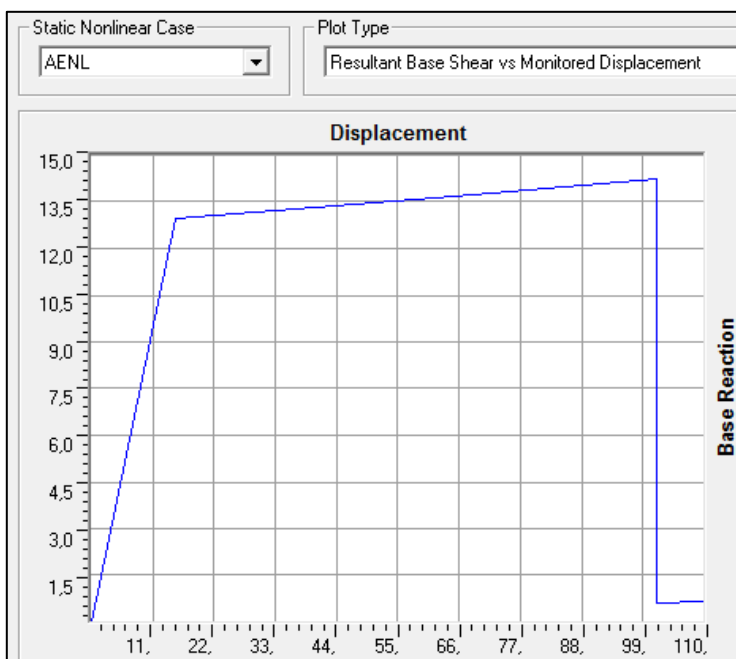
### 6.1.1 Muro M1

**FIGURA 6.1:** Curva de capacidad "Pushover" (T-mm)

ELABORADO POR: Anasi - Arévalo

### 6.1.2 Muro M2

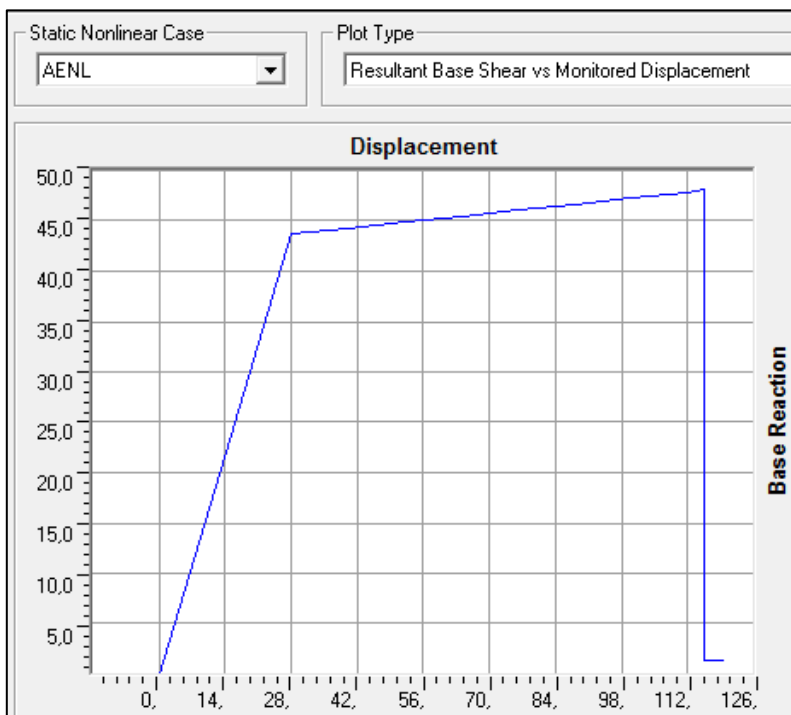
**FIGURA 6.2:** Curva de capacidad "Pushover" (T-mm)



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

### 6.1.3 Muro M3

**FIGURA 6.3:** Curva de capacidad "Pushover" (T-mm)



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

## 6.2 IDEALIZACIÓN BILINEAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD SEGÚN ATC 40

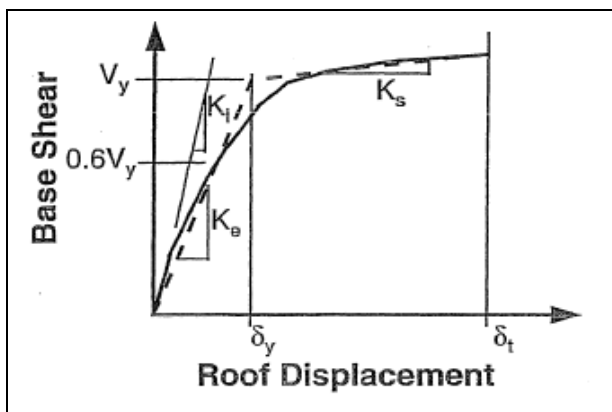
Para construir una representación bilineal de la curva de capacidad se realiza el siguiente proceso:

Dibujar la rigidez post-elástica,  $K_s$ , con criterio para representar un promedio de rigidez en el rango en el cual la estructura se quede sin resistencia.

Dibujar la rigidez elástica efectiva,  $K_e$ , construyendo una línea secante que atraviese el punto sobre la curva de capacidad que corresponda al corte basal de  $0.6V_y$ , donde  $V_y$  está definida por la intersección de las líneas  $K_e$  y  $K_s$ .

Nota: el proceso descrito requiere un de varios intentos de prueba error porque el valor de  $V_y$  es desconocido hasta después que la línea  $K_e$  es dibujada.

**FIGURA 6.4:** Representación bilineal de la curva de capacidad por el método del coeficiente de desplazamiento

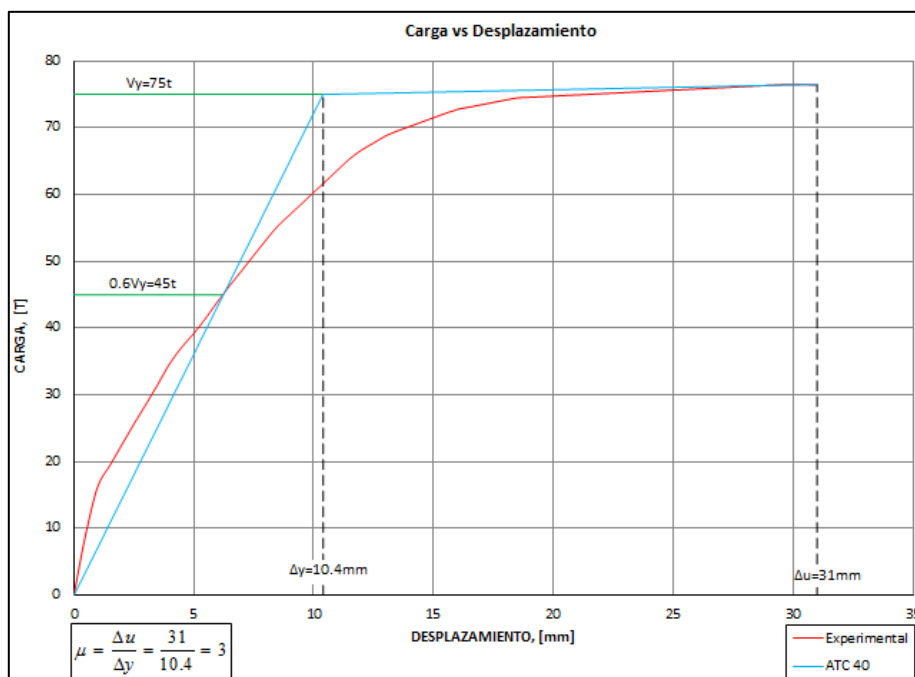


FUENTE: ATC 40

En las Figuras 6.5, 6.6, y 6.7, se presentan las idealizaciones bilineales de la curva de capacidad para cada uno de los muros.

### 6.2.1 Muro M1

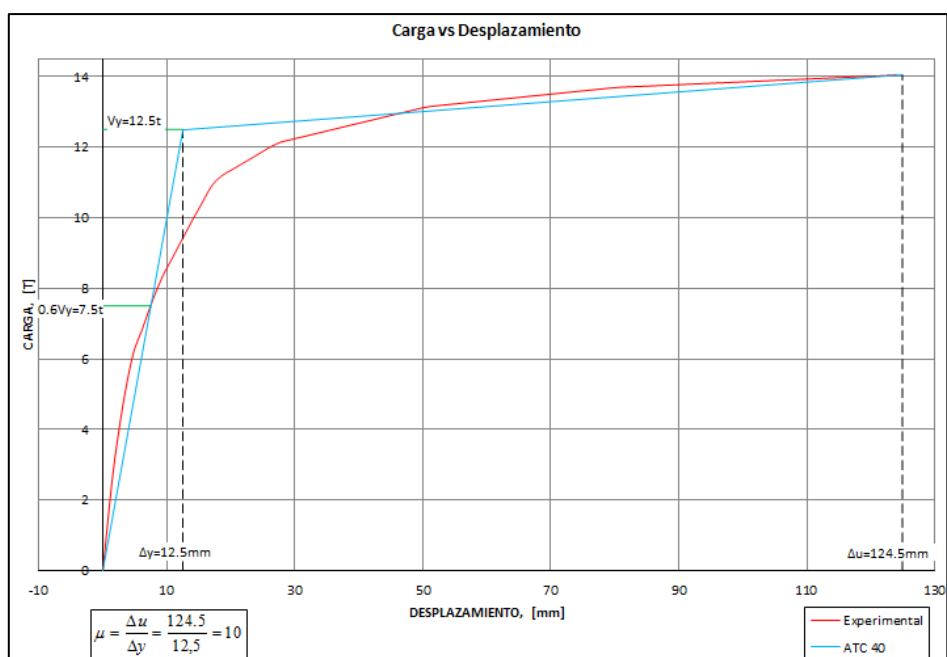
FIGURA 6.5: Curva de capacidad ATC 40



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

### 6.2.2 Muro M2

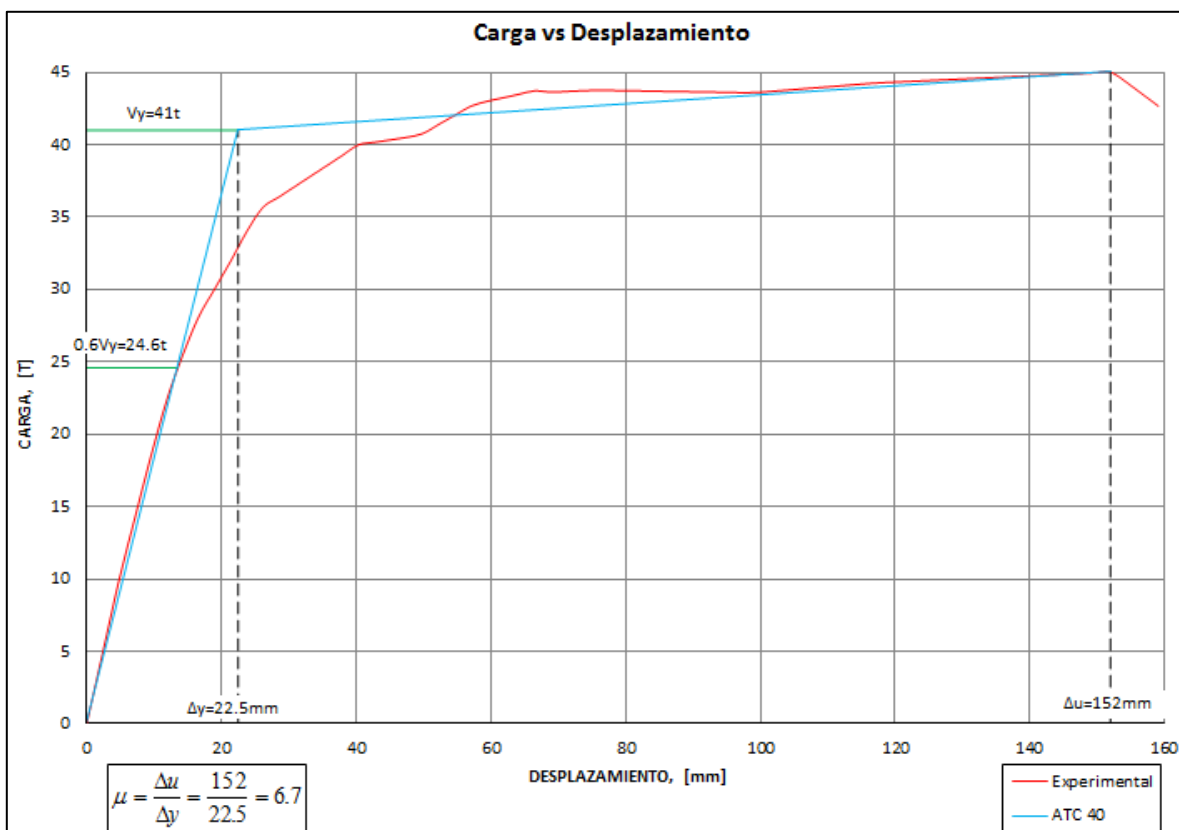
FIGURA 6.6: Curva de capacidad ATC 40



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

### 6.2.3 Muro M3

**FIGURA 6.7:** Curva de capacidad ATC 40



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

Se puede observar que el método de la ATC 40, para graficar la curva bilineal de la curva de capacidad, genera valores altos de ductilidad, por lo tanto, la presente investigación propone un método empírico para determinar éstos valores de ductilidad.

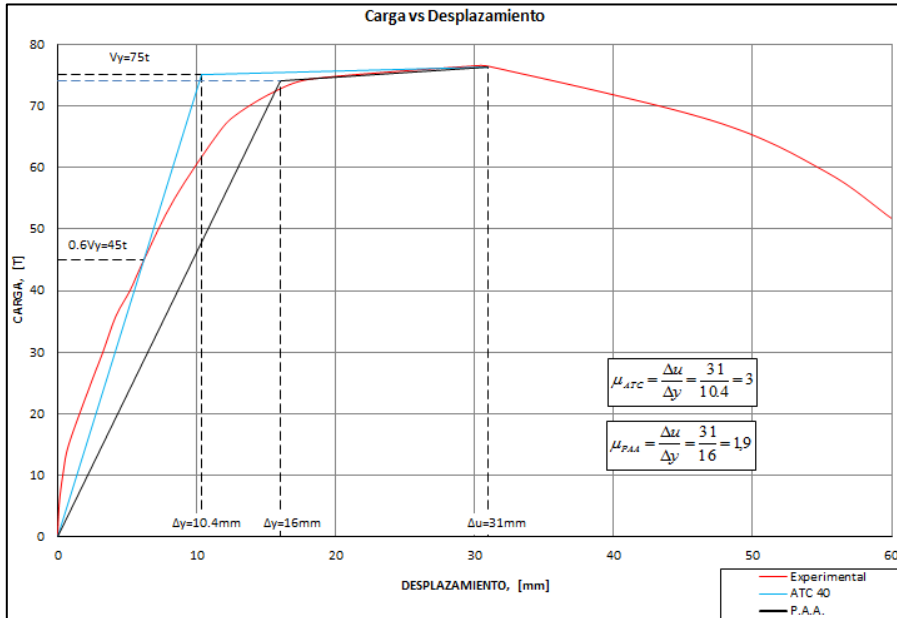
El método empírico consiste en realizar una aproximación visual de la curva bilineal, y se la realiza en mutuo acuerdo entre el director y los autores de la presente tesis, por tal motivo se la denomina como curva bilineal P.A.A., siglas que corresponden a Placencia, Anasi y Arévalo.

En las Figuras 6.8, 6.9, y 6.10 se presentan las curvas bilineales propuestas para cada uno de los muros y se presentan valores ajustados de ductilidad.

## 6.3 PROPUESTA EMPÍRICA DE DUCTILIDAD

### 6.3.1 Muro M1

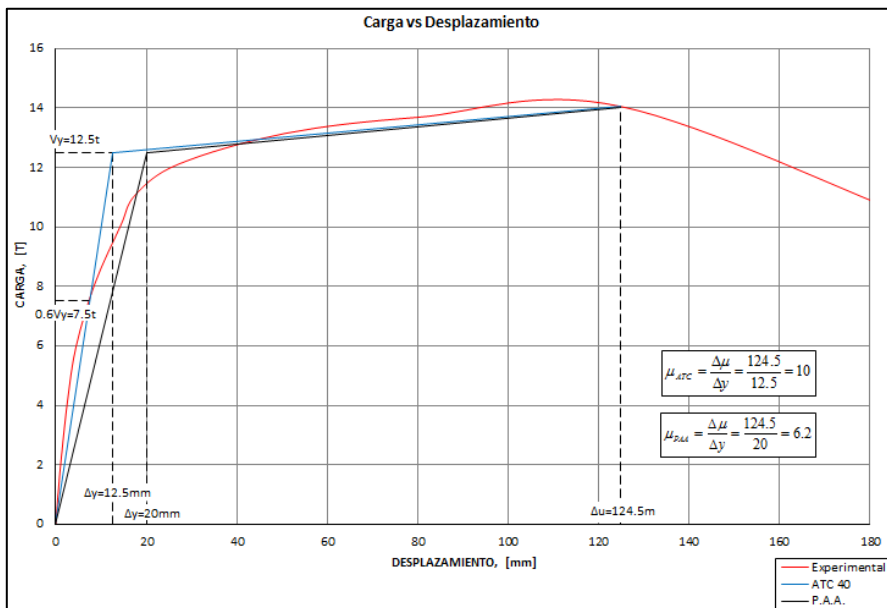
FIGURA 6.8: Curva de capacidad



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

### 6.3.2 Muro M2

FIGURA 6.9: Curva de capacidad

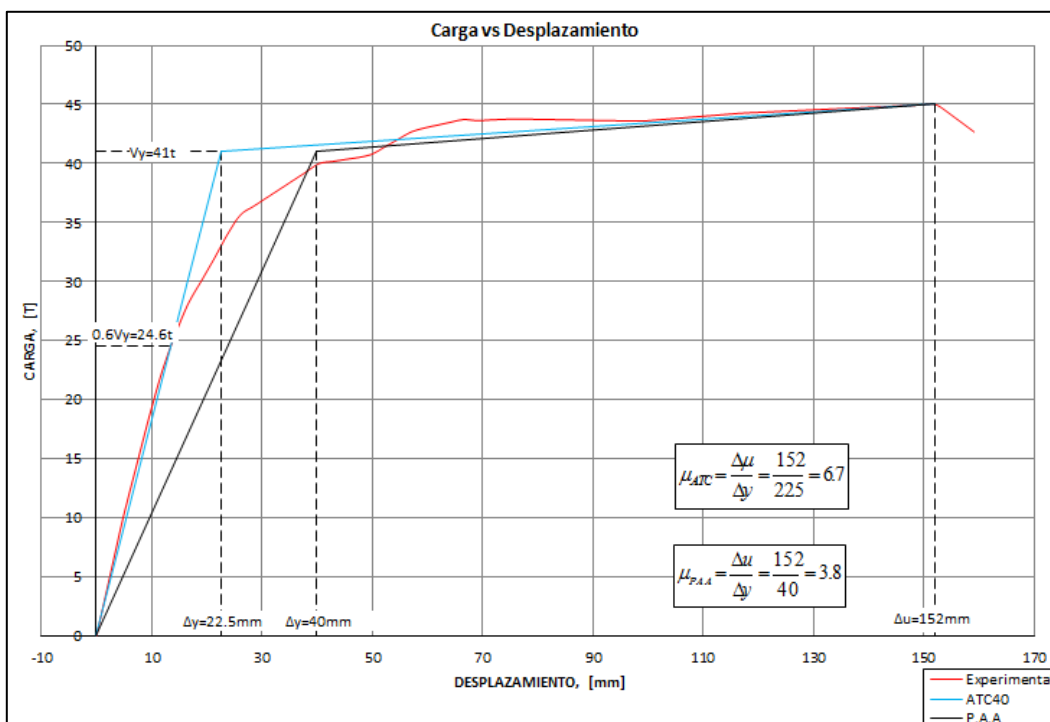


ELABORADO POR: Anasi – Arévalo



### 6.3.3 Muro M3

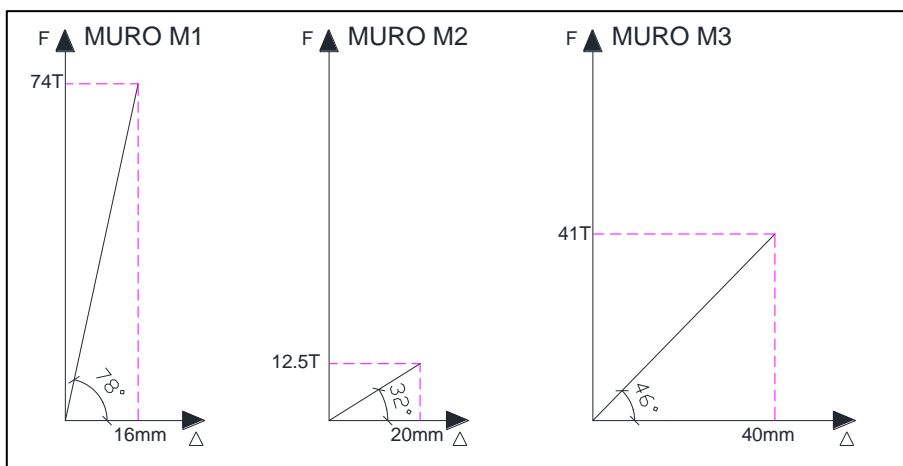
**FIGURA 6.10:** Curva de capacidad



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

Con fines didácticos, se relaciona el valor de cortante elástico máximo en toneladas, para su correspondiente desplazamiento en milímetros, para las curvas empíricas propuestas P.A.A., y se obtienen los siguientes valores angulares que se observan en la Figura 6.11.

**FIGURA 6.11:** Zona elástica Curva Carga-Desplazamiento de la propuesta P.A.A.



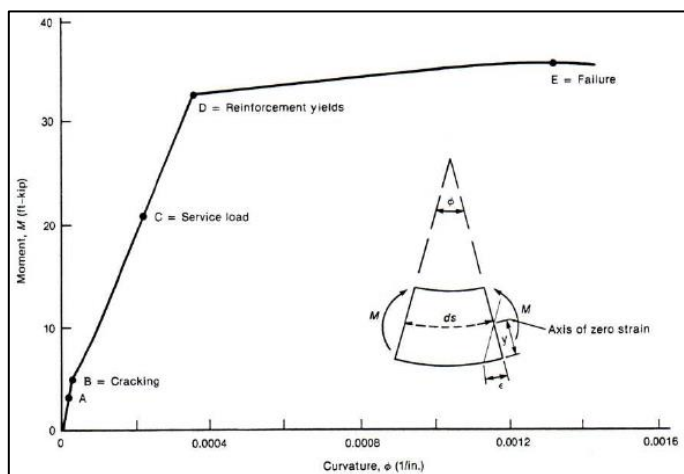
ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

## 6.4 RELACIÓN MOMENTO CURVATURA

### 6.4.1 Curvatura de un miembro

La curvatura  $\phi$ , es la gradiente del perfil de deformaciones de un elemento, ésta varía a lo largo del elemento debido a la fluctuación de la profundidad del eje neutro. En la Figura 6.12, se presenta un diagrama momento-curvatura general.

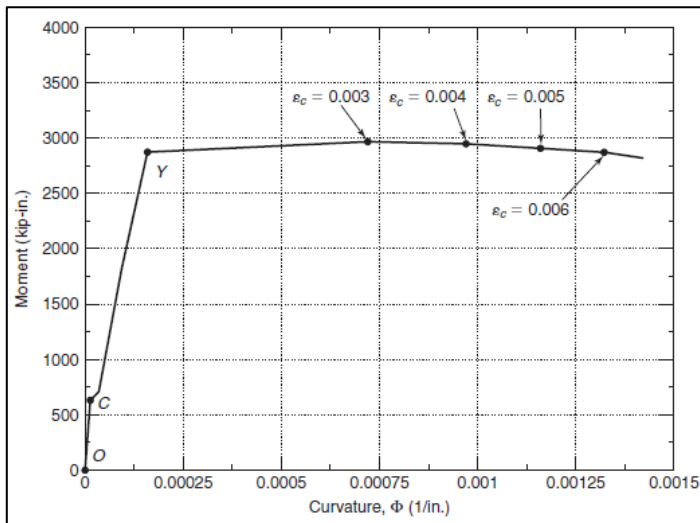
**FIGURA 6.12:** Diagrama Momento-Curvatura



FUENTE: James G. MacGregor

Para aceros de  $4200 \text{ kg/cm}^2$  de fluencia, la condición de cuantía balanceada implica una deformación en el acero de  $\epsilon_y=0.002$ .

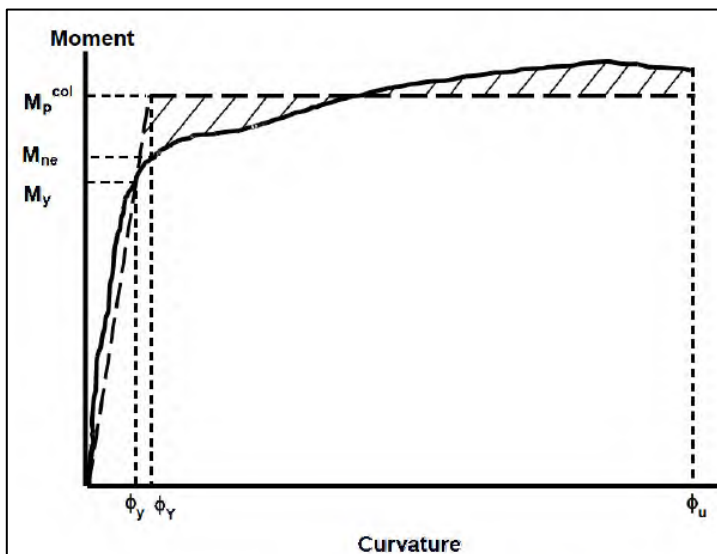
El estado límite de la gráfica momento-curvatura se alcanza cuando la deformación unitaria del hormigón alcanza un valor  $\epsilon_u$ , y para ese estado de deformación el acero estará por encima de la deformación unitaria de fluencia  $\epsilon_y$ , correspondiente a la formación de una rótula y decremento de carga, es decir, esto ocurre cuando la pendiente del diagrama momento curvatura es negativa.

**FIGURA 6.13:** Diagrama Momento-Curvatura

FUENTE: James G. MacGregor

#### 6.4.2 Modelo idealizado de Caltrans

Ésta idealización presenta un criterio simplificado para la idealización de la relación momento-curvatura, su modelo matemático es una idealización elástico-perfectamente plástico, constituyéndose en forma bilineal de tal manera de compensar las energías en ambos lados de la curva real. Ésta se presenta cuando se produce el momento máximo de resistencia y se alcanza una deformación máxima en la fibra extrema a compresión aproximadamente de 0.003

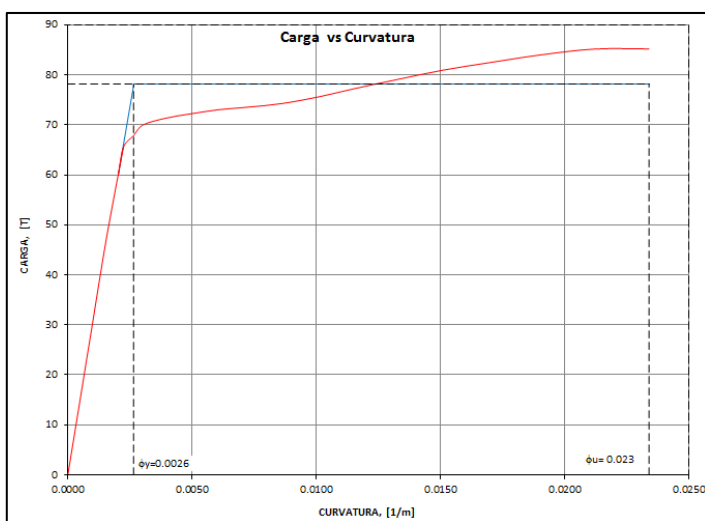
**FIGURA 6.14:** Modelo Caltrans del Diagrama Momento-Curvatura

FUENTE: Caltrans 2010.

Con la finalidad de conocer cómo se desarrolla la capacidad de ductilidad por curvatura, se presentan los diagramas carga-curvatura en las Figuras 6.15, 6.16, y 6.17, para lo cual se utiliza la idealización de Caltrans, considerando que en el caso de los muros M1 y M3 el valor de  $\phi_u$ , no llega a desarrollarse por completo debido al agotamiento por corte.

### 6.4.3 Muro M1

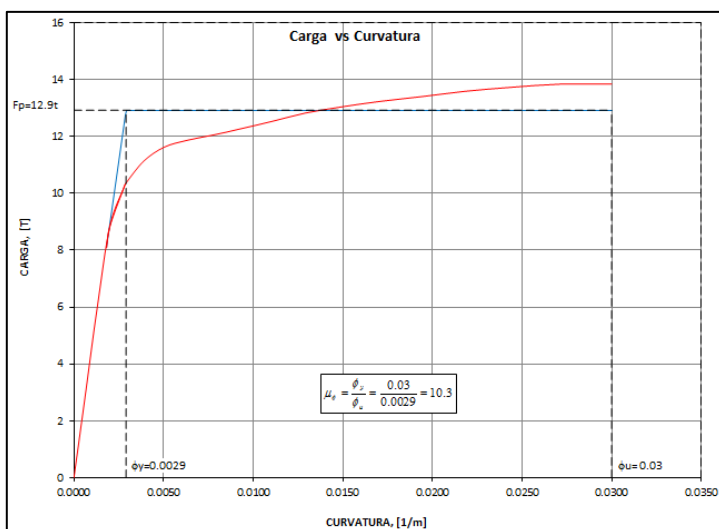
**FIGURA 6.15:** Diagrama Carga vs. Curvatura



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

### 6.4.4 Muro M2

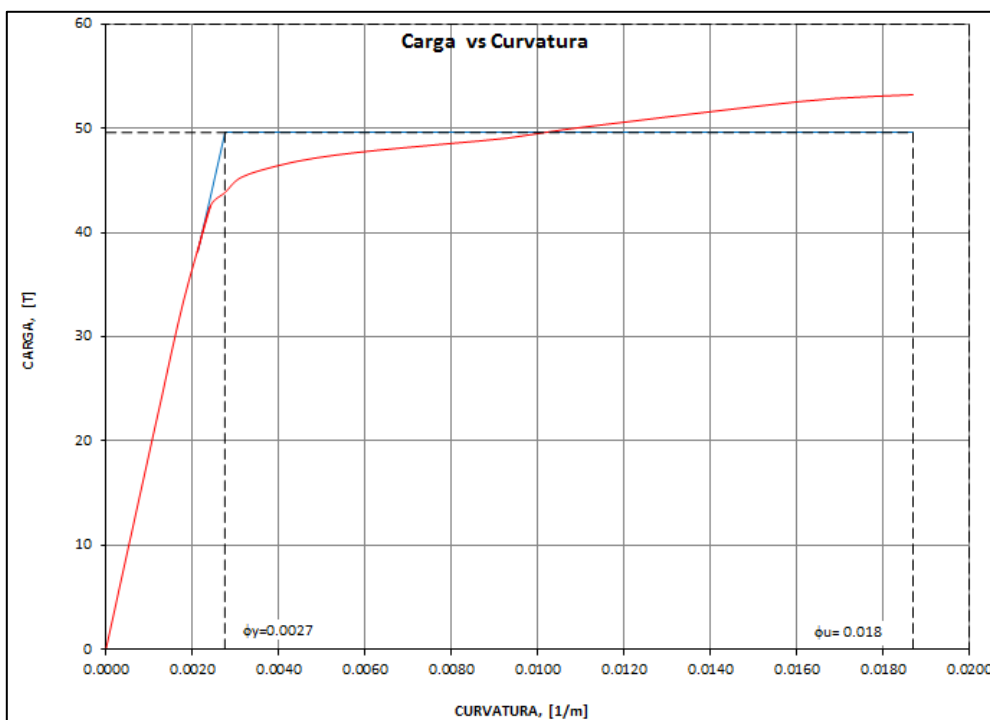
**FIGURA 6.16:** Diagrama Carga vs. Curvatura



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

### 6.4.5 Muro M3

**FIGURA 6.17:** Diagrama Carga vs. Curvatura



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

## 6.5 DETERMINACIÓN DE LA DEFORMACIÓN ÚLTIMA

**TABLA 6.5:** Deformación última de cada muro

$\Delta_u$ [mm]	Muro M1	Muro M2	Muro M3
Modelo matemático PUSHOVER (Sin Calibrar, $f_y$ , $f_c$ : Nominales)	39.00	87.00	95.50
Modelo Matemático PUSHOVER (Calibrado, $f_y$ , $f_c$ : Reales)	49.00	101.50	115.60
Experimental – Laboratorio (Idealización Bilineal del ATC-40)	31.00	124.50	152.00

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

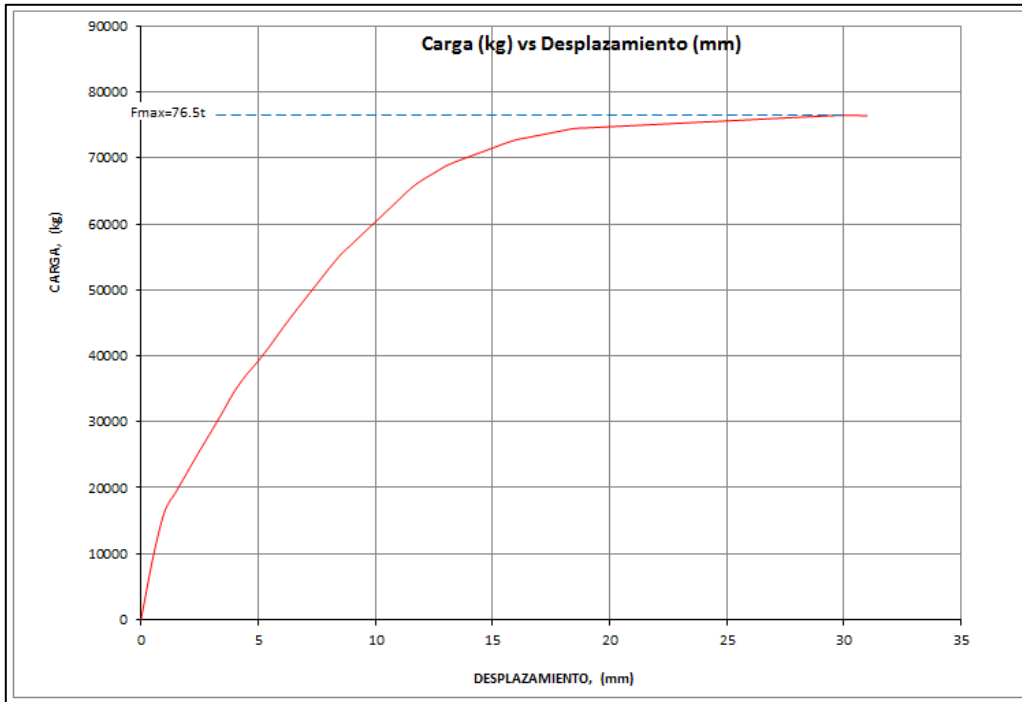
Se recuerda que los valores nominales son los que se utilizan para el diseño y se encuentran detallados en el Capítulo 3, mientras que los valores reales son los resultados de los ensayos de laboratorio.

## 6.6 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA MÁXIMA ALCANZADA

En las Figuras 6.18, 6.19 y 6.20, se pueden observar los valores máximos soportados por cada uno de los muros.

### 6.6.1 Muro M1

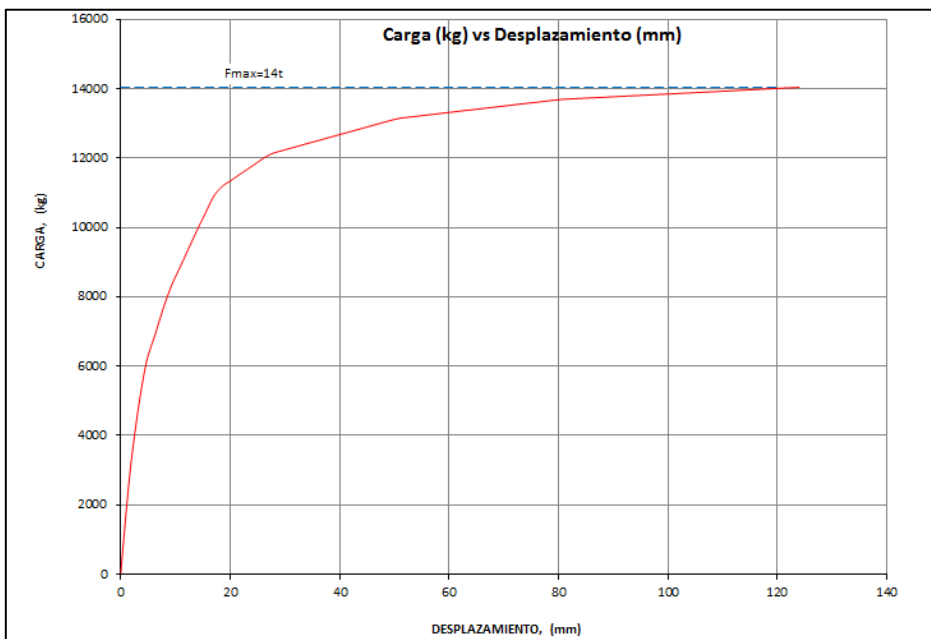
**FIGURA 6.18:** Curva de capacidad – Envoltente de Carga vs. Deformación



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

### 6.6.2 Muro M2

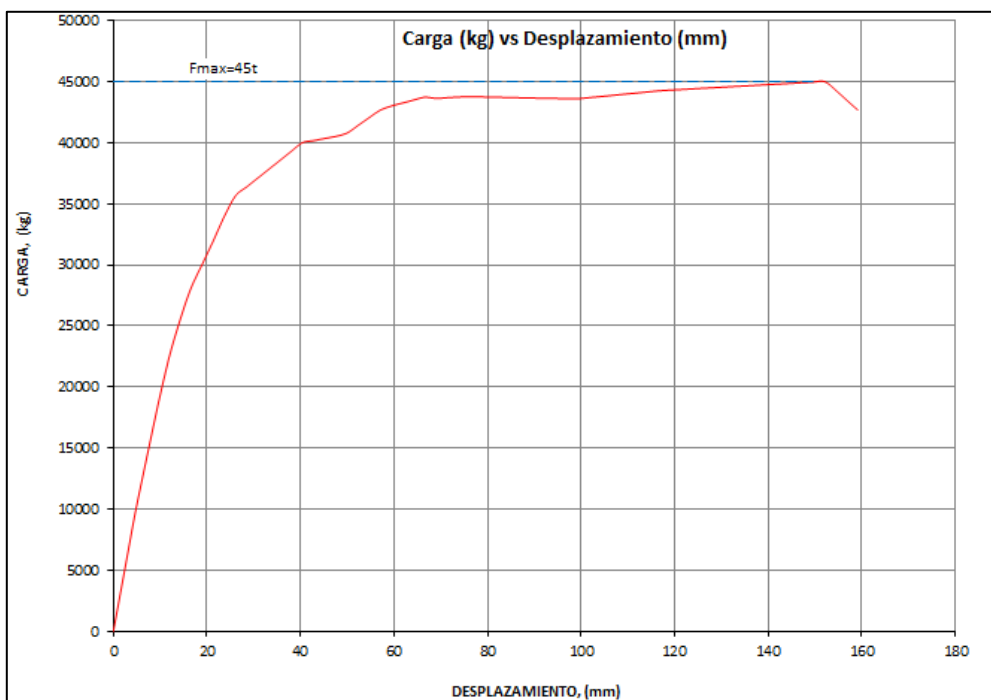
**FIGURA 6.19:** Curva de capacidad – Envoltente de Carga vs. Deformación



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

### 6.6.3 Muro M3

**FIGURA 6.20:** Curva de capacidad – Envoltente de Carga vs. Deformación



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

## 6.7 DETERMINACIÓN DE LA DUCTILIDAD

Como se mencionó con anterioridad, el método de la ATC 40, para graficar la curva bilineal de la curva de capacidad, genera valores altos de ductilidad, por lo tanto, la presente investigación también propone un método empírico, es así que, los valores de ductilidad teóricos y empíricos se aprecian en la Tabla 6.6.

**TABLA 6.6:** Ductilidad de cada muro

$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$	Muro M1	Muro M2	Muro M3
Modelo Matemático Pushover (Calibrado, $f_y$ , $f_c$ : Reales)	4.5	7	4.1
Experimental – Laboratorio (Idealización bilineal del ATC-40)	3	10	6.7
<b>Propuesta Empírica Placencia-Anasi-Arévalo</b>	<b>1.9</b>	<b>6.2</b>	<b>3.8</b>

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

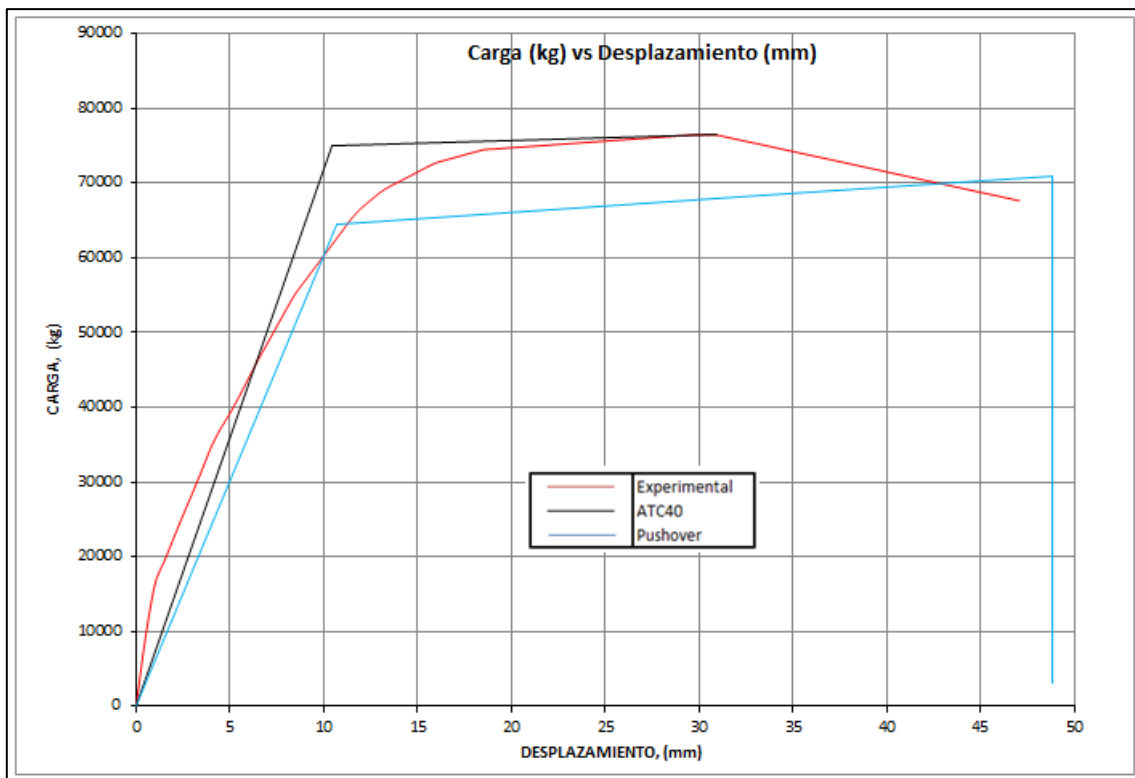
Adicionalmente del diagrama momento-curvatura, se presenta el cálculo de la ductilidad por curvatura obtenida para el muro M2, ya que este presenta un comportamiento a flexión.

$$\mu_{\phi} = \frac{\mu_y}{\mu_u} = \frac{0.03}{0.0029} = 10.3 \quad (6.1)$$

En las Figuras 6.21, 6.22, y 6.23, se presenta una comparación de resultados entre el resultado experimental, ATC 40 y el modelo en SAP2000 o Pushover.

### 6.7.1 Muro M1

**FIGURA 6.21:** Carga vs. Deformación

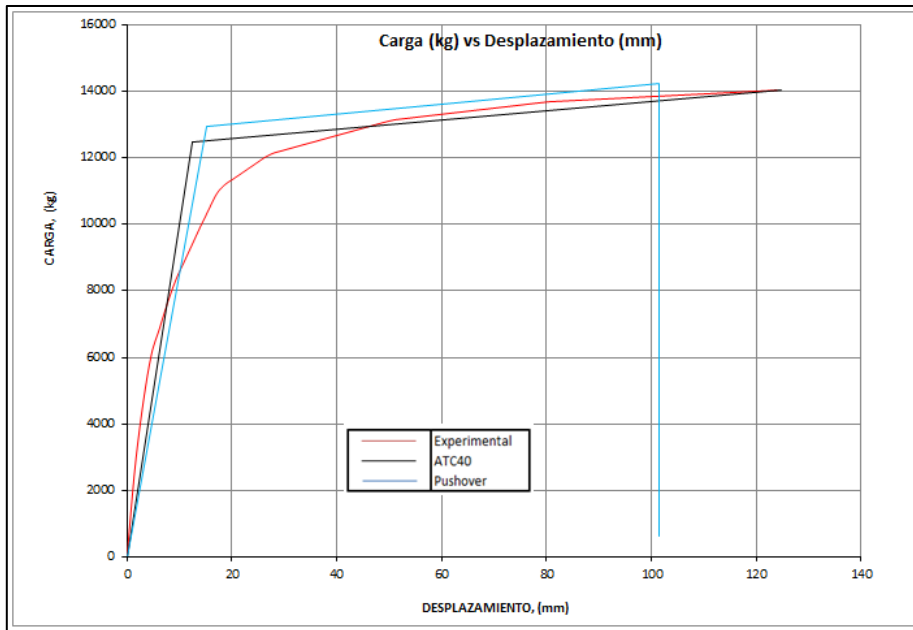


ELABORADO POR: Anasi – Arévalo



### 6.7.2 Muro M2

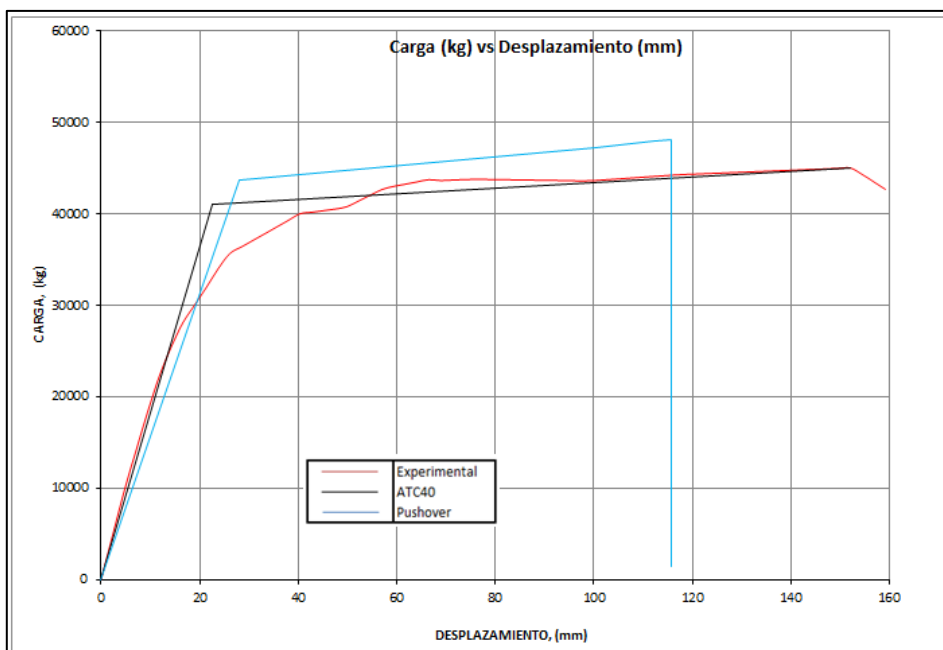
**FIGURA 6.22:** Carga vs. Deformación



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

### 6.7.3 Muro M3

**FIGURA 6.23:** Carga vs. Deformación



ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

Finalmente, en la Tabla 6.7, se realiza una comparación entre los resultados teóricos utilizando valores de resistencia a compresión y resistencia a la fluencia nominales y los resultados calibrados con los valores de resistencia a compresión y resistencia a la fluencia reales provenientes de ensayos de laboratorio.

**TABLA 6.7:** Comparación de Resistencia de muros

$F_u [T]$	Muro M1	Muro M2	Muro M3
ACI – Teórico, $f_y$ , $f_c$ : Nominales	52.57	14.12	34.20
Pushover Teórico, $f_y$ , $f_c$ : Nominales	56.00	15.30	42.00
ACI-Teórico calibrado, $f_y$ , $f_c$ : Reales	54.62	13.79	35.53
Pushover Teórico calibrado, $f_y$ , $f_c$ : Reales	64.00	12.90	43.6
Experimental	74.00	12.50	41.00

ELABORADO POR: Anasi – Arévalo

## CAPÍTULO 7

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 7.1 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

##### **Muro M1**

El muro M1, con relación  $h_w/L_w=1.3$ , presenta un comportamiento a corte. Mientras se incrementa en magnitud gradualmente la carga, éste pasa por etapas distintas antes del agotamiento. Inicialmente presenta tensión diagonal, luego se forman los puntales de compresión y finalmente se produce la falla por aplastamiento debido a compresión diagonal.

De acuerdo a la teoría de corte, las primeras fisuras deberían empezar cerca del centro del alma del muro, en forma diagonal, debido a esfuerzos principales de tensión, lo cual se evidencia en la práctica.

Se observa que el acero transversal por corte sólo empieza a trabajar una vez que las fisuras han empezado a manifestarse, tomando la fuerza cortante que ya no es capaz de resistir el hormigón. Superada la etapa de resistencia nominal a cortante, se presenta una pérdida de trabazón de los agregados y una degradación de la resistencia a corte.

Con los resultados experimentales, se procede a realizar la idealización bilineal según el ATC-40 y se obtiene una resistencia nominal a cortante experimental de 75 [T], mientras que, al utilizar la expresión del A.C.I.  $V_n = L_w \cdot t \cdot [0.80 \cdot (\sqrt{f'c}) + \rho_t \cdot f_y]$  y la expresión de Park y Paulay  $V_n = L_w \cdot t \cdot [0.93 \cdot (\sqrt{f'c}) + \rho_t \cdot f_y]$ , se obtienen valores teóricos de 54 [T] y 59 [T], respectivamente, que difieren del valor experimental; es así, que se recomienda utilizar la analogía del puntal de compresión diagonal a través de la expresión  $c = 0.25h_c$  para determinar el ancho del bloque de compresión propuesta por Paulay y Priestley. La presente investigación propone la siguiente expresión para determinar la resistencia

nominal a cortante  $V_n = (0.25 \cdot h_c) \cdot t \cdot f'_c = (0.25 * 90cm) 15cm * \frac{220kg}{cm^2} = 74250[kg] = 74.25[t]$ , donde  $h_c$ = longitud del alma.

Se puede observar que para este tipo de muros, las expresiones propuestas por el A.C.I. y Park y Paulay generan valores entre un 72%-79% del valor real de resistencia nominal a cortante, lo cual, hace pensar que estas expresiones son conservadoras o subestiman el valor real de resistencia, por lo que, se puede concluir que para elementos cortos, la analogía del puntal de compresión diagonal es más cercana a la realidad que la analogía de la celosía propuesta por el código A.C.I.

De acuerdo a la teoría del A.C.I., la resistencia al cortante para un nudo es  $V_n = \gamma \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$ . Considerando al muro como si se tratase de un nudo debido a su relación de aspecto, se propone la siguiente expresión,  $V_n = 2.25 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot L_w \cdot t = 2.25 \sqrt{220} 150cm * 15cm = 75089[kg] = 75[T]$  que genera un valor cercano al valor experimental, sin embargo, se necesitaría más experimentación con variaciones de espesor y longitud de los especímenes para poder generar una expresión confiable.

Si se analiza los planteamientos iniciales asumidos, se corrobora que el diseño del muro M1 fue el adecuado, puesto que, se esperaba el agotamiento a corte lo cual se confirmó luego del ensayo. Todos estos planteamientos se realizaron en base al código A.C.I. y a las clases de la materia de Estructuras de Hormigón Armado.

Las dos primeras y más notorias fisuras tienen una inclinación entre 33° y 44°, respecto de la horizontal, y se observan a las 20[T] en el alma del muro, valor que corresponde a un momento de agrietamiento  $M_{ag}$  de 36[T-m], si se trabaja con  $f_t = 2.42 \sqrt{f'_c}$ . También aparecen tres fisuras en el cabezal sometido a tracción con inclinaciones promedio entre 14° y 31°.

En la etapa inicial del ensayo, se puede observar que hasta el ciclo 2 de carga, aproximadamente 10 [T], la pendiente de la curva se mantiene constante, por lo que, se puede asumir que el muro trabaja como un elemento homogéneo, es decir, el hormigón aún puede soportar esfuerzos de tensión durante la primera etapa del ensayo.

Durante el ciclo 3, en el cual se llega a una carga máxima aproximada de 14 [T], se observa una deformación cercana a 0.3 [mm] luego de la descarga.

A las 40[T] se evidencian fisuras prácticamente a 45° y crecimiento del grosor de las fisuras previas.

Durante el ciclo 12, en el cual se llega a una carga máxima de 45 [T], se observa un desplazamiento aproximado de 1.2 [mm] luego de la descarga. Éste valor es pequeño y se puede despreciar para diferenciar el rango elástico e inelástico.

En la etapa final, aproximadamente a las 70 [T], se observa un cambio de pendiente en la curva (carga-desplazamiento), por lo cual, se presume que el muro empieza a trabajar en el rango inelástico.

De acuerdo a la propuesta empírica, mostrada en la Figura 6.8, se considera que el comportamiento elástico finaliza aproximadamente a las 74 [T] con un desplazamiento de 16 [mm].

Al finalizar el ensayo, luego de las 75 [T], se puede observar desprendimiento de hormigón en el cuadrante 1.1 del cabezal, por lo que, se considera que se superó la resistencia a la compresión del hormigón. Se puede observar fisuras y desprendimiento de hormigón en los cuadrantes 2.3 y 3.3 que permiten ver el armado del alma del muro y evidencian deformaciones del refuerzo horizontal y vertical. Se puede observar fisuras a 45° y la rotura de 2 varillas de refuerzo transversal en la última etapa del ensayo, por lo cual, se concluye que el agotamiento del muro es a corte y corrobora lo que se esperaba a través del diseño previo.

Debido a su relación de aspecto de  $h_w/L_w=1.3$  y a su armado con una cuantía longitudinal  $\rho_L$  (cabezal  $_{izq}= 2.26\%$ ; alma  $=0.47\%$ ; cabezal  $_{der}=2.26\%$ ) y una cuantía transversal  $\rho_t=0.25\%$ , adecuadamente distribuida en el muro, este se agota por aplastamiento del hormigón debido a la compresión diagonal.

El muro presentó una disipación de energía limitada a través de deformaciones inelásticas proporcionadas por el acero transversal, obteniéndose una ductilidad por desplazamiento (teórica según el ATC 40) de  $\mu=3$ , no obstante, se observa que este método genera valores altos de ductilidad, por lo que, la presente investigación realiza una propuesta empírica, obteniéndose una ductilidad por desplazamiento de  $\mu=1.9$ .

Se recomienda que para futuros ensayos en muros cortos, se utilice la analogía del puntal de compresión para determinar el valor de la resistencia a cortante, ya que, la expresión del código subestima el valor real, lo cual, podría ocasionar daños en los equipos del laboratorio, si se realiza una predicción alejada de la realidad.

### **Muro M2**

Este muro, con relación  $h_w/L_w=2.90$ , presenta un comportamiento a flexión. Mientras se aplica la carga sobre el muro, pasa por etapas distintas antes del agotamiento. Progresivamente se va superando el módulo de ruptura, el hormigón va agrietándose por tensión, pero se comporta linealmente, a pesar que, la pendiente de la curva decae un poco. Aproximadamente hasta las 6 [T], los esfuerzos de tensión son menores que el módulo de ruptura del hormigón; el acero y el hormigón se comportan linealmente, por lo que, no está agrietado.

De acuerdo a la teoría de flexión, el eje neutro empieza a desplazarse hacia la zona comprimida, mientras se desarrollan fisuras, las cuales se extienden hacia el eje neutro, ( $\epsilon_s \approx 0.0017$  y  $\epsilon_c \approx 0.0003$ ), lo cual, se evidenció en la práctica en el patrón de daño del espécimen.

Conforme la carga se incrementa el acero de refuerzo cede, esto presupone que, la sección es dúctil y está controlada por tracción y no por compresión, ( $\epsilon_s \approx 0.002$  y  $\epsilon_c \approx 0.0004$ ). Al seguir creciendo la carga el eje neutro sigue desplazándose hacia la zona comprimida, se presupone que, el acero entra en la zona plástica y los esfuerzos en el concreto dejan de ser lineales; la pendiente de la curva (carga-desplazamiento) es casi plana, esta es una zona de transición entre secciones controladas por compresión y secciones controladas por tracción, ( $\epsilon_s \approx 0.028$  y  $\epsilon_c \approx 0.003$ ). Finalmente el hormigón empieza a desmoronarse mientras el acero empieza a endurecerse, ( $\epsilon_s \approx 0.04$  y  $\epsilon_c \approx 0.005$ ).

En la etapa inicial del ensayo, se puede observar que hasta el ciclo 3 de carga, la pendiente de la curva (carga-desplazamiento) se mantiene constante por lo cual se presume que el muro trabaja como un elemento homogéneo hasta una carga aproximada de 2.5 [T].

Las primeras fisuras se observan a las +6 [T] y -6 [T], valor que corresponde a un momento de agrietamiento  $M_{ag}$  de 25.21 [T-m], si se trabaja con  $f_t = 1.69 \cdot \sqrt{f'_c}$ . Se puede observar que las fisuras en los cabezales son casi horizontales y en el alma aumentan levemente la inclinación. Estas fisuras se presentan a partir de los 30 [cm] de la base.

Hasta las +8 [T] y -8 [T], se presentan fisuras que tienden a ser horizontales en los cabezales y aumentan levemente la inclinación en el centro del alma. Estas fisuras se presentan a partir de los 60 [cm] de la base del muro.

Hasta las +10 [T] y -10 [T], se presentan fisuras que tienden a ser horizontales en los cabezales y aumentan levemente la inclinación en el centro del alma. Una de estas fisuras se presenta a una altura inferior a los 30 [cm] y el resto de estas fisuras llegó hasta una altura aproximada de 210 [cm] respecto de la base del muro.

Hasta las +12 [T] y -12 [T] se evidencia crecimiento de las fisuras existentes y aparición de nuevas fisuras hasta una altura de 240 [cm]. Luego de esta carga se

puede observar mayor deformación, lo que hace pensar que se sobrepasa la parte elástica y el muro empieza a trabajar en el rango inelástico. De acuerdo a la propuesta empírica mostrada en la Figura 6.9, se considera que la parte elástica finaliza a las 12.5 [T] con un desplazamiento de 20 [mm].

En la etapa final del ensayo del muro, se registran las fisuras con carga y desplazamiento. Se puede observar que se genera un mayor incremento de deformación con un menor incremento de carga, por lo que, se presume que se pasa a la zona inelástica. Las últimas fisuras aparecen en la base del muro, y sobre las fisuras anteriores, hasta una altura de 318 [cm] respecto de la base del muro.

De acuerdo a la propuesta empírica mostrada en la Figura 6.9, se presume que el comportamiento elástico finaliza aproximadamente a las 12.5 [T] con un desplazamiento de 20 [mm].

Al finalizar el ensayo, se observa mayor desprendimiento del hormigón en las bases de los cabezales del muro. También se observó crecimiento del grosor de las fisuras del hormigón en la base del muro y rotura del refuerzo longitudinal sometido a tensión, razón por la cual, se concluye que el agotamiento de este muro es a flexión.

Si se analiza los planteamientos iniciales asumidos, se corrobora que el diseño del muro M2 fue el adecuado, puesto que se esperaba el agotamiento a flexión lo cual se confirmó durante el ensayo. Todos estos planteamientos se realizaron en base al código A.C.I. y a las clases de la materia de Estructuras de Hormigón Armado. Se confirma que la fisura predominante de un muro esbelto, armado de con criterios de ductilidad, se presenta en la base.

Debido a su relación de aspecto de  $h_w/L_w=2.9$ , y a su armado con una cuantía longitudinal  $\rho_L$  (cabezal  $\rho_{L_{izq}}=0.70\%$ ; alma  $\rho_{L_{der}}=0.30\%$ ; cabezal  $\rho_{L_{der}}=0.70\%$ ) y una cuantía transversal  $\rho_t=0.25\%$ , adecuadamente distribuida en el muro, este se agota por flexión, permitiendo disipar gran energía mediante deformaciones inelásticas.



Se obtiene una ductilidad por desplazamiento (teórica según el ATC 40) de  $\mu=10$  y una ductilidad por curvatura de  $\mu_{\phi}=10.3$ , no obstante, se observa que este método genera valores altos de ductilidad, por lo que, la presente investigación realiza una propuesta empírica, obteniéndose una ductilidad por desplazamiento de  $\mu=6.2$ . Éste muro presenta una buena absorción de energía, que se evidencia a través de una gran área de la envolvente del lazo de histéresis.

Si se desea aumentar la ductilidad, se debe considerar el uso de secciones cuyo comportamiento se controle por cedencia del acero, la cual, depende de la cuantía. El A.C.I. especifica como criterio de ductilidad básico considerar una deformación unitaria neta de tracción en el acero igual o mayor a 0.005 para que la sección esté controlada por tracción. La cual es equivalente en secciones rectangulares a una cuantía de armado de 0.625 de la cuantía balanceada ( $\rho=0.625\rho_b$ ), para esfuerzos de  $f_y=4200\text{kg/cm}^2$  y deformaciones unitarias del hormigón de aproximadamente 0.003.

Se recomienda utilizar para zonas sísmicas un valor de 0.50 de la cuantía balanceada ( $\rho=0.50\rho_b$ ), ya que ésta genera una deformación unitaria neta de tracción aproximadamente de 0.007, la cual es mayor a la deformación unitaria de tracción recomendada por el A.C.I.

De acuerdo al modelo matemático, se observa que el acero alcanza el valor de deformación unitaria de 0.005 aproximadamente a las 11 [T]. Al relacionar éste valor teórico con el valor experimental, se presume que se alcanza esta deformación unitaria de 0.005 durante el transcurso del ciclo 8 de aplicación de carga.

### Muro M3

La relación de aspecto de este muro es de  $h_w/L_w=2.9$ . Intencionalmente se diseña con una cuantía de refuerzo transversal menor a la recomendada por el A.C.I., que sugiere utilizar el 0.25%.

Deliberadamente, se arma con una cuantía longitudinal  $\rho_L$  (cabezal\_izq= 3.38%; alma=0.84%; cabezal\_der=3.38%) y una cuantía transversal  $\rho_t=0.15\%$ , por lo que, el refuerzo transversal es insuficiente para controlar las fisuras y se prevé un agotamiento por corte.

De acuerdo a la teoría de corte, la presencia del acero transversal en el alma es capaz de tomar fuerzas de corte, siempre y cuando las deformaciones unitarias del acero no superen las deformaciones por fluencia  $\epsilon \approx 0.002$ . Para este muro se obtuvo una resistencia nominal a corte de 35.53 [T], con la expresión  $V_n = L_w \cdot t \cdot [0.53 \cdot (\sqrt{f'c}) + \rho_t \cdot f_y]$ , sin embargo, difiere del valor experimental obtenido de la curva bilineal del ATC, que es de 41 [T]. Considerando que en este caso no se desarrolla completamente el puntal de compresión diagonal debido a que intencionalmente se arma con acero transversal insuficiente, se decide utilizar un valor de  $\alpha_c = 0.65$ , con lo que, se obtiene un  $V_n = L_w \cdot t \cdot [0.65 (\sqrt{f'c}) + \rho_t f_y] = 40[T]$ , valor muy cercano al ensayo.

Se esperaba que la resistencia teórica nominal al corte (35.56 [T]), y una resistencia asociada a la flexión (49.07 [T]), se mantengan distantes, por una diferencia aproximada de 13.51 [T]; sin embargo, el muro excedió su capacidad de resistencia nominal experimental a corte y llegó aproximadamente a  $V_n=41$  [T], por lo que éste valor se aproxima a la capacidad de flexión del muro; y en consecuencia, se obtuvieron fenómenos de flexión y corte.

En la etapa inicial del ensayo, se observa que hasta el ciclo 2 de aplicación de carga, la pendiente de la curva se mantiene casi constante, por lo cual, se presume que el muro trabaja como un elemento homogéneo hasta una carga aproximada de 20 [T].

La primera fisura se observa a las 4 [T], valor al que le corresponde un momento de agrietamiento  $M_{ag}$  de 16.80 [T-m] si se trabaja con  $f_t = 1.128\sqrt{f'c}$ . Se puede observar que esta fisura es casi horizontal (aproximadamente 4° respecto de la horizontal) y se presenta en el alma del muro a una altura promedio de 298 [cm] respecto de la base. Se presume que este comportamiento se debe a la relación de aspecto de este muro que es de 2.9.

Hasta las 8 [T], se presentan tres fisuras más en el alma del muro, las cuales tienen una inclinación promedio (respecto de la horizontal) de 36°, 13° y 21°, respectivamente. Estas fisuras se presentan a una altura promedio de 22 [cm], 59 [cm] y 152 [cm] respecto de la base.

Hasta las 12 [T], se presentan fisuras que van desde una inclinación promedio de 10° hasta 40°, por lo que, se presume la existencia de fenómenos de flexión y corte.

Hasta las 16 [T], se puede observar fisuras con inclinaciones promedio entre los 19° y los 56°. Existen dos fisuras cortas de 19°, y dos fisuras largas de 35° y 38° que permiten asumir que empieza a predominar el fenómeno de cortante en el muro.

Desde las 20 [T] y hasta las 24 [T], se observan fisuras con inclinaciones entre 33° y 55°.

Desde las 28 [T] y hasta las 32 [T], se observan fisuras con inclinaciones entre 40° y 59°. También se puede observar fisuras casi verticales en la unión alma-cabezal sometida a compresión.

Hasta las 36 [T], se observan fisuras largas con inclinaciones entre 43° y 78°, y a las 40 [T] se presentan fisuras cortas con inclinaciones entre 51° y 75°.

En la etapa final del ensayo del muro, se registran fisuras con inclinaciones entre los  $51^\circ$  y  $86^\circ$  y también se observa un mayor desprendimiento del hormigón en la base del cabezal sometido a compresión.

El muro M3, se diseña utilizando los planteamientos de diseño en base al código A.C.I. y a las clases de la materia de Estructuras de Hormigón Armado, esperando un agotamiento a corte, sin embargo, ésta predicción no se cumple completamente. Como se puede observar en la evolución de los patrones de daño, primero se presenta un fenómeno de flexión y a partir de las 16 [T] empieza a observarse fenómeno de cortante.

Al inicio se observan fisuras casi horizontales, por lo cual, se presume que existe un fenómeno de flexión. Se piensa que este fenómeno se presenta por la relación de aspecto del muro. A partir de las 16 [T], se observan fisuras diagonales, por lo tanto, se considera que el muro también trabaja a corte.

Al observar la curva Carga-Desplazamiento, luego del ensayo, se puede asegurar que el muro está disipando energía, fenómeno que no era esperado puesto que se diseñó para que se agote a corte. Se considera que este fenómeno se presenta debido a que la resistencia a cortante calculada es inferior a la experimental, por lo que se reduce el intervalo entre los valores de resistencia a cortante y de resistencia asociada a flexión previstos.

Se observa que la resistencia a cortante genera valores mayores a los que propone el código ACI 318-08 con sus fórmulas, por lo que utilizar éstas ecuaciones generan un margen de seguridad extra.

De acuerdo a la propuesta empírica mostrada en la Figura 6.10, se obtiene que el comportamiento elástico finaliza aproximadamente a las 41 [T] con un desplazamiento de 40 [mm].

Se obtuvo una ductilidad por desplazamiento (teórica según el ATC 40) de  $\mu=6.7$ , no obstante, se observa que este método genera valores altos de ductilidad, por

lo que, la presente investigación realiza una propuesta empírica, obteniéndose una ductilidad por desplazamiento de  $\mu=3.8$ .

Para este tipo de ensayos, no se recomienda utilizar el procedimiento de la idealización bilineal de la curva de capacidad según ATC 40, para determinar la ductilidad en los muros de hormigón armado, debido a que este procedimiento genera valores altos de ductilidad. La idealización bilineal se adapta mejor en pórticos.

Se corrobora que la utilización del diagrama de interacción es un método apropiado para el diseño de muros de cortante. A través de éste método es sencillo determinar la resistencia a flexión (Momento) y su correspondiente resistencia asociada a flexión (Fuerza) para poder comparar este último valor con el de resistencia a cortante ( $V_n$ ). Para futuros ensayos se recomienda mantener una buena diferencia entre los valores de resistencia a cortante ( $V_n$ ) y la resistencia asociada a la flexión (Fuerza), para que predomine uno de los dos tipos de agotamiento. Se recomienda seguir utilizando guías para permitir el movimiento sólo en la dirección en que se aplique la carga y no tener efectos de torsión en los muros.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. **Alcocer S.** Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado Muros estructurales. Centro Nacional de prevención de Desastres e Instituto de Ingeniería, pp.238, 239, 240.
2. **American Concrete Institute.** Building Code Requirements for Structural Concrete. (ACI 318-11). Farmington Hills, MI. U.S.A. 2011.
3. **Applied Technology Council ATC 40.** Seismic Evaluation and Retrofit of concrete Buildings. California Seismic Safety Commission. California, U.S.A. 1996.
4. **ASTM-C31.1093127-1** Standard Practice for Making and Curing Concrete Tests Specimens In The Field
5. **ASTM\_C39.1093127** Standard Test Method For Compressive Strength Of Cylindrical Concrete Specimens
6. **ASTM-A370** Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products
7. **ACI 318S-08,** Requisitos de reglamento para el Concreto Estructural y Comentario, American Concrete Institute.
8. **Caltrans** Seismic Design Criteria v1.6, (2010).
9. **Cardenas, A.E., Hanson, J.M., Corley, W.G., Hognestad, E.** (1973) Design Provisions for Shear Walls, ACI Journal, March 1973, pp.221-230.
10. **Edward D. Thomson B.** Tesis U.L.A: Modelo Simplificado para la Evaluación del Daño en Muros Estructurales Bajos de Concreto Armado Sujetos a Cargas Laterales.2003
11. **FEMA 273.** NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Building Seismic Safety Council. Washington, U.S.A. 1997.
12. **James G., MacGregor,** Reinforced Concrete Mechanics & Design 6E
13. **Macleod I.,** Lateral Stiffness of Shear Wall with Openings. Pergamon Press Limited, London.
14. **Mallick D.,** Effect of Openings on the Lateral Stiffness of Infilled Frames. ICE Proceedings, 1971.
15. **Mc Cormac J.** Diseño de concreto reforzado. 4ta edición.
16. **Morales R.,** Diseño en Concreto Armado. Instituto de la Construcción y Gerencia. Lima, Perú. 2006.

17. **NEC-SE-HM.** Estructuras de Hormigón Armado
18. **NEC-SE-DS.** Peligro Sísmico-Diseño Sismo resistente.
19. **Nilson Arthur H.,** Design of Concrete Structures
20. **Paulay, T., Priestley, M.J.N., Syngé, A.J.** (1982). Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls. ACI Journal, July-August 1982, pp.257-269.
21. **Proaño, R. Marcelo.** Fundamentos del Hormigón Simple, ESPE.
22. **Park R., Paulay T.** Shear Walls of Multistory Buildings, in Reinforced Concrete Structures. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ, U.S.A. 2009.
23. **Priestley., Paulay T.** (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings

## **ANEXOS**



**ANEXO 1**  
**NOTACIÓN**

## NOTACIÓN Y DEFINICIONES ACI-08

$A_g$  = área bruta de la sección de concreto, mm<sup>2</sup>. Para una sección con vacíos,  $A_g$  es el área del concreto sólo y no incluye el área de los vacíos, véase 11.6.1, Capítulos 9-11, 14-16, 21, 22, Apéndices B, C.

$A_s$  = área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción, mm<sup>2</sup>, Capítulos 10-12, 14, 15, 18, Apéndice B.

$A_{s,min}$  = área mínima de refuerzo de flexión, mm<sup>2</sup>, véase 10.5, Capítulo 10.

$b$  = ancho de la cara en compresión del elemento, mm, Capítulo 10, Apéndice B.

$c$  = distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro, mm, Capítulos 9, 10, 14, 21.

$d$  = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, mm, Capítulos 7, 9-12, 14, 17, 18, 21, Apéndices B, C.

$d'$  = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión, mm, Capítulos 9, 18, Apéndice C.

$E_c$  = módulo de elasticidad del concreto, MPa, véase 8.5.1, Capítulos 8-10, 14, 19.

$EI$  = rigidez a la flexión de un elemento en compresión, N\*mm<sup>2</sup>, véase 10.12.3, Capítulo 10.

$E_s$  = módulo de elasticidad del refuerzo y del acero estructural, MPa, véase 8.5.2, Capítulos 8, 10, 14.

$f'_c$  = resistencia especificada a la compresión del concreto, MPa, Capítulos 4, 5, 8-12, 14, 18, 19, 21, 22, Apéndices A-D.

$f_y$  = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo, MPa, Capítulos 3, 7, 9-12, 14, 17-19, 21, Apéndices A-C.

$h$  = espesor total o altura de un elemento, mm, Capítulos 9-12, 14, 17, 18, 20-22, Apéndices A, C.

$h_w$  = altura total de un muro desde la base hasta la parte superior o altura del segmento del muro considerado, mm, Capítulos 11, 21.

$I$  = momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide, mm<sup>4</sup>, Capítulos 10, 11.

$L_w$  = longitud del muro completo o longitud del segmento de muro considerado en dirección de la fuerza de cortante, mm, Capítulos 11, 14, 21

$M_n$  = resistencia nominal a flexión en la sección, N\*mm, Capítulos 11, 12, 14, 18, 21, 22.

$M_u$  = momento mayorado en la sección, N\*mm, Capítulos 10, 11, 13, 14, 21, 22.

$N_u$  = carga axial mayorada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con  $V_u$  o  $T_u$ ; debe tomarse como positiva para compresión y como negativa para tracción, N, Capítulo 11.

$P_o$  = resistencia axial nominal para una excentricidad igual a cero, N, Capítulo 10

$s$  = espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, tendones de preesfuerzo, alambres, o anclajes, mm, Capítulos 10-12, 17-21, Apéndice D.

$t$  = espesor del alma del muro.

$v_n$  = esfuerzo resistente nominal de cortante, MPa, véase 11.12.6.2, Capítulos 11, 21.

$V_c$  = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, N, Capítulos 8, 11, 13, 21.

$V_n$  = resistencia nominal a cortante, N, Capítulos 8, 10, 11, 21, 22, Apéndice D.

$V_s$  = resistencia nominal a cortante proporcionada por el esfuerzo de cortante, N, Capítulo 11.

$V_u$  = fuerza cortante mayorada en la sección, N, Capítulos 11-13, 17, 21, 22.

$\alpha_c$  = coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del concreto a la resistencia nominal a cortante del muro, véase 21.7.4.1, Capítulo 21.

$\lambda$  = factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión, véase 8.6.1, 11.7.4.3, 12.2.4(d), 12.5.2, Capítulos 9,11,12,19,21,22 y Apéndices A y D

$\rho$  = cuantía de refuerzo  $A_s$  evaluada sobre el área  $bd$ , Capítulos 11, 13, 21, Apéndice B.

$\rho_l$  = relación entre el área de refuerzo longitudinal distribuido al área bruta de concreto perpendicular a este refuerzo, Capítulos 11, 14, 21.

$\rho_t$  = cuantía del área de refuerzo transversal distribuido al área bruta de concreto de una sección perpendicular a este refuerzo, Capítulos 11, 14, 21.

$\phi$  = factor de reducción de resistencia, véase 9.3, Capítulos 8-11, 13, 14, 17-22, Apéndices A-D.

