



Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

Profesor Patrocinante:
Sr. Hernán Arnés V.
Ingeniero Civil
Constructor Civil
Instituto de Obras Civiles
Universidad Austral de Chile

“MUROS DE CONTENCIÓN DE FERROCEMENTO”

Tesis de Grado presentada como
parte de los requisitos para optar al
título de Ingeniero Civil en Obras
Civiles

IVÁN ALEX ROGEL MALDONADO

VALDIVIA – CHILE

2005

*... A mis grandes amores: Ana María, Ivanna,
y al nuevo retoño que viene en camino.*

Mis sinceros agradecimientos a las siguientes personas...

A los profesores Sr. Antoine Naaman (University of Michigan, USA.), al Sr. François Hild (Université Paris, France), al Sr. Sergio Proença (Universidade de São Paulo, Brasil) y en forma muy especial al profesor Mounir Khalil El Debs (Universidade de São Paulo, Brasil) por su ayuda desinteresada en la recolección de apuntes y papers para este trabajo.

A mi querido profesor patrocinante Sr. Hernán Arnés, quien a parte de ser mi maestro en el inicio de este camino también fue mi amigo.

A mis padres, Pedro y María, por su incondicional apoyo, sabios consejos, por hacer de mí un hombre de bien y por velar que nunca sufriera algún tipo de carencia en la vida.

A mis otras mamis la Chipe y Nany, por toda la ayuda que me han brindado desinteresadamente, por creer y confiar en mi y por el apoyo incondicional.

A mi esposa Ana María, a mi hija Ivanna y a nuestro próximo hijo(a), porque estas personas, mi familia, son el motor que mueve y alimenta mi vida cada día, y por enseñarme que el mejor diseño y creación que puedo hacer son el amor y la vida.

A todas las personas que de alguna forma me ayudaron, enseñaron y/o motivaron para alcanzar las metas que me he propuesto.

RESUMEN

Esta investigación tiene por principal objetivo el estudio, diseño, construcción y el respectivo ensayo de especímenes de ferrocemento, proyectados como muros de contención prefabricados.

Se analiza la teoría referente a este material y las condiciones de diseño que regirían al prefabricado en un posible desempeño real; presentando algunos principios básicos de la mecánica de suelos. Luego se explican y detallan las etapas necesarias para la ejecución de los muros.

Finalmente y luego del ensayo, se verifican los objetivos y se confronta el comportamiento experimental versus el teórico, concluyendo los aspectos registrados más relevantes.

ABSTRACT

This investigation takes as a principal objective the study, design, construction and the respective test of specimens of ferrocement, projected as prefabricated retaining walls.

There is analyzed the theory relating to this material and the conditions of design that would apply to prefabricated in a possible real performance; presenting some basic principles of the soil mechanics. Afterwards the necessary stages for the execution of the walls are explained and detailed.

Finally and after the test, the objectives are verified and the experimental behavior versus the theoretician is confronted, concluding the most relevant registered aspects.

INDICE GENERAL

Capítulo 1	INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES HISTÓRICOS	1
1.1	INTRODUCCIÓN	1
1.2	OBJETIVOS	3
1.3	ANTECEDENTES HISTÓRICOS	3
1.4	EL FERROCEMENTO EN CHILE	7
Capítulo 2	MATERIALES CONSTITUYENTES DEL FERROCEMENTO	9
2.1	MORTERO	9
2.1.1	RESISTENCIA MECÁNICA	10
2.1.2	RETRACCIÓN	10
2.1.3	PERMEABILIDAD	11
2.2	CEMENTO	11
2.3	ÁRIDOS	13
2.4	AGUA	15
2.5	ADITIVOS	15
2.6	ARMADURA Y MALLAS DE REFUERZO	17
2.6.1	TIPOS DE MALLAS	18
2.6.2	MALLA DE ALAMBRE HEXAGONAL	19
2.6.3	MALLA DE ALAMBRE SOLDADO	19
2.6.4	BARRAS DE ACERO	21
Capítulo 3	PROPIEDADES DEL FERROCEMENTO	23
3.1	INTRODUCCIÓN	23
3.2	ESFUERZO v/s DEFORMACIÓN	23
3.2.1	RANGO ELÁSTICO (I)	25
3.2.2	RANGO DE AGRIETAMIENTO (II)	25
3.2.3	RANGO DE FLUENCIA (III)	26
3.3	MÓDULO DE ELASTICIDAD	26
3.3.1	NOTACIÓN	27
3.3.2	MÓDULO DE ELASTICIDAD EN TRACCIÓN	28
3.3.2a	Módulo de Elasticidad en el Rango Elástico	28
3.3.2b	Módulo de Elasticidad en el Rango de Agrietamiento	35
3.3.3	MÓDULO DE ELASTICIDAD EN COMPRESIÓN	36
3.3.4	MÓDULO DE ELASTICIDAD EN FLEXIÓN	37

3.3.5	OTROS ESTUDIOS	38
3.4	COMPORTAMIENTO A TRACCIÓN	39
3.5	COMPORTAMIENTO A COMPRESIÓN	41
3.6	COMPORTAMIENTO A LA FLEXIÓN	42
3.7	RESISTENCIA AL CORTE	44
3.8	RESISTENCIA BAJO CARGAS DE FATIGA	45
3.9	RESISTENCIA AL IMPACTO	45
3.10	RETRACCIÓN Y CREEP	46
3.11	DURABILIDAD	47
3.12	RESISTENCIA AL FUEGO	47
Capítulo 4	DOSIFICACIÓN DEL MORTERO	48
4.1	INTRODUCCIÓN	48
4.2	CARACTERÍSTICAS DEL ÁRIDO FINO	48
4.2.1	GRANULOMETRÍA	49
4.2.2	MÓDULO DE FINURA	50
4.2.3	OTRAS PROPIEDADES	50
4.3	CANTIDAD DE AGUA DEL MORTERO	52
4.4	ECUACIÓN BÁSICA PARA LA DOSIFICACIÓN DE MORTEROS	53
4.5	DOSIFIC. POR PROPORCIONES ESPECIFICADAS EN VOLUMEN	54
4.6	DOSIFICACIÓN DEL MORTERO	56
4.7	RESUMEN DOSIFICACIÓN	59
Capítulo 5	EMPUJES DE TIERRA EN ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	60
5.1	INTRODUCCIÓN	60
5.2	ESTADO DE REPOSO	60
5.3	ESTADOS ACTIVO Y PASIVO	62
5.3.1	TEORÍA DE RANKINE	63
5.3.2	TEORÍA DE COULOMB	67
5.4	INFLUENCIA DE LA FRICCIÓN SUELO/PARED	71
Capítulo 6	MUROS DE CONTENCIÓN	73
6.1	INTRODUCCIÓN	73
6.2	TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN	73
6.3	REQUERIMIENTOS DE ESTABILIDAD EXTERNA	76
6.3.1	SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO	76
6.3.2	SEGURIDAD CONTRA EL VOLCAMIENTO	77

6.3.3	PRESIÓN DE CONTACTO (FALLO POR CAPAC. DE APOYO)	77
6.4	CAPACIDAD DE SOPORTE DE SUELOS	79
6.4.1	MÉTODO 1 (Compilado de varios autores)	79
6.4.2	MÉTODO 2 (Solución de Meyerhof)	80
6.5	CAPACIDAD DE SOPORTE ADMISIBLE	81
Capítulo 7	DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE FERROCEMENTO	84
7.1	INTRODUCCIÓN AL ESTUDIO Y DATOS INICIALES	84
7.2	SISTEMA ESTRUCTURAL PROPUESTO	86
7.3	VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD	86
7.3.1	VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO	88
7.3.2	VERIFICACIÓN AL VOLCAMIENTO	88
7.3.3	VERIFICACIÓN CAPACIDAD SOPORTE	88
7.4	CONSIDERACIONES PREVIAS AL DISEÑO	92
7.5	ANÁLISIS ESTÁTICO DE LOS ELEMENTOS	93
7.5.1	ANÁLISIS DE LA PARED	94
7.5.2	ANÁLISIS DE LA ZAPATA	98
7.5.3	ANÁLISIS DEL TIRANTE	101
7.5.4	ANÁLISIS DE UNIONES SOLDADAS Y APERNADAS	102
Capítulo 8	FABRICACIÓN DEL MURO DE CONTENCIÓN	104
8.1	INTRODUCCIÓN	104
8.2	MOLDAJES	104
8.3	ARMADURA	106
8.4	LLENADO DE LOS MOLDES	109
Capítulo 9	ENSAYO DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN	
	INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	117
9.1	PREPARACIÓN DE LOS MUROS	117
9.2	ENSAYO	119
9.3	RESULTADOS	120
9.3.1	MURO DE CONTENCIÓN 1	121
9.3.2	MURO DE CONTENCIÓN 2	124
9.3.3	MURO DE CONTENCIÓN 3	127
9.3.4	VALORES PROMEDIO	130
9.3.5	RESULTADOS EN FOTOS	133
9.4	MÓDULO DE ELASTICIDAD EXPERIMENTAL	140

9.5	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	143
Capítulo 10	DETERMINACIÓN DE COSTOS	145
10.1	INTRODUCCIÓN	145
10.2	COSTOS REALES	145
10.3	COSTOS AHORRADOS	146
10.4	COSTOS FINALES	147
Capítulo 11	CONCLUSIONES	148
11.1	CONCLUSIONES GENERALES	148
11.2	CONCLUSIONES ESPECÍFICAS	150
Anexo: A	CÁLCULO DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD	153
A.1	MÓDULO DE ELASTICIDAD EN TRACCIÓN (en Rango Elástico)	153
A.1.1	MÓDULO DE ELASTICIDAD FRANJA MALLA HEXAGONAL	153
A.1.2	MÓDULO DE ELASTICIDAD FRANJA CON MALLA ACMA	157
A.2	MÓDULO DE ELASTICIDAD EN TRACCIÓN (Rango Agrietamiento)	160
A.3	MÓDULO DE ELASTICIDAD EN COMPRESIÓN	161
A.4	MÓDULO DE ELASTICIDAD EN FLEXIÓN	161
A.5	RESUMEN	162
Anexo: B	DETALLES DEL MURO FABRICADO	163
B.1	DETALLES DE ARMADURAS	163
B.2	DETALLES DEL TIRANTE Y UNIONES	164
	REFERENCIAS	166

1.1 INTRODUCCIÓN

Así como avanza el tiempo, la ciencia y la tecnología se plantean nuevos desafíos cada día. En este ámbito la Ingeniería Civil también tiene el deber de innovar y desarrollar nuevas soluciones para las problemáticas que se presentan en los distintos ámbitos que abarca.

No debemos olvidar que la rama de la construcción juega un papel importante en la economía del país, principalmente en su crecimiento y desarrollo. Debido a esto la tendencia es buscar soluciones cada vez más económicas, que cumplan con los requerimientos y normativas vigentes, donde el ferrocemento tiene una enorme ventaja gracias a su bajo costo.

En la actualidad el hormigón sigue siendo el material de construcción más utilizado, ya sea prefabricado o fundido in situ. Después de numerosas investigaciones el ferrocemento ha demostrado una extraordinaria versatilidad, sobresaliendo sobre otros materiales de construcción (Wainshtok, 1998).

Ahora, el siguiente trabajo trata sobre la construcción de muros de contención de ferrocemento. Pero ¿Qué es el ferrocemento?

En palabras sencillas, se puede decir que el ferrocemento es un tipo de material compuesto donde los materiales que lo integran, generalmente de consistencia frágil, llamada matriz, se refuerzan con fibras dispersas a través del compuesto (Paul y Pama, 1992). Ahora, siendo más precisos diremos que es un término usado para definir un tipo particular de hormigón armado formado por un mortero de arena y cemento hidráulico, reforzado con una armadura altamente subdividida y distribuida en la masa del mortero (Wainshtok, 1998). También es importante mencionar la definición adoptada por el Comité 549 de la ACI: “El ferrocemento es un tipo de hormigón armado de pared delgada comúnmente construido de mortero de cemento hidráulico reforzado con capas estrechamente separadas de tela metálica continua y de tamaño relativamente pequeña. La malla puede estar hecha de metal u otros materiales convenientes.” (ACI Committee 549, 1997).

La distribución de la malla en la matriz de mortero de cemento (alta dosificación) que, junto a la utilización de formas ortogonales y orgánicas, ofrece posibilidades extremadamente convenientes y prácticas para mejorar sus propiedades de resistencia físico mecánicas.

Las características acústicas, térmicas, la impermeabilidad, el impacto y resistencia al fuego, como también su resistencia a la compresión, flexión y corte, son características ya probadas y aprobadas como propiedades características del material (Saavedra, 2002).

A partir de esta base, se pretende desarrollar una aplicación en la construcción de muros de contención. Se elaborará un diseño apropiado, aplicando los conocimientos adquiridos en mi etapa de estudiante. En el diseño se estimará el comportamiento de trabajo del prefabricado. Luego, se fabricarán muros de contención para posteriormente ensayarlos. Se registrarán los datos que tengan relevancia como cargas y deformaciones, los cuales serán contrastados con los obtenidos en la etapa teórica de diseño.

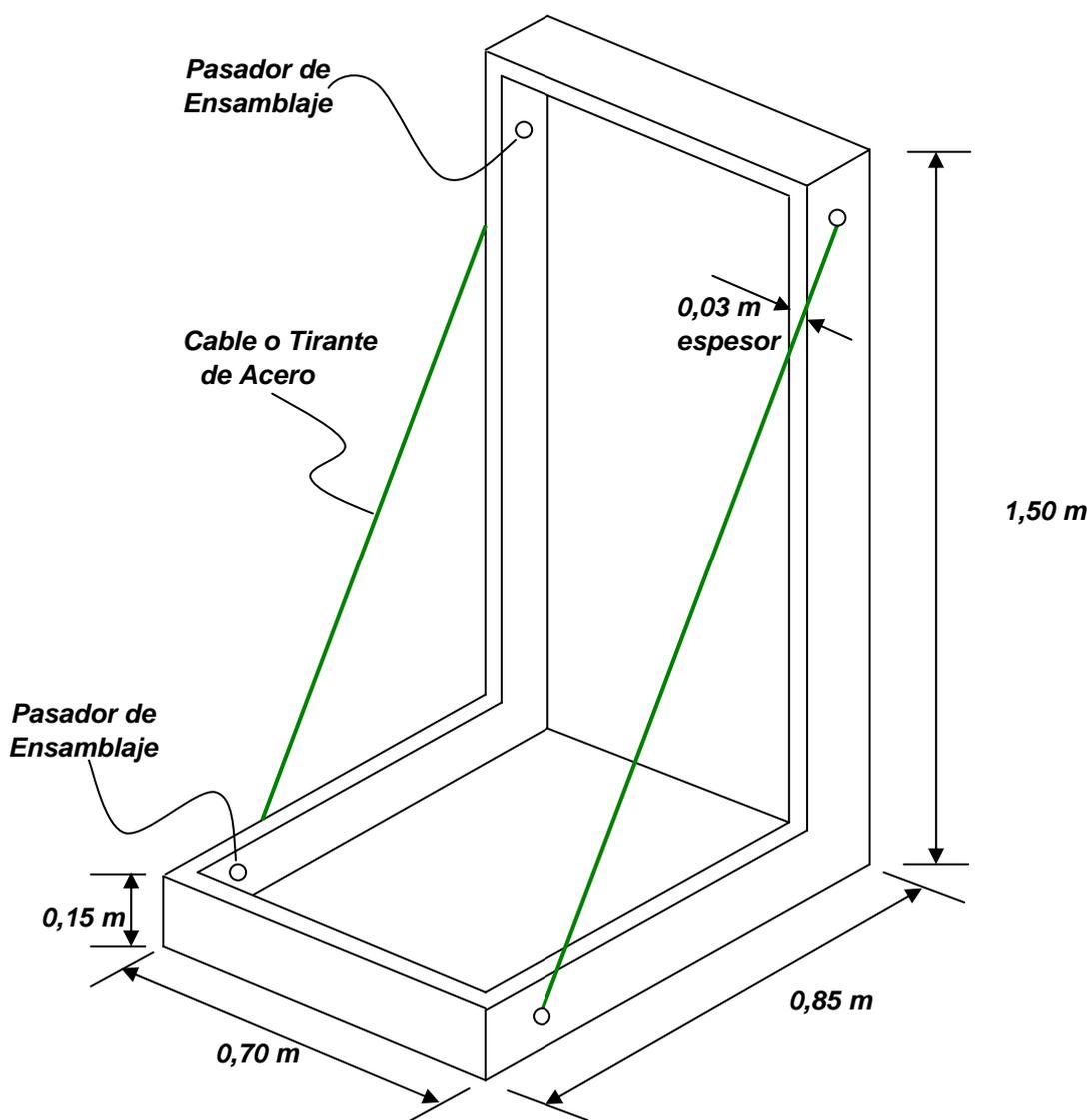


Figura 1.1 Bosquejo del Muro a Construir.

Las dimensiones aproximadas del muro de contención se presentan en la figura 1.1. La altura del muro será de 1,50 m. El espesor de los distintos componentes

del muro será de 3 cm. El muro contará con tirantes o tensores de acero a modo de contrafuertes, los cuales aumentarán la estabilidad y resistencia a las sollicitaciones volcantes a las que estará sometido.

A su vez, en las uniones entre el tirante y la estructura del muro se dispondrá de pasadores o conectores mecánicos como pernos. La finalidad de éstos, a parte de unir tirante – estructura, será el ensamblaje de muros contiguos.

Los elementos de refuerzo y su cantidad variarán según las dimensiones del muro a construir. Se consultará malla Acma u otra similar y malla hexagonal (malla de gallinero). De ser necesario se reforzarán las secciones que lo requieran con barras de acero A 44-28 H.

1.2 OBJETIVOS

Objetivos generales:

1. Estudiar la factibilidad de fabricar muros de contención de ferrocemento.
2. Estudiar el ferrocemento como elemento estructural prefabricado.
3. Concluir ventajas y desventajas.

Objetivos específicos:

1. Encontrar un diseño económico de muros de contención prefabricados, que puedan ser encontrados en el mercado.
2. Fabricar y ensayar muros de contención de ferrocemento.
3. Determinar propiedades mecánicas del elemento a través de ensayos en laboratorio.
4. Aplicar normativa e hipótesis de diseño similares a elementos de hormigón armado.

1.3 ANTECEDENTES HISTÓRICOS

La historia del ferrocemento se remonta a 1848 cuando el francés Jean Luis Lambot (1814-1885) construyó pequeños botes, recipientes para agua, plantas y otros objetos con un material que él llamó Ferciment en la patente que presentó en 1852 y que expresa lo siguiente:

“Mi invención es un nuevo producto que puede reemplazar la madera donde esté expuesta al agua o la humedad, la base para el nuevo material es una red metálica de

alambres o barras interconectadas hasta formar una estera tejida flexible. Yo conformo esta red hasta adquirir una forma similar a la del artículo que deseo crear, entonces utilizo cemento hidráulico, un alquitrán bituminoso o una mezcla para llenar los espacios” (Wainshtok, 1998; ACI Committee 549, 1997).

Luego de la experiencia hecha por Lambot, muchos constructores de botes siguieron sus técnicas durante la segunda mitad del siglo XIX.

A principios de 1900 se construyeron algunos pequeños botes de motor y barcos de río, incluyendo la primera embarcación de concreto que utilizaría el gobierno de Estados Unidos, la que se llamó “concreto” (Paul y Pama, 1992).

A mediados del siglo pasado, en 1943 el ingeniero-arquitecto italiano Pier Luigi Nervi (1881-1960), realizó sus propias experiencias, principalmente con vista a su empleo en la construcción naval. El ferrocemento como lo llamó, tenía como base conceptual la mayor deformación del material como consecuencia de una mayor subdivisión y distribución del refuerzo metálico en el mortero.

En 1946 Nervi construye un pequeño almacén y entra en el campo de la construcción civil, donde se destacaría por la realización de obras notables. La aplicación del ferrocemento más importante de Nervi y una de las más grandiosas hasta el presente fue la cubierta de la sala central del Palacio de Exposiciones de Turín con una luz de 95 m, realizada entre 1948 y 1949 en sólo ocho meses (Wainshtok, 1998).

En 1958 se construyó en la ex Unión Soviética la primera estructura de ferrocemento con techo de bóveda sobre un centro comercial en Leningrado. A partir de entonces en diferentes partes de la ex-URSS se construyeron variadas estructuras de techumbres; las cuales se usan en auditorios, salas de exhibición, centros comerciales y bodegas de distintos usos (Paul y Pama, 1992).

Siguiendo en el tiempo, se considera que es a partir de 1960 que el ferrocemento se establece como una técnica de grandes posibilidades en la construcción de barcos. Dentro de esta misma década, en países como Nueva Zelanda, Inglaterra, Canadá y EE.UU. están trabajando activamente en este campo. Además proliferan varias compañías desarrollando programas intensivos en este campo, como por ejemplo la Fibersteel Corporation y la North American Ferrocement Marine Association en EE.UU., la New Zeland Ferrocement Marine Association en Nueva Zelanda, la Compañía Windboats Ltd. en Inglaterra y la Samson Marine Design Enterprises Ltd. canadiense (Olvera, 2002).

Es importante mencionar el interés del Departamento de Pesca de la Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO) en el uso del ferrocemento para la construcción de barcos pesqueros en los países en desarrollo. El proyecto de construcción de barcos de ferrocemento se inició en Asia,

África, el Pacífico y América Latina. Desde que se empezaron a construir embarcaciones de ferrocemento en 1968, la FAO ha proporcionado dirección técnica a muchos países en desarrollo para la construcción de embarcaciones de este material. En 1972 la FAO patrocinó un Seminario Internacional sobre Diseño y Construcción de Barcos Pesqueros de Ferrocemento, en Wellington, Nueva Zelanda. El propósito del seminario era recabar datos actualizados sobre el ferrocemento en cuanto a experiencia, métodos de construcción, costos, dimensiones, experiencias de servicio y revisión del estado actual de la tecnología de construcción de barcos, y del mismo material en sí.

En octubre de 1976, se estableció el International Ferrocement Information Center, IFIC (Centro Internacional de Información sobre Ferrocemento) en el Asian Institute of Technology en Bangkok, Tailandia. El Journal of Ferrocement, revista que originalmente fue publicada en Nueva Zelanda por la New Zealand Ferrocement Marine Association (NZFCMA) se cedió al Centro Internacional de Información sobre Ferrocemento. Actualmente esta revista es el principal medio de difusión de dicho centro, en lo que respecta a información sobre ferrocemento (ACI Committee 549, 1997).

A principios de 1974, el American Concrete Institute (ACI) estableció El Comité 549 sobre ferrocemento, para revisar el estado actual de la tecnología y posiblemente para formular un Reglamento de práctica para este material (Paul y Pama, 1992; ACI Committee 549, 1997).

Hay que señalar que ya en 1967 existían en la antigua Unión Soviética normas para el uso del ferrocemento, las primeras recomendaciones oficiales sobre su uso en edificaciones. La versión más reciente de estas normas está vigente desde julio de 1986. En la India, Tailandia y en general en los países del sudeste asiático, se ha desarrollado notablemente la utilización del ferrocemento en pequeñas obras agrícolas y para el uso humano como silos, depósitos de agua, biodigestores, fosas sépticas y viviendas (Wainshtok, 1998).

En el ámbito Latinoamericano, en México Alfonso Olvera expone con lujo de detalles los trabajos desarrollados en ferrocemento en el país: canales de riego, depósitos, almacenes, viviendas y otros. El buen resultado obtenido por el profesor Olvera de un proyecto de vivienda con elementos prefabricados determinó que se construyeran más de 1500 en el estado de Sonora. Es de interés también la construcción de un almacén para productos pesqueros de 60 x 50 m. en planta y el edificio para una fábrica de 70 x 30 m. proyectados y construidos en 1976 por el mismo autor.

Por su parte en Brasil, uno de los países de mayor desarrollo de esta técnica de construcción, el ferrocemento se empleó por primera vez en la Escuela de Ingeniería de San Carlos de la Universidad de San Pablo. Sus principales aplicaciones han sido en

piscinas, cubiertas, depósitos elevados y soterrados, escuelas prefabricadas, puentes, etc. Entre las obras más destacadas están la cubierta para la Escuela de Ingeniería y la fábrica de productos lácteos de San Carlos. Sin embargo, por al área a cubrir y las dimensiones, el ejemplo más notable de cubierta realizada en Brasil es el de la cubierta de la Terminal de Ómnibus de Florianópolis, donde 15.100 m² de área fueron cubiertos con vigas de sección transversal en forma de hexágono, simplemente apoyadas con una luz de 23 m y un voladizo de 12 m.

En Bolivia y Ecuador se ha comenzado a utilizar el ferrocemento recientemente, especialmente en el primero donde a partir de cursos de adiestramiento impartidos por el profesor Hugo Wainshtok en Cochabamba, el Arq. Marco Moscoso la ha utilizado en viviendas e iglesias utilizando formas curvas con gran éxito.

En Cuba a mediados de la década del 60 se planteó la necesidad de desarrollar una flota pesquera que satisficiera las necesidades crecientes del país en la explotación de los recursos marinos. En 1967 se conocieron los resultados obtenidos en la construcción de barcos de ferrocemento en Nueva Zelanda y Canadá y se comenzaron a construir diversos prototipos.

A partir de 1970 se realiza un programa de investigaciones sobre las características del ferrocemento que concluye en 1973 con el ensayo a escala natural de un barco prototipo. En 1974 nuevos modelos de barcos de pesca se han construido en Cuba, tanto como para recreación, de pasajeros, pesca deportiva, etc. Ese mismo año la construcción de barcos de madera cesó por completo.

En la década de los 80 las construcciones de ferrocemento se han multiplicado en Cuba: depósitos de agua, monumentos, tanques de biogás, piscinas, etc. En 1982 se comenzó en el Parque Baconao en la provincia de Santiago de Cuba la construcción del Valle de la Prehistoria, donde a escala natural se realizaron más de cien esculturas de animales prehistóricos.

En 1986 comienza a utilizarse en Cuba el ferrocemento en la construcción de viviendas económicas. Esta experiencia positiva se extendió rápidamente y con una tecnología industrial se aplicó con resultados altamente satisfactorios en la construcción de viviendas de uno, dos o más plantas (Wainshtok, 1998).

El recuento de lo construido en ferrocemento sería interminable y lo señalado anteriormente me parece suficiente para demostrar que su aplicación cubre prácticamente todos los continentes y sus países, tanto desarrollados como en vías de desarrollo, aunque es en estos últimos donde las estructuras de ferrocemento tienen desde ahora una mayor importancia.

Actualmente es obvio que el ferrocemento, versátil material de construcción, tiene brillantes perspectivas y definitivamente se encontrarán mayores aplicaciones en el futuro, como el presentado en este trabajo.

1.4 EL FERROCEMENTO EN CHILE

Las primeras aplicaciones de la tecnología del ferrocemento en Chile, se realizaron en la industria naval.

A partir del año 1980 se construyó el primer casco de ferrocemento, el pequeño "Poseidón" con un espesor de lámina de 20 mm, posteriormente se construyeron otras siete unidades.

En el área habitacional han habido diversos intentos a nivel de universidades, como el estudio de una vivienda tipo "A", construida en sitio a modo artesanal en la Universidad Austral de Valdivia. También se ha experimentado, en elementos menores, en la Universidad de Santiago.

En el año 1994 se inició en la Octava Región, Universidad del Bío-Bío de Concepción, un proyecto FONTEC, de CORFO, Cementos Bío-Bío y el Departamento Ciencias de la Construcción de la Facultad de Arquitectura Construcción y Diseño de dicha Universidad.

El estudio fue destinado a desarrollar un sistema constructivo prefabricado para edificar viviendas, cuya fase de I&D se terminó el año 1997. Como parte de este estudio se construyó una primera unidad para fines experimentales y de promoción, la cual se monitoreó durante un año. Los resultados de esta experiencia son positivos, por lo que en junio de 1999 se obtiene la aprobación del sistema ante la Dirección Técnica Nacional de Investigación y Fomento Habitacional del MINVU, mediante el informe N° 02/99 de fecha 21 de junio de 1999, emitido por la Unidad Tecnológica del Ministerio (Saavedra, 2002).

En octubre de 2003, la fabricación y construcción de viviendas de ferrocemento presenta distintos polos de desarrollo que han surgido en las ciudades de Santiago, Chillán, Concepción, Los Ángeles, Temuco, Valdivia y Puerto Montt.

En Santiago, la empresa de prefabricados Llaima monta una línea de fabricación para abastecer de paneles de ferrocemento a la Empresa Constructora Tabancura, la cual recientemente realiza su primera vivienda de 85 m².

En Chillán se encuentra la fábrica más antigua, propiedad de la Constructora Pablo Torres, quien fabrica y construye viviendas de subsidio rural para toda la zona.

También ha incursionado en Talca, con la Constructora Marcelo Rivano en la construcción de viviendas, oficinas y sedes comunitarias.

Por su parte, la empresa constructora Valmar en la ciudad de Concepción montó una pequeña planta piloto, para construir viviendas prototipo y evaluar el sistema. Finalmente llegó a una alianza con la Sociedad Benefactora Dignidad, quien está construyendo una planta en la localidad de Bulnes.

En Temuco, la empresa constructora Fourcade terminó de construir una fábrica de paneles de ferrocemento con el fin de abastecer a la novena región. La constructora Jaime Cordero, quien tiene una planta de prefabricados se encuentra iniciando el proceso para fabricar paneles.

Finalmente, en Puerto Montt, se crea la empresa "Ferrocemento del Sur" la cual montó una fábrica con dos líneas de producción, con la finalidad de construir paneles para empresas de montaje. Hoy entrega paneles montados a nivel de cadena a empresas constructoras en las ciudades de Osorno y Puerto Montt (Carrasco y Soto, 2003).

2.1 MORTERO

El mortero utilizado normalmente en el ferrocemento es una mezcla de cemento hidráulico y arena al que eventualmente se pueden añadir aditivos que mejoran sus propiedades, las que están dadas por el tipo y la calidad de los materiales componentes, la proporción en que son mezclados, las condiciones en que se prepara, factores ambientales, etc.

Existe una gran cantidad de variables que pueden afectar las propiedades del producto ejecutado. Los requerimientos generales para este componente del ferrocemento son que debe tener la mayor resistencia posible a la compresión, impermeabilidad, dureza, resistencia a ataques químicos y algo muy importante que es la consistencia de la mezcla que debe permanecer uniforme, compacta y sin poros independiente de la concentración de las telas de mallas de refuerzo. Los agentes agresivos del medio no son solo los mecánicos que deforman, rompen y desgastan sino también los físico – químicos que provocan sobre todo la corrosión de las armaduras, desempeñando en esto el mortero un papel importante (Wainshtok, 1998).

Para la fabricación del mortero, se puede emplear casi cualquier tipo de cemento, dependiendo de la aplicación que se le quiera dar al elemento construido. La relación cemento arena, puede ser de $\frac{1}{2}$ a $\frac{1}{4}$ en volumen es decir aproximadamente de 800 a 400 kg de cemento por m^3 de arena. La relación agua cemento puede variar desde 0,35 a 0,50 en volumen. Se recomienda que toda la arena pase por el tamiz N° 8 (Olvera, 2002).

La densidad media del mortero que debe tomarse para el cálculo, dependiendo de la cantidad de armadura reticulada utilizada, por ejemplo, si el elemento cuenta con una tela de mallas metálica de celdas pequeñas, la densidad media se toma igual a 2300 kg/m^3 , con dos telas de mallas 2400 kg/m^3 y para un mayor número de telas la densidad media se aumenta en 50 kg/m^3 por cada tela de malla agregada.

El mortero a utilizar se fabricará en betonera “in situ”, cumpliendo con la siguiente proporción en volumen (cemento : arena : agua) 1 : 2 : 0,75 para el mortero. Con esta proporción se pretende obtener una calidad M30. La mezcla no contará con la presencia de cal. Además, el mortero debe tener una fluidez media para asegurar su adecuada distribución a través de la armadura y el moldaje.

2.1.1 RESISTENCIA MECÁNICA

La resistencia mecánica del mortero, al igual que en el hormigón, es una propiedad importante y sirve también como indicador de otras características importantes. Puede decirse que la resistencia mecánica del mortero acaba siendo satisfactoria en la mayoría de los casos, como consecuencia de los cuidados tomados para garantizar otros indicadores importantes como: adecuada trabajabilidad, baja permeabilidad, adecuada protección contra la corrosión de la armadura, etc., razón que lleva a un uso de cemento relativamente elevado.

La resistencia mecánica depende principalmente de la relación agua/cemento, de la proporción cemento/árido y de las propiedades de estos últimos en cuanto a la granulometría, forma y resistencia. La relación agua/cemento determina la porosidad de la pasta de cemento endurecido, cuanto menor es la porosidad mayor es la resistencia de la pasta y por ende del mortero.

Se puede decir que la resistencia mecánica del mortero, cuyo consumo de cemento oscila entre 500 y 800 kg/m³ y la relación agua/cemento entre 0,40 y 0,50 varía entre 25 a 50 MPa (Egaña y Zabaleta 1989).

2.1.2 RETRACCIÓN

La retracción es uno de los fenómenos más importantes en la tecnología del mortero, sobre todo en morteros con alto contenido de cemento y aplicados en elementos con gran superficie expuesta.

El mortero puede sufrir retracción antes del fraguado del cemento, la llamada retracción plástica se corresponde con una reducción del volumen del conjunto cemento-agua. Esta retracción se acentúa cuando se permite la evaporación del agua de la superficie del mortero y pueden aparecer fisuras superficiales. La figuración también puede ocurrir por la obstaculización de la deformación debido a la presencia del refuerzo. Durante la ejecución del ferrocemento debe tomarse todo el cuidado posible para evitar la rápida evaporación del agua e iniciar el curado lo más pronto posible.

Por ejemplo, altas concentraciones agua/cemento a mediano plazo acarrear mayor retracción. Una mayor concentración de pasta en el mortero lleva a mayores valores de retracción por evaporación, a este aspecto se suma el hecho de que los elementos de ferrocemento son de pequeño espesor y tienen mayor superficie expuesta que los de hormigón armado lo que aumenta la velocidad de evaporación. Por el contrario, valores bajos de la relación agua/cemento producen menor retracción.

2.1.3 PERMEABILIDAD

La importancia de la permeabilidad en morteros y hormigones radica en la capacidad del material para obstaculizar la penetración de líquidos y gases en su interior. Esta cualidad depende fundamentalmente de la porosidad de la pasta endurecida de cemento y a su vez de la porosidad de los granos de los agregados usados para la fabricación del mortero. Debe tenerse en cuenta que con el empleo de un bajo factor agua/cemento, la porosidad de la pasta de cemento endurecida se reduce y le confiere al mortero la cualidad de material "impermeable".

Finalmente, se puede decir que para obtener una baja permeabilidad, la dosificación debe hacerse teniendo en cuenta una baja relación agua/cemento, un consumo más elevado de cemento, una granulometría adecuada del árido empleado y por supuesto una buena ejecución y un buen curado (Wainshtok, 1998).

2.2 CEMENTO

En un sentido más amplio, el cemento puede describirse como un material con propiedades de adherencia y cohesión que lo hacen capaz de aglutinar fragmentos minerales en una masa compacta. Desde la antigüedad se ha empleado alguna forma de mortero para aglutinar piedra, grava y algún otro material para propósitos estructurales. A través de los años se ha escrito mucho sobre el tema del concreto y del cemento en sus diversas formas (Paul y Pama, 1992).

Muchos de los cementos actualmente en el mercado han sido desarrollados para asegurar buena durabilidad del hormigón en las más variadas condiciones ambientales. No ha sido posible sin embargo, encontrar en la constitución del cemento una completa respuesta a este problema. Las principales propiedades mecánicas del hormigón endurecido tales como retracción, fluencia, permeabilidad, resistencia, etc., son afectadas también por otros factores además del cemento, aunque éste los determina en una gran parte, de ahí su importancia.

En el ferrocemento, más que en el hormigón armado, la calidad del cemento puede afectar sensiblemente su comportamiento principalmente en lo que se refiere a la durabilidad de los elementos debido a los pequeños espesores y al reducido recubrimiento del acero. Ahora, se puede decir que un consumo entre 500 y 800 kg/m³ de mortero es lo usual en el ferrocemento (Wainshtok, 1998).

En la fabricación del muro de contención se utilizó Cemento Bío Bío Especial Siderúrgico en grado corriente, según la norma NCh 148.

El cemento Bio Bio Especial Siderúrgico es un cemento elaborado sobre la base de clínker, escoria básica granulada de alto horno y yeso. De acuerdo a la norma NCh 148 Of.68, se clasifica según su composición y resistencia, como cemento clase siderúrgico, grado corriente. Según la norma ASTM C 595 (USA), se clasifica como Tipo IS. Según la norma EN 197-1 (UE), Notación III/A.

En la siguiente tabla se entregan algunos datos técnicos del cemento utilizado en la fabricación del mortero (Cementos Bio Bio, 2004):



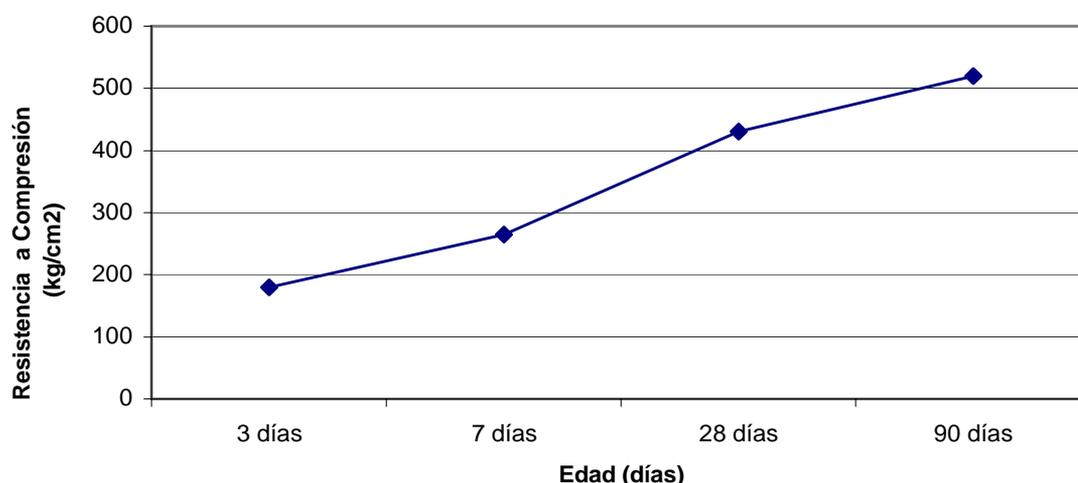
DATOS TÉCNICOS		
Características Generales	Cemento Bio Bio Especial	Requisitos NCh 148 Of 68
Clase	Siderúrgico	
Grado	Corriente	
Características Físicas y Mecánicas (*)		
Peso Específico (g/cm ³)	3,0	
Expansión de Autoclave (%)	0,05	1,0 máx
Fraguado Inicial (h:m)	2:50	01:00 mín
Fraguado Final (h:m)	3:40	12:00 máx
Características Químicas (*)		
Pérdida por Calcinación (%)	2,2	5,0 máx
SO ₃ (%)	1,4	4,0 máx
Resistencia Compresión (Kg/cm²) (**)		
3 días	180	
7 días	265	180 mín
28 días	430	250 mín
90 días	520	

Tabla 2.1 Datos técnicos cemento Bio Bio Especial Siderúrgico.

(*) Valores Promedio

(**) Mortero NCh 158 (ISO RILEM)

CEMENTO BIO BIO ESPECIAL TALCAHUANO
Gráfico Rc v/s Edad
Mortero NCh 158 (ISO-RILEM)



2.3 ÁRIDOS

El árido utilizado en la elaboración del mortero es la arena, con un tamaño máximo de aproximadamente 5 mm, aunque dependiendo del espesor del elemento y la densidad de la armadura puede ser necesario limitar el diámetro a valores inferiores a 4 mm. Como recomendación, se debe escoger el tamaño máximo del árido en función de la abertura de la malla y de la separación entre las capas de refuerzo, de manera de asegurar una buena penetración del mortero y obtener así una matriz homogénea (Guevara et al., 1990). El árido se encuentra disperso en toda la masa del mortero y ocupa entre el 60 al 70 % de su volumen (Wainshtok, 1998; Mesa et al., 1989), por lo que el árido utilizado en la producción del mortero para el ferrocemento debe ser resistente, impermeable y capaz de producir una buena trabajabilidad para garantizar una buena penetración entre las armaduras.

Se ha demostrado que la granulometría de las partículas de arena, no influye sobre la resistencia a la tracción del ferrocemento, mientras que la resistencia a la compresión que depende principalmente del mortero, sí es sensible a la variación de la granulometría y composición mineralógica de la arena (Wainshtok, 1998; Mesa et al., 1989; Paul y Pama, 1992).

Por su parte, la Gerencia de Asesoría Técnica de Cementos Bio Bio recomienda lo siguiente para los agregados del ferrocemento: Normalmente son arenas de tamaño nominal de 5 mm dependiendo del tamaño máximo, en definitiva, del espesor. Es el caso en estructuras de techumbre con nervaduras de espesor de 6 a 10 cm con varias

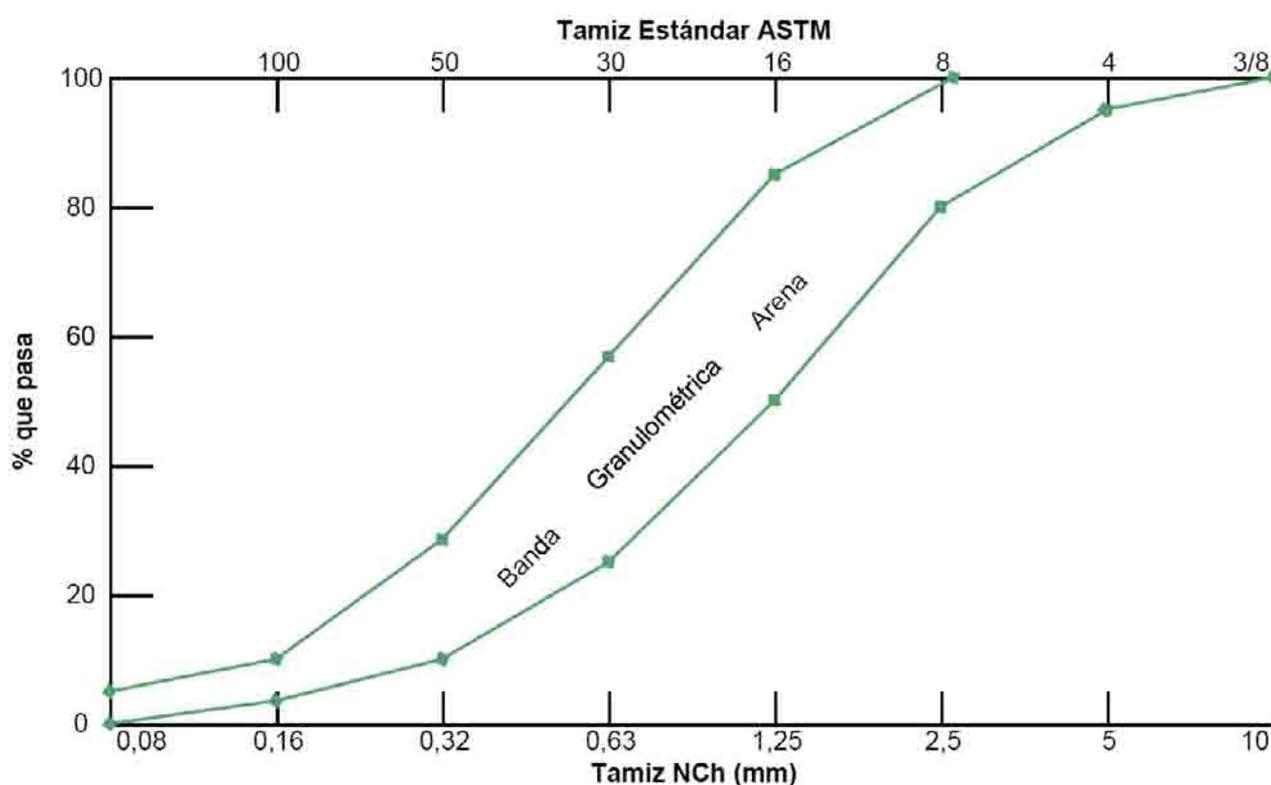
capas de malla, en que el tamaño máximo puede ser 10 mm. En general, las arenas deben estar constituidas por partículas duras, de forma y tamaño estable, limpias y libres de terrones, partículas blandas, arcillas, sales e impurezas orgánicas, u otras sustancias que por su origen o cantidad afecten la resistencia a la durabilidad del mortero.

Los requisitos granulométricos se encuentran en la norma NCh 163 Of.79. Especial importancia reviste el contenido de finos bajo malla # 50, para efecto de la terminación de los elementos. Es recomendable que como mínimo esté sobre el 10% (Carrasco, 2002).

Como árido se empleó arena, la cual se obtuvo del acopio destinado a los alumnos tesistas, ubicada a un costado del LEMCO. Se usó arena que pasa bajo el tamiz N°5 ASTM (de abertura 5mm), siguiendo las disposiciones de la norma chilena NCh165 Of.77 “Áridos para morteros y hormigones - Tamizado y determinación de la granulometría”. También se consultaron las normas NCh 163 Of.79 “Áridos para morteros y hormigones - Requisitos generales” y la NCh 164 EOf.76 “Áridos para morteros y hormigones - Extracción y preparación de muestras”.

A continuación se muestra en forma gráfica la Banda Granulométrica para las Arenas que recomienda la norma NCh 165 Of.77.

Banda Granulométrica para Arenas según NCh 165



2.4 AGUA

La calidad del agua para mezclar el mortero es de vital importancia para el ferrocemento endurecido resultante. Las impurezas del agua pueden interferir en el fraguado del cemento y afectar adversamente la resistencia o provocar manchado en la superficie.

El agua para la realización del mortero debe ser fresca y estar ausente de materias orgánicas y sustancias nocivas como aceites, ácidos sales u otras que puedan afectar las propiedades del mortero o causar la corrosión del acero. El agua de mar no debe ser utilizada. Usualmente el agua destinada al uso público resulta satisfactoria (Wainshtok, 1998; Mesa et al., 1989; Paul y Pama, 1992).

La norma chilena NCh 1498 Of.82 establece que el agua debe ser potable o cumplir con los requerimientos que ella indica. Para el muro estudiado se utilizó agua potable suministrada desde el laboratorio.

2.5 ADITIVOS

Los aditivos se usan para disminuir el gasto de cemento, mejorar las características físico-mecánicas y acelerar una o más de sus propiedades, o sea en forma general para alterar o mejorar una o más de sus propiedades (Paul y Pama, 1992). La mayor parte de los aditivos se usa para mejorar la trabajabilidad, para reducir la exigencia de agua y para prolongar el fraguado del mortero. Los aditivos pueden ser clasificados en grupos según el efecto que deben producir. Los aditivos más comúnmente utilizados en el ferrocemento son (Wainshtok, 1998):

- a) Plastificantes o reductores de agua y superplastificantes.
- b) Aceleradores y retardantes de fraguado.
- c) Incorporadores de aire.
- d) Aditivos de expansión.
- e) Impermeabilizantes.

Existen otros tipos de aditivos que pueden usarse en el ferrocemento. En todos los casos deben cumplir con las normas vigentes, de no ser así su posible uso estará basado en datos de ensayo sobre el mortero a utilizar.

En la ejecución del muro de contención se usaron dos aditivos. El primer aditivo se empleó durante la confección del mortero, con el cual se buscó mejorar la trabajabilidad y aumentar la fluidez para poder colocar el mortero con una pequeña vibración en los lugares con mayor cuantía de acero o pocos accesibles como ocurre en

los bordes. El aditivo empleado fue el superplastificante Sikament® NF Aditivo superplastificante p/hormigón.

Debido a la forma y a otros factores, los cuales se detallarán más adelante, los muros no se “hormigonaron” monolíticamente de una vez, si no que en dos partidas diferentes en el tiempo. Para esto se consultó un aditivo que sirviera como adhesivo estructural entre mortero fresco y mortero endurecido. El elegido fue Sikadur® 32 Gel Puente de adherencia epóxico.

Es importante mencionar que los aditivos fueron elegidos además por otras propiedades que son muy importantes para el caso en estudio. A continuación se entregan algunas cualidades de los aditivos empleados:



Sikadur® 32 Gel (Sika S.A. Chile, 2005)
Puente de adherencia epóxico

Usos	<ul style="list-style-type: none"> - Como adhesivo estructural de hormigón fresco con hormigón endurecido. - Como adhesivo entre elementos de: hormigón, piedra, mortero, acero, fierro, fibrocemento, madera. - Adhesivo entre hormigón y mortero. - En anclajes de pernos en hormigón o roca, donde se requiere una puesta en servicio rápida (24 horas).
Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> - Fácil de aplicar - Libre de solventes - No es afectado por la humedad - Altamente efectivo, aun en superficies húmedas - Trabajable a bajas temperaturas - Alta resistencia a tracción

Tabla 2.2 Características producto Sikadur® 32 Gel.

Sikament® NF (Sika S.A. Chile, 2005)
Aditivo superplastificante p/hormigón

Usos	<ul style="list-style-type: none"> - Reducción del tiempo de colocación del hormigón. - Colocación del hormigón con una pequeña vibración en los lugares con gran cuantía de acero o pocos accesibles. - Rapidez en la colocación del hormigón bombeado. - Aceleración del desarrollo de las resistencias mecánicas del hormigón. - Reducción de los plazos de desencofrado, por cuanto se obtienen elevadas resistencias iniciales. - Reducción de los tiempos de curado mediante tratamientos térmicos.
-------------	---

Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> - Consistencia fluida sin disminución de resistencias mecánicas. - Incremento de la impermeabilidad, durabilidad y resistencia al ciclo hielo-deshielo. - Confiere al hormigón una superficie de excelente calidad y permite realizar formas complicadas. - Aumento de la productividad de la faena de hormigonado, facilidad de colocación, compactación y terminación superficial.
-----------------	---

Tabla 2.3 Características producto Sikament® NF.

2.6 ARMADURA Y MALLAS DE REFUERZO

La malla de alambre es uno de los componentes esenciales del ferrocemento. La malla generalmente consiste en alambres delgados, ya sean entretejidos o soldados para formar la malla. Debe ser fácil de manejar y lo suficientemente flexible para poderla doblar en las esquinas agudas y adaptarse a las más diversas formas. La función de la malla y de las varillas de refuerzo es, en primer lugar, actuar como marco para dar forma y para sostener el mortero en estado fresco (en el caso de no usarse encofrado) y posteriormente absorber los esfuerzos de tracción que el mortero solo no sería capaz de soportar.

Con el correr del tiempo, una estructura está sujeta a muchos golpes, torceduras y dobleces que dan como resultado grietas y fracturas, a no ser que se introduzca suficiente acero de refuerzo para absorber estos esfuerzos. El grado en que se reduzca la fracturación de una estructura depende de la concentración y dimensiones del refuerzo empleado. El comportamiento mecánico del ferrocemento depende en gran parte del tipo, cantidad, orientación y resistencia del refuerzo y en especial del grado de concentración; y de las dimensiones de las mallas dependerá su comportamiento al agrietamiento (Wainshtok, 1998; Paul y Pama, 1992).

La armadura o refuerzo utilizado en el ferrocemento puede ser dividido en dos clases: armadura difusa y armadura discreta.

Armadura difusa:

Está constituida por alambres de pequeños diámetros, formando mallas con espaciamiento pequeño, las cuales se distribuyen uniformemente dentro del mortero. Las más comunes de las mallas, son la malla gallinero hexagonal con abertura de una pulgada o algunas mallas electrosoldadas.

Armadura discreta:

Sirve de esqueleto, formada por barras de acero de pequeño diámetro sobre las cuales se sujeta la armadura difusa. También sirve de armadura suplementaria para contribuir a la resistencia, Fe 4, 6, 8 y 12 mm. (Carrasco, 2002).

2.6.1 TIPOS DE MALLAS

- a) Armadura difusa:
- Malla de alambre de tejido hexagonal (de gallinero).
 - Malla de alambre de tejido cuadrado.
 - Malla electrosoldada de tejido cuadrado o rectangular.
 - Malla de metal desplegado de uso restringido, no es recomendable en estructuras con sollicitaciones bidireccionales.
 - Mallas de Watson, combinación de alambre de alta resistencia, separadas con alambre de acero dulce.
- b) Armadura discreta:
- Malla Armadura de esqueleto
 - Armadura suplementaria

La armadura de esqueleto está constituida por barras de acero de diámetro entre 4 mm y 12 mm.; van soldadas o amarradas entre sí, para luego sostener las mallas de alambre. Su uso está normalmente limitado a aplicaciones artesanales, sin uso de moldaje.

Las armaduras suplementarias tienen función estructural, actuando en conjunto con las mallas de alambre o alambrón. Están constituidas por barras de acero, normalmente utilizadas en obras civiles (Carrasco, 2002).

A continuación se detallarán las mallas y refuerzos que se emplearon en la ejecución de los muros.

2.6.2 MALLA DE ALAMBRE HEXAGONAL

La malla de alambre hexagonal, conocida comúnmente como malla gallinero, es la más económica y fácil de manejar. Se forma por el trenzamiento de alambres galvanizados que generalmente se entretreje en patrones hexagonales. La malla por lo general tiene de 0,5 a 1,5 mm de diámetro, y normalmente con un espaciado entre 12,5 y 25 mm aunque puede ser mayor.

En la construcción de los muros de contención se utilizó la malla hexagonal de tipo $\frac{3}{4}$ " x 22, o sea de abertura nominal $\frac{3}{4}$ ", calibre de alambre 22 (*BWG: Birmingham Wire Gauge*) y de alto 1,0 m. A continuación se entregan algunos datos del fabricante:



Malla Hexagonal Galvanizada (Inchalam, 2005)

Largo normal: 50 m

Alturas normales de: 0,60 - 0,80 - 1,00 - 1,20 - 1,50 - 1,80 m

Tipo	Abertura Nom. pulg	Peso kg x m ² (aprox.)	Diámetro mm	Carga Ruptura kg
3/ 4 x 22	3/ 4	0,36	0,67	11
1 x 21	1	0,36	0,76	14
1 1/ 2 x 20	1,5	0,30	0,84	17
1 1/ 2 x 18e.	1,5	0,72	1,24	46

Tabla 2.4 Propiedades Malla Hexagonal Galvanizada.

2.6.3 MALLA DE ALAMBRE SOLDADO

La malla de alambre soldado o electrosoldada está formada por alambres rectilíneos de acero dispuestos de manera que forman mallas cuadradas o rectangulares soldadas entre sí entre los puntos de contacto. Por ser más rígida, la malla electrosoldada presenta ventajas de montaje en superficies planas, tornándose más difícil su manejo en superficies curvas (Wainshtok, 1998).

A pesar de lo anterior, la malla electrosoldada puede presentar puntos débiles en las intersecciones que resultan de una soldadura inadecuada durante la fabricación de

la malla. Esta deficiencia puede imponer serias limitaciones aun cuando se emplee un alambre de acero de alta resistencia para lograr una mejor malla (Paul y Pama, 1992).

En la construcción del muro se utilizó malla electrosoldada de stock ACMA® C139. A continuación se entrega información proporcionada por el fabricante.

Las mallas soldadas de stock se caracterizan por tener medidas y pesos conocidos y por estar disponibles para entrega inmediata. Son fabricadas de acero AT56-50H de alta resistencia.

Nomenclatura del acero AT56-50H:

- A: Acero.
- T: Trefilado/Laminado.
- 56: 5.600 kg/cm² (límite de ruptura).
- 50: 5.000 kg/cm² (límite de fluencia).
- H: Hormigón.



Las mallas soldadas ACMA® cumplen con las siguientes Normas Chilenas del INN:

- NCh 1173 Of. 77, que establece los requisitos que debe cumplir el alambre de acero de alta resistencia para su utilización en hormigón armado.
- NCh 219 Of. 77, que establece las condiciones de uso de la malla soldada fabricada con alambre de acero de alta resistencia para su utilización en hormigón armado.

Medidas: 2,60 x 5,00 m

Tipo de Malla	Distancia Barras		Diámetro Barras		Sección de Acero		Peso Malla kg
	Longit. mm	Transv. mm	Longit. mm	Transv. mm	Longit. cm ² /m	Transv. cm ² /m	
C139	100	100	4,20	4,20	1,39	1,39	28,34
C188	150	150	6,00	6,00	1,88	1,88	39,03
C196	100	100	5,00	5,00	1,96	1,96	40,04
C257	150	150	7,00	7,00	2,57	2,57	53,10

Tabla 2.5 Propiedades Malla ACMA.

La soldadura por fusión eléctrica, es decir, sin aporte de material, permite lograr uniones más sólidas y terminaciones de alta calidad. Al tener uniones soldadas que no se "corren", las secciones de acero se mantienen sin variación. Gracias a su alta resistencia, el acero AT56-50H permite reducir las secciones, disminuyendo el peso de los elementos de hormigón armado.

Al utilizar mallas soldadas el tiempo de ejecución de las obras se reduce considerablemente, ya que se eliminan las faenas de enderezado, corte, doblado y amarre. Cuando se usan las mallas, se eliminan faenas propias del fierro tradicional, por consiguiente se reduce la utilización de mano de obra especializada. Los cruces soldados a lo largo de las barras proporcionan un anclaje efectivo del hormigón. Por tratarse de elementos prefabricados, las mallas soldadas ACMA® son fáciles y rápidas de instalar, ahorrando tiempo y dinero (Acma S.A., 2005).

2.6.4 BARRAS DE ACERO

El refuerzo utilizado generalmente para el llamado acero de esqueleto, porque conforma el reticulado sobre el cual se colocan las telas de mallas, está compuesto por alambrones o barras con diámetros entre 3 y 10 mm. Estas armaduras se espacian como sea posible, hasta 30 cm cuando no cumplen una función estructural y se usan solamente como espaciadores entre las telas de mallas. Cuando actúan conjuntamente con las telas de mallas como refuerzo principal, su espaciamiento va de 5 a 15 cm entre sus ejes (Wainshtok, 1998).



Para el muro en estudio se usaron barras con resaltes CAP de calidad A44 – 28H de diámetro 10 mm. A continuación se entrega más información técnica.

Las barras son producidas en la Compañía Siderúrgica Huachipato, empleándose para ello acero limpio obtenido a partir de mineral de hierro, permitiendo satisfacer así las exigencias de ductilidad en obras proyectadas para zonas de alta sismicidad, como es Chile. Para uso en refuerzo de hormigón, son producidas con nervadura llamada **resalte** (excepto diámetro 6 mm) lo que aumenta la adherencia entre el acero y el concreto.

Las barras CAP con resaltes están identificadas de acuerdo a lo especificado en la norma NCh 204 of. 78, mediante marcas en relieve que permiten determinar el fabricante y el grado del acero.



Marca de Fabricación



Grado (dos puntos) A44 – 28H

Calidades

Las barras se fabrican de acuerdo a la norma chilena NCh 204 of. 77, el grado normal A44 – 28H y el grado de alta resistencia A63 – 42H. El cumplimiento de las propiedades mecánicas del producto se aseguran a través de los ensayos que establece la norma y cuyas especificaciones se muestran a continuación:

Calidad Acero	Ruptura (R) MPa (kgf/mm ²) (1)	Fluencia (E) MPa (kgf/mm ²) (1)	R/E	Alargamiento (2)
A44 – 28H	440 (44)	280 (28)	≥ 1,33	16%
A63 – 42H	630 (63)	420 (42) a 580 (58)	≥ 1,33	$\frac{7.000}{R} - K$ (3)

Tabla 2.6 Propiedades de las barras de acero CAP.

(1) : 1 MPa = 0,10 kgf/mm² aproximadamente.

(2) : En probeta de largo inicial 200 mm.

(3) : Esta relación deberá ser ≥ 8; R en MPa.

K es un coeficiente que depende del diámetro de la Barra.

∅(mm)	8	10	12	16	18	22	25	28	32	36
K	2	1	0	0	0	1	2	3	4	5

Dimensiones

En diámetros de 6 a 12 mm se producen en rectas y rollos y de 16 a 36 mm como barras rectas. Sólo se muestran algunas barras:

Diámetro (mm)	Sección (cm ²)	Masa (kg/m)	Formas de entrega normal
6	0,283	0,222	Rollos de 500 a 1.050 kg aproximadamente
8	0,503	0,395	
10	0,785	0,617	Rectas, largos (m) 6-7-8-9 10-11-12
12	1,131	0,888	

Tabla 2.7 Dimensiones de las barras.

3.1 INTRODUCCIÓN

En los últimos años se ha trabajado en varios países con el fin de determinar las características físico-mecánicas y el comportamiento del ferrocemento solicitado bajo distintos tipos de cargas. Desde la década del '80 se han efectuado estudios sobre las propiedades mecánicas del ferrocemento, pero el enfoque fundamental para formular estas propiedades es muy reciente.

Debido a la escasa existencia de normas internacionales para la realización de los ensayos, no se pueden establecer valores de diseño para la diversidad de métodos, equipos y dimensiones de probetas que han utilizado los diversos investigadores. Además, algunas de sus propiedades no han sido suficientemente investigadas a la fecha y no se dispone de suficiente información técnica para sugerir y elaborar fórmulas de diseño aceptables. Sin embargo, los datos obtenidos determinan un rango de valores que pueden emplearse como criterio a la hora de realizar aproximaciones tentativas de diseño.

3.2 ESFUERZO v/s DEFORMACIÓN

Idealmente el ferrocemento actúa como un material homogéneo en el rango elástico, y el esfuerzo del compuesto se obtiene de las leyes de la mezcla. En una muestra de ferrocemento sometida a esfuerzos de tensión crecientes, se observan tres niveles de comportamiento. Estos niveles se clasifican dependiendo del ancho de las grietas como lo muestra la siguiente tabla (Paul y Pama, 1992):

Nivel	Nivel del material	Comportamiento	Ancho de grietas μ^*	Esfuerzos kg/cm^2			Alargamiento unitario ϵ_{20}	
				σ_{20}	σ_{50}	σ_{100}	ϵ_{50}	$\epsilon_{100} \times 10^{-6}$
I	Linealmente elástico	Impermeable	–	–			–	
Ia	Casi elástico	Impermeable	00 – 20	33 kg/cm^2			200	
Ib	No linealmente elástico	No corrosivo I	20 – 50	36 kg/cm^2			290	
II	Elasto – Plástico	No corrosivo II	50 – 100	43 kg/cm^2			645	
III	Plástico	Corrosivo	> 100	–			–	

* 1 μ (micra) = 1×10^{-6} m

Tabla 3.1 Fases de trabajo, esfuerzos y alargamiento del ferrocemento bajo esfuerzos de tracción.

En estudios realizados sobre muestras de ferrocemento se investigó su comportamiento a la tracción. Con los datos obtenidos se elaboró una curva típica de esfuerzo – deformación como la mostrada en la figura 2.1. En la figura 2.2, se muestra una curva idealizada del ferrocemento a tracción y compresión.

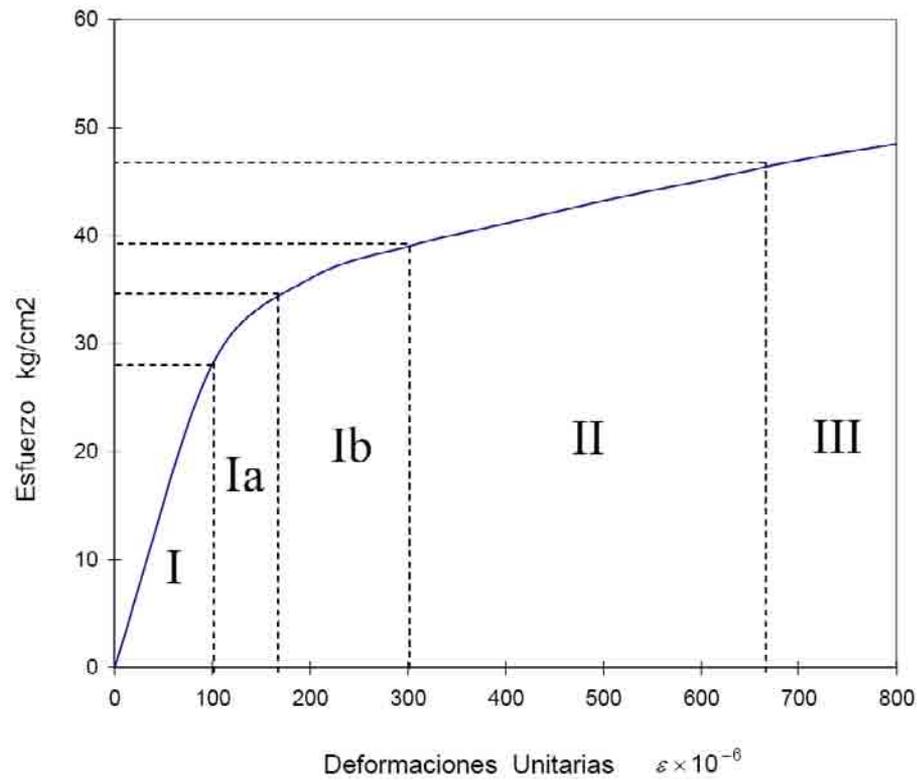


Figura 2.1 Curva Esfuerzo – Deformación para una muestra de Ferrocemento sometida a tracción.

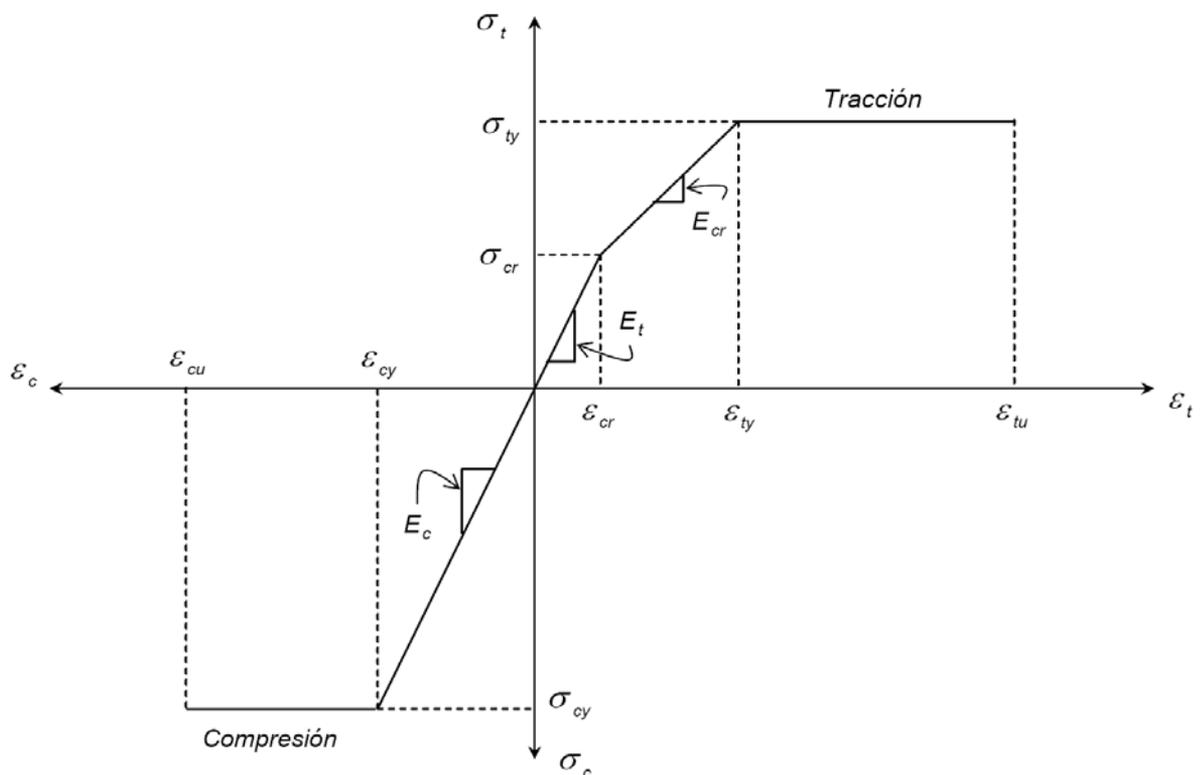


Figura 2.2 Curva Idealizada para una muestra de Ferrocemento a Tracción y Compresión.

A continuación se presenta una breve descripción de la curva esfuerzo – deformación de la figura 2.1 del ferrocemento a diferentes niveles de esfuerzo.

3.2.1 RANGO ELÁSTICO (I)

En este nivel la curva de esfuerzo – deformación es básicamente lineal (Wainshtok, 1998; Olvera 2002; Paul y Pama, 1992), asimismo, ocurren deformaciones elásticas tanto en la armadura como en el mortero. No existe evidencia de formación de grietas y el material es totalmente impermeable. El límite de elasticidad del ferrocemento también es más alto que el del concreto no reforzado.

Con mayor incremento de esfuerzos, el ferrocemento se vuelve casi elástico. Los esfuerzos plásticos del mortero, relativamente pequeños, se detienen por la deformación elástica de los alambres metálicos. Las micro-grietas son invisibles a simple vista y difícilmente se observan aun utilizando instrumentos ópticos (Paul y Pama, 1992). El final de la primera fase y el inicio de la segunda están determinados por la deflexión más o menos acentuada, en dependencia de la cantidad y tipo de refuerzo del diagrama esfuerzo – deformación. Algunos autores localizan en esa transición la formación de la primera fisura microscópica convencional, no siempre visible a simple vista ni con dispositivos ópticos de poca resolución. Estos dos niveles, el elástico lineal y el casi elástico, constituyen el rango elástico de trabajo práctico del ferrocemento (Wainshtok, 1998).

3.2.2 RANGO DE AGRIETAMIENTO (II)

Con posteriores incrementos de carga se originan deformaciones plásticas muy definidas sobre el mortero, donde los refuerzos resisten dichos incrementos. Este es momento de formación y ensanchamiento de las grietas originales. La curva de esfuerzo deformación se aparta de la linealidad y se observa un aumento de las grietas con incremento de esfuerzo, en vez del ensanchamiento de las grietas existentes. En este nivel las grietas son muy finas y se ha observado que están en relación de la superficie específica del refuerzo (Paul y Pama, 1992).

Valkus limita este estado desde la ocurrencia de la primera grieta de 20μ hasta una abertura de 100μ y una deformación de $\epsilon = 645 \times 10^{-5}$ (Wainshtok, 1998).

3.2.3 RANGO DE FLUENCIA (III)

Finalmente se presenta el estado de cadencia o fluencia conforme se incrementa la carga. El proceso de ensanchamiento de las grietas continúa a velocidad uniforme. Antes de llegar a este nivel, ya se ha desarrollado el número máximo de grietas que se formarán, y el incremento de los esfuerzos del mortero se produce por el ensanchamiento de las grietas. La acción combinada del mortero y el refuerzo se mantiene hasta un ancho de grietas de aproximadamente 100μ , posteriormente el refuerzo soporta todas las cargas de tracción, hasta el fallo del elemento por ruptura del acero (Wainshtok, 1998; Olvera, 2002; Paul y Pama, 1992).

3.3 MÓDULO DE ELASTICIDAD

Los análisis descritos más adelante, se basan en estudios de diversos autores e investigadores, principalmente de los Sres. Ricardo Pama y Brian Paul. Esta sección es de carácter teórico, por lo tanto sólo veremos la deducción de las fórmulas. En el Anexo: A se calcula el valor del módulo de elasticidad. En los análisis se hacen las siguientes suposiciones:

- a) La malla de refuerzo puede reemplazarse por fibras alineadas equivalentes y el refuerzo es del mismo tamaño, forma, y es continuo a través de toda la sección de la muestra.
- b) El esfuerzo en el refuerzo no excede al límite proporcional.
- c) Cuando el esfuerzo de la fibra alcanza el límite proporcional, la separación de las grietas se vuelve mínima y cesa la contribución de la matriz a la resistencia del compuesto.
- d) El compuesto fluye cuando el refuerzo en el compuesto alcanza el límite elástico aparente.
- e) Se supone que el esfuerzo de tracción en la matriz está distribuido uniformemente a través de la sección transversal.
- f) Las deformaciones por tracción de la matriz son proporcionales a los esfuerzos.

3.3.1 NOTACIÓN

Antes de abordar el tema se exponen los términos usados en las ecuaciones y sus definiciones. Algunos términos serán enunciados en las mismas ecuaciones.

A_{1ij}	=	Área de la fibra i en la parte superior de una franja j
A_c	=	Área total del compuesto
A_{cj}	=	Área del compuesto en la franja j
A_f	=	Área de la fibra
A_m	=	Área del mortero
A_{m1j}	=	Área del compuesto en la parte superior de una franja j
A_{mm}	=	Área de la matriz del modelo supuesto (figura 2.7)
E_{1ij}	=	Módulo de elasticidad de la parte superior del segmento en serie
E_i	=	Módulo de elasticidad de la fibra i
E_m	=	Módulo de elasticidad del mortero
E_{m1j}	=	Módulo de elasticidad parte superior del segmento en serie del mortero
E_r	=	Módulo de elasticidad reducido a la flexión
E_{RL}	=	Módulo de elasticidad total del refuerzo en la dirección de carga
E_t	=	Módulo de elasticidad del compuesto o ferrocemento en el rango elástico
E_{t1j}	=	Módulo de elasticidad parte superior del segmento en serie de la fibra i
F_{1ij}	=	Coseno del ángulo entre la fibra i y la dirección de la carga en la parte superior de la sección en serie de la franja j
F_i	=	Coseno del ángulo entre la fibra i y la dirección de la carga
N_f	=	Fibras orientadas en ángulo con la dirección de carga
N_{f1}	=	Número total de fibras en la parte superior de la sección en serie de la franja j
P_f	=	Carga de la fibra
P_m	=	Carga de la matriz
P_t	=	Carga total o carga del compuesto
R	=	Relación de A_{mm} a A_f
V_f	=	Volumen total de la fibra en la sección en serie
V_f	=	Volumen total del refuerzo en la dirección de carga
v_f	=	Fracción de volumen de la fibra
v_{fe}	=	Fracción de volumen de la fibra alineada equivalente
v_{fi}	=	Fracción de volumen de la fibra i
v_{fj}	=	Fracción de volumen de todas las fibras en el segmento en serie de la franja j
v_m	=	Fracción de volumen del mortero o matriz
v_{me}	=	Fracción de volumen del mortero con fibra alineada equivalente
v_{m1j}	=	Fracción de volumen del mortero en la parte superior del segmento en serie

- ε_{ty} = Deformación del compuesto en fluencia
 η = Factor de eficiencia de las mallas de refuerzo
 σ_{1ij} = Esfuerzo promedio de la fibra i en la parte superior de una franja j
 σ_{cr} = Esfuerzo de la primera grieta del ferrocemento
 σ_f = Esfuerzo promedio a tracción de la fibra
 σ_{fy} = Esfuerzo de fluencia de la fibra
 σ_{fi} = Esfuerzo promedio a tracción de la fibra i
 σ_{fi}^* = Esfuerzo en el microrefuerzo cuando se agrieta la matriz
 σ_m = Esfuerzo promedio a tracción del mortero
 σ_{m1j} = Esfuerzo promedio de la matriz en la parte superior de una franja j
 σ_{mu} = Resistencia última del mortero a tracción directa
 σ_t = Esfuerzo promedio a tracción en la sección del compuesto
 σ_{t1j} = Esfuerzo promedio del compuesto en la parte superior de una franja j
 σ_{ty} = Esfuerzo al cual fluye el compuesto

3.3.2 MÓDULO DE ELASTICIDAD EN TRACCIÓN (Paul y Pama, 1992)

3.3.2a Módulo de Elasticidad en el Rango Elástico

En un material compuesto de una matriz reforzada con fibras uniformemente dispersas a través de él, se supone que las fibras están firmemente adheridas de manera que no ocurra deslizamiento en la superficie de las mismas. En un compuesto con fibras continuas en dirección de la carga, como se muestra en la figura 2.3a, la carga total o carga del compuesto P_t , es compartida entre la carga de la fibra P_f y la carga de la matriz P_m .

Entonces,
$$P_t = P_m + P_f \quad 3.1$$

y en términos de esfuerzos,
$$\sigma_t \cdot A_c = \sigma_m \cdot A_m + \sigma_f \cdot A_f \quad 3.2$$

$$\sigma_t = \sigma_m \cdot V_m + \sigma_f \cdot V_f \quad 3.3$$

En el ferrocemento las mallas de alambre pueden alinearse en el sentido de la carga o en alguna orientación con respecto a ésta, como se observa en la figura 2.3b. Por lo tanto se necesita tomar en cuenta la orientación del alambre de las mallas en la derivación de sus características de resistencia.

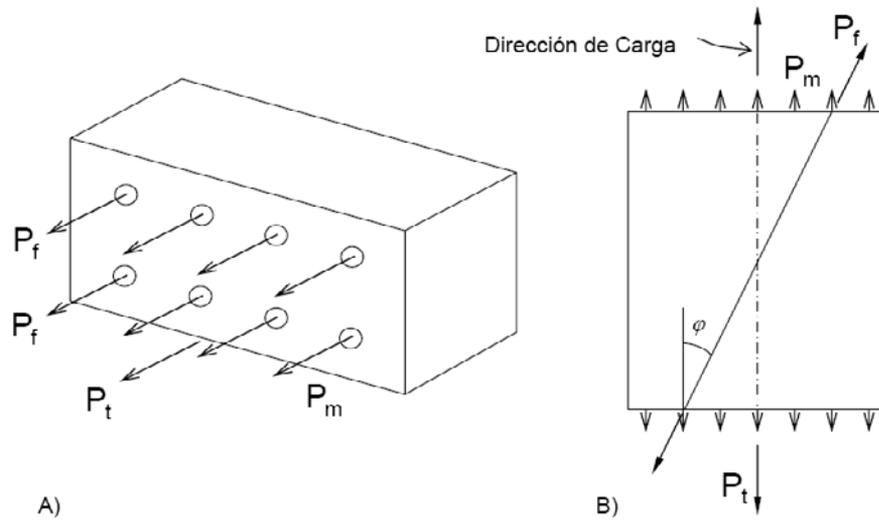


Figura 2.3 Modelos de compuesto fibroso: a) Fibra alineada, b) Fibra inclinada

Al expresar la ecuación 3.3 en forma generalizada para la carga que actúa sobre una sección del compuesto por el área unitaria, soportada por la matriz y las fibras tipo N_f orientadas en ángulo con la dirección de carga, se obtiene lo siguiente:

$$\sigma_t = \sigma_m \cdot A_m + \sum_{i=1}^{N_f} F_i \cdot \sigma_{fi} \cdot A_{fi} \quad 3.4$$

Los Sres. Pama, Sutharatanachaiyaporn y Lee demostraron que al multiplicar la ecuación 3.4 por la longitud unitaria en dirección de la carga, y observando que en la figura 2.4, A_{fi}/F_i es igual a v_{fi} , la ecuación 3.4 nos conduce a

$$\sigma_t = \sigma_m \cdot v_m + \sum_{i=1}^{N_f} F_i^2 \cdot \sigma_{fi} \cdot v_{fi} \quad 3.5$$

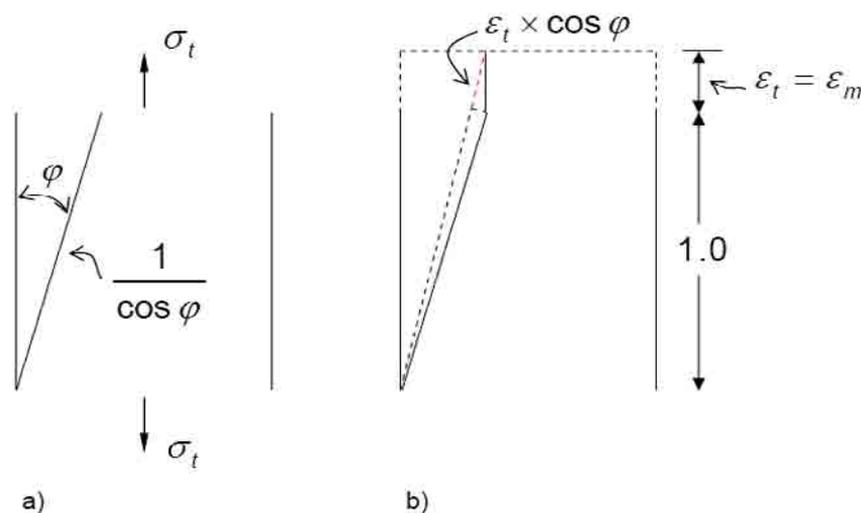


Figura 2.4 Deformación inclinada en la matriz: a) antes de la carga, b) después de la carga

Puesto que no ocurre deslizamiento alguno en la superficie de contacto, la deformación en la matriz es igual a la deformación promedio ε_t en el compuesto. En la figura 2.4 se aprecia que el alargamiento de la fibra i , más que la longitud $1/\cos\varphi$ es $\varepsilon_t \cdot \cos\varphi$; por lo tanto el alargamiento ε_i en la fibra está por la ecuación:

$$\varepsilon_i = \frac{\varepsilon_t \cdot F_i}{1/F_i} = F_i^2 \cdot \varepsilon_t \quad 3.6$$

Aplicando la ecuación 3.6 y por la Ley de Hooke (Alvarenga y Máximo, 1983), la ecuación 3.5 se transforma a

$$E_t = E_m \cdot v_m + \sum_{i=1}^{N_f} F_i^4 \cdot E_{fi} \cdot v_{fi} \quad 3.7$$

En una sección típica de un elemento estructural de ferrocemento pueden individualizarse o separarse delgadas franjas (como se muestra en la figura 2.5), cada una de las cuales contiene una capa de un tipo de malla de refuerzo.

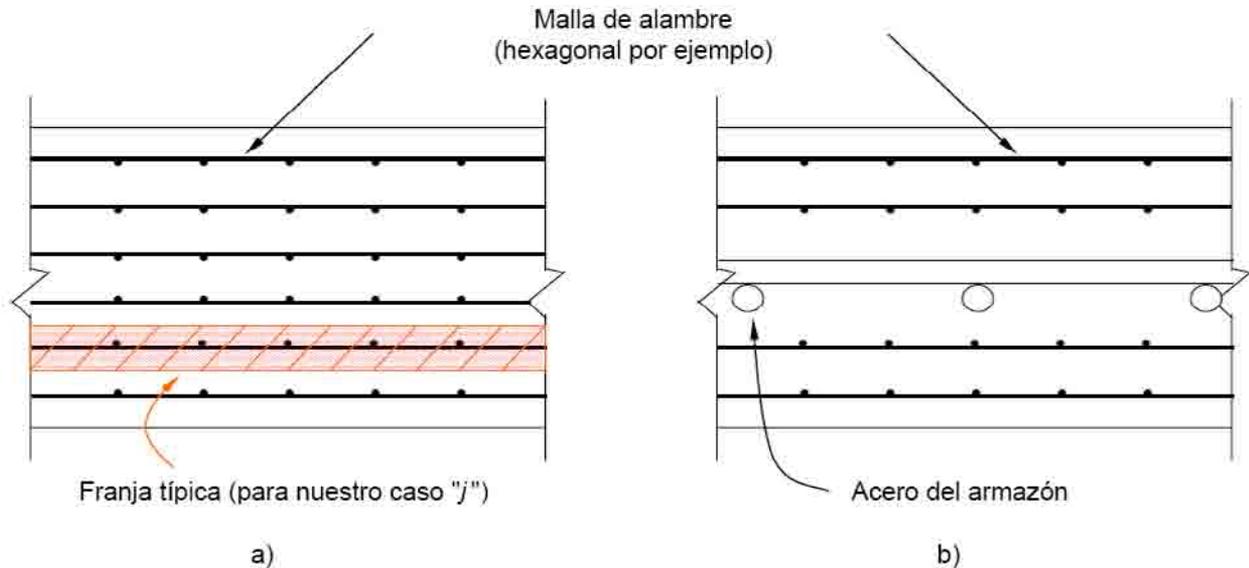


Figura 2.5 Sección transversal típica de un elemento de ferrocemento. a) Sección sin acero del armazón. b) Sección con acero del armazón

Entonces, la misma malla con diferente orientación, puede tratarse como un tipo diferente de malla. La mayoría de las mallas de refuerzo pueden considerarse como si estuvieran formadas por secciones típicas en serie como se ilustra en la figura 2.6.

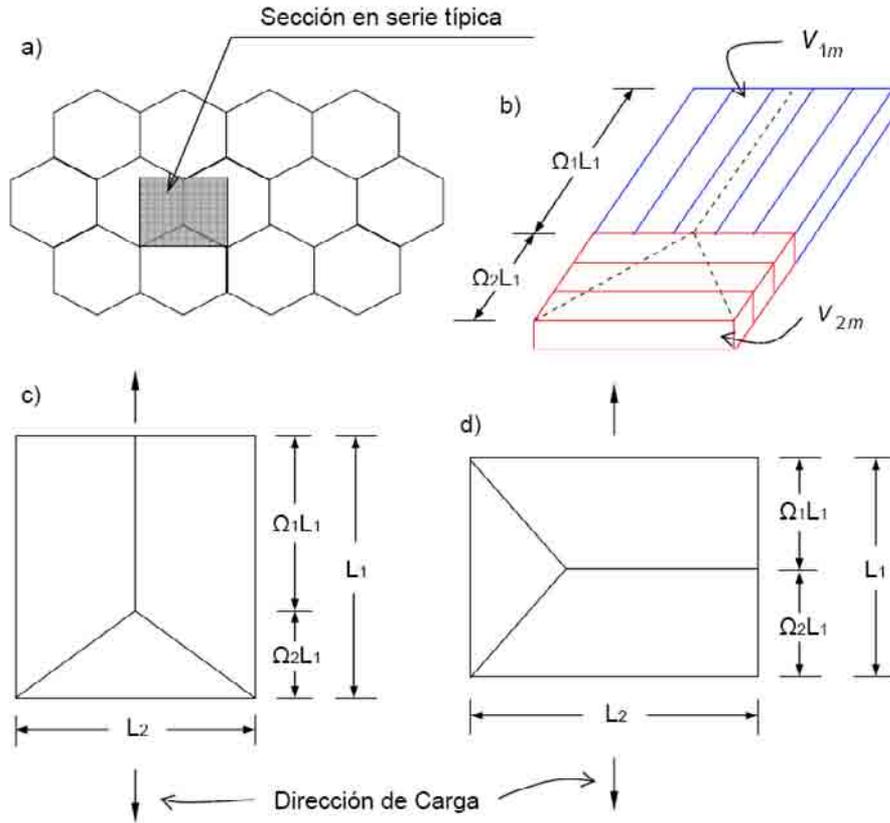


Figura 2.6 Ejemplo de malla hexagonal y su orientación. a) Sección en serie típica.
 b) Fracciones de volumen de mortero respectivos en la sección en serie.
 c) Sección en serie orientada longitudinalmente a la dirección de la carga.
 d) Sección en serie orientada transversalmente a la dirección de la carga.

Los parámetros Ω_{1j} y Ω_{2j} indican las fracciones de longitud de las partes superior e inferior respectivamente, de una determinada franja j . Para la parte superior, el esfuerzo promedio del compuesto, por la ley de los materiales constituyentes, se obtiene de la ecuación 3.4. Entonces para una franja j , el esfuerzo de tensión (o tracción) del compuesto es:

$$\sigma_{t1j} \cdot A_{cj} = \sigma_{m1j} \cdot A_{m1j} + \sum_{i=1}^{N_{f1}} F_{1ij} \cdot \sigma_{1ij} \cdot A_{1ij} \quad 3.8$$

Si multiplicamos la ecuación 3.8 por Ω_{ij} e introduciendo el término

$$\alpha_{1ij} = \frac{A_{1ij} \cdot \Omega_{ij}}{F_{1ij} \cdot V_{fi}} \quad 3.9$$

que denota el volumen de la fibra i en la parte superior del segmento, dividido por el volumen total de fibras en un segmento típico de la franja j , la ecuación 3.8 se expresa como:

$$\sigma_{t1j} = \sigma_{m1j} \cdot \frac{A_{m1j}}{A_{cj}} + \frac{V_{fj}}{A_{cj} \cdot \Omega_{1j}} \cdot \sum_{i=1}^{N_{f1}} F_{1ij}^2 \cdot \sigma_{1ij} \cdot \alpha_{1ij} \quad 3.10$$

$$\sigma_{t1j} = \sigma_{m1j} \cdot v_{m1j} + \frac{V_{fj}}{\Omega_{1j}} \cdot \sum_{i=1}^{N_{f1}} F_{1ij}^2 \cdot \sigma_{1ij} \cdot \alpha_{1ij} \quad 3.11$$

En virtud de la ecuación 3.6 y de la Ley de Hooke (Beer y Johnston, 1993), la ecuación 3.11 se convierte en:

$$E_{t1j} = E_{m1j} \cdot v_{m1j} + \frac{V_{fj}}{\Omega_{1j}} \cdot \sum_{i=1}^{N_{f1}} F_{1ij}^4 \cdot E_{1ij} \cdot \alpha_{1ij} \quad 3.12$$

Ahora, siguiendo el mismo criterio usado para la parte superior del segmento en serie, el esfuerzo promedio y el módulo de elasticidad de la parte inferior de la sección en serie de la franja j puede obtenerse como:

$$\sigma_{t2j} = \sigma_{m2j} \cdot v_{m2j} + \frac{V_{fj}}{\Omega_{2j}} \cdot \sum_{i=1}^{N_{f2}} F_{2ij}^2 \cdot \sigma_{2ij} \cdot \alpha_{2ij} \quad 3.13$$

y

$$E_{t2j} = E_{m2j} \cdot v_{m2j} + \frac{V_{fj}}{\Omega_{2j}} \cdot \sum_{i=1}^{N_{f2}} F_{2ij}^4 \cdot E_{2ij} \cdot \alpha_{2ij} \quad 3.14$$

respectivamente. El sufijo 2 de las ecuaciones 3.13 y 3.14 corresponde al sufijo 1 en las ecuaciones 4.11 y 4.12, y es aplicado a la parte inferior de la franja.

Supondremos generalmente que para un determinado tipo de malla, el módulo de elasticidad sigue siendo el mismo para las fibras en las partes superior e inferior del segmento. Además se supone que el módulo de elasticidad del mortero se mantiene sin cambio en toda la sección. Así pues, basados en estos supuestos, las ecuaciones 3.12 y 3.14 pueden expresarse en forma sencilla como:

$$E_{t1j} = E_{m1j} \cdot v_{m1j} + E_{fj} \cdot v_{fj} \cdot \eta_{1j} \quad 3.15$$

$$E_{t2j} = E_{m2j} \cdot v_{m2j} + E_{fj} \cdot v_{fj} \cdot \eta_{2j} \quad 3.16$$

donde

$$\eta_{1j} = \frac{1}{\Omega_{1j}} \cdot \sum_{i=1}^{N_{f1}} F_{1ij}^4 \cdot \alpha_{1ij} \quad 3.17$$

y

$$\eta_{2j} = \frac{1}{\Omega_{2j}} \cdot \sum_{i=1}^{N_{f2}} F_{2ij}^4 \cdot \alpha_{2ij} \quad 3.18$$

donde η se considera como el factor de eficiencia de la malla por el lado que se trate y depende de las propiedades geométricas de la malla y su orientación.

Para un segmento típico de una franja determinada (como en nuestro caso estudiado), el módulo de elasticidad efectivo del compuesto puede obtenerse considerando el esfuerzo de cada parte, o sea

$$\frac{1}{E_{tj}} = \frac{\Omega_{1j}}{E_{t1j}} + \frac{\Omega_{2j}}{E_{t2j}} \quad 3.19$$

o

$$E_{tj} = \frac{E_{t1j}}{\Omega_{1j} + \Omega_{2j} \cdot \frac{E_{t1j}}{E_{t2j}}} \quad 3.20$$

Finalmente para la sección total

$$E_t = \frac{\sum_{j=1}^{N_m} E_{tj} \cdot n_j \cdot A_{cj}}{\sum_{j=1}^{N_m} A_{cj}} \quad 3.21$$

donde n_j representa el número de franjas que contienen la malla tipo j y A_{cj} representa el área del compuesto en la franja j y N_m representa el total de tipos de malla de alambre usado.

En el modelo teórico visto para el módulo de elasticidad en el rango no agrietado (ecuación 3.21), se considera al compuesto de ferrocemento subdividido en franjas, conteniendo cada una de ellas una capa de malla. Este análisis se basa en que una sección de ferrocemento puede contener refuerzos de malla de diferentes tipos, orientaciones y propiedades mecánicas. Sin embargo para una sección, donde la malla sea uniforme en orientación y propiedades a través de toda ésta, el módulo de elasticidad puede obtenerse mediante la ecuación 3.20. Ahora, si la sección está formada por las mismas mallas cuadradas con propiedades geométricas y mecánicas idénticas e igual orientación, y si la carga está orientada a lo largo de uno de los ejes de simetría; el módulo de elasticidad puede obtenerse utilizando la ecuación 3.15 ó 3.16.

Los investigadores Naaman y Shah demostraron que puede predecirse un valor inferior límite del módulo de elasticidad del ferrocemento, suponiendo que el volumen del mortero es igual a la unidad (Wainshtok, 1998; Paul y Pama, 1992). Entonces se tiene que

$$E_t = E_m + E_{RL} \cdot V_L \quad 3.22$$

donde E_{RL} y V_L son el módulo de elasticidad y la fracción de volumen total del refuerzo en la dirección de la carga, respectivamente.

A partir de la ecuación anterior, los investigadores Huq y Pama desarrollaron un módulo de elasticidad por concepto de fibra alineada equivalente, el cual consiste en reemplazar el refuerzo de una determinada sección de ferrocemento por una cantidad equivalente de fibra alineada en dirección de la carga. Como el compuesto con las fibras alineadas equivalentes debe tener el mismo módulo de Young que el del compuesto normal (con malla de refuerzo), se demuestra que

$$E_t = E_m \cdot v_{me} + E_f \cdot v_{fe} \quad 3.23$$

donde el sufijo e denota el valor correspondiente a la fibra alineada equivalente. Si recordamos que en la ecuación 3.22 se supuso al volumen del mortero igual a la unidad, sustituyendo $(1 - v_{fe})$ por v_{me} y desarrollando la igualdad se obtiene que

$$v_{fe} = \frac{E_t - E_m}{E_f - E_m} \quad 3.24$$

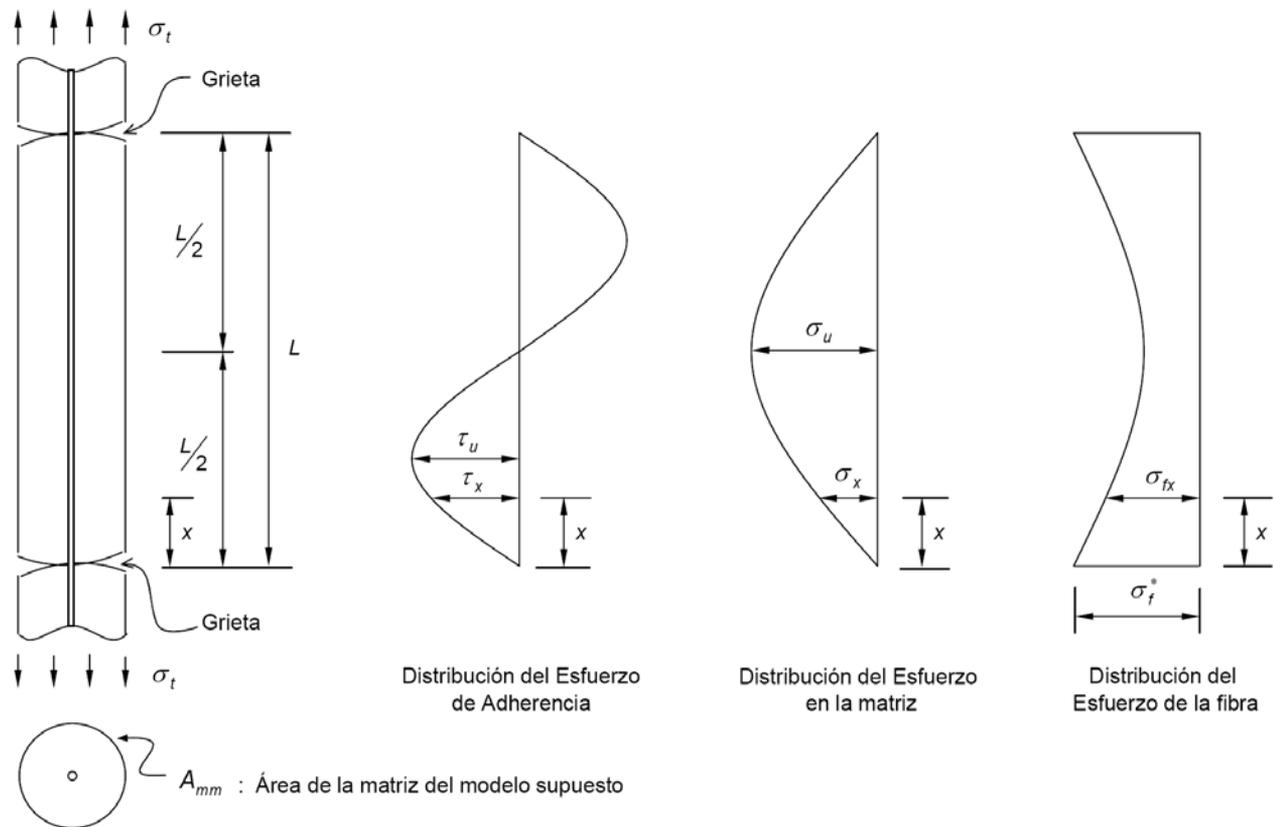


Figura 2.7 Distribución de Tensiones en la zona agrietada de un modelo de compuesto.

3.3.2b Módulo de Elasticidad en el Rango de Agrietamiento

La resistencia del ferrocemento en el rango de agrietamiento puede predecirse utilizando las teorías disponibles relativas a las características de adherencia entre el refuerzo y la matriz, que han sido bien establecidas para el hormigón armado tradicional. Se supone que tan pronto como se agrieta la matriz, el esfuerzo que ha soportado antes de la formación de grietas, se transfiere a las fibras. El refuerzo excedente debe soportarlo la superficie de contacto.

El análisis teórico expuesto a continuación se basa en la condición de que después de que ha ocurrido un agrietamiento considerable, el esfuerzo en la matriz no vuelve a exceder su resistencia a la tracción. Esta condición reduce la separación mínima posible de las grietas que puede ocurrir a elevados esfuerzos del acero. Debe señalarse que la distancia L de la figura 2.7 es la separación máxima posible de las grietas (obtenido al aparecer la primera grieta) y es el doble de la separación mínima de las grietas.

Durante el agrietamiento del mortero, el esfuerzo de la primera grieta σ_{cr} del ferrocemento puede obtenerse de la ecuación 3.5 reemplazando σ_t por σ_{cr} y σ_m por σ_{mu} , así la ecuación se transforma en

$$\sigma_{cr} = \sigma_{mu} \cdot V_m + \sum_{i=1}^{N_f} F_i^2 \cdot \sigma_{fi}^* \cdot V_{fi} \quad 3.25$$

Algunos investigadores como Amel'Yanovich, Bezukladov, Bogoyavlenskiy, Naaman, Shah y Verbitsky (Paul y Pama, 1992) observaron en sus experimentos que el esfuerzo al aparecer la primera grieta, es una función de la superficie específica del refuerzo (S_L), que se define como la relación del área superficial total del alambre en contacto con el mortero, en la dirección de carga al volumen del compuesto. Si usamos la fórmula empírica del Sr. Naaman, la resistencia a la primera grieta σ_{cr} puede obtenerse así:

$$\sigma_{cr} = 2,40 \cdot S_L + \sigma_{mu} \quad 3.26$$

donde S_L es la superficie específica del refuerzo en dirección de la carga.

Ahora, se define la deformación del compuesto en fluencia como

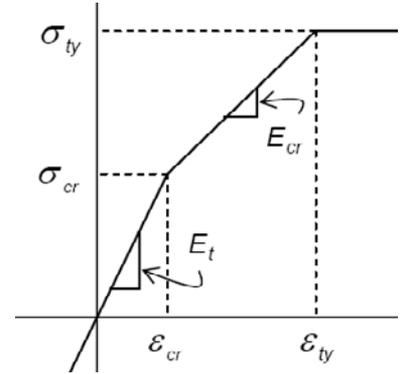
$$\varepsilon_{ty} = \frac{1}{E_f} \left[\sigma_{fy} - \frac{\sigma_{mu} \cdot R}{2} \right] \quad 3.27$$

Teniendo en cuenta los supuestos c) y d) y utilizando la ecuaciones 3.5 y 3.24, el esfuerzo al cual fluye el compuesto se obtiene a partir de

$$\sigma_{ty} = \sigma_{fy} \cdot V_{fe} \quad 3.28$$

Ahora, recordando una parte de la figura 2.2 (la cual resultó muy útil), podemos corroborar que la deformación en la primera grieta se rige por la relación

$$\varepsilon_{cr} = \frac{\sigma_{cr}}{E_t} \quad 3.29$$



Haciendo alusión nuevamente a la figura, debemos encontrar el valor de la pendiente E_{cr} , usando la forma general para la pendiente de una recta que pasa por dos puntos (Larson et al., 2002)

$$m = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} \quad 3.30$$

Entonces, el módulo de elasticidad del ferrocemento en el nivel de agrietamiento, se obtiene sustituyendo los valores de σ_{cr} , ε_{ty} , σ_{ty} y ε_{cr} de las ecuaciones 3.26, 3.27, 3.28 y 3.29 respectivamente en la siguiente expresión

$$E_{cr} = \frac{\sigma_{ty} - \sigma_{cr}}{\varepsilon_{ty} - \varepsilon_{cr}} \quad 3.31$$

3.3.3 MÓDULO DE ELASTICIDAD EN COMPRESIÓN

Siguiendo la misma línea de razonamiento que para la tracción, la resistencia a la compresión del ferrocemento puede obtenerse de las ecuaciones 3.11 y 3.13 para las partes superior e inferior respectivamente del segmento en serie de la franja j (figuras 2.5 y 2.6), pueden expresarse de la siguiente forma

$$\sigma_{c1j} = \sigma_{m1j} \cdot V_{m1j} + \frac{V_{fj}}{\Omega_{1j}} \cdot \sum_{i=1}^{N_{f1}} F_{1ij}^2 \cdot \sigma_{1ij} \cdot \alpha_{1ij} \quad 3.32$$

y

$$\sigma_{c2j} = \sigma_{m2j} \cdot V_{m2j} + \frac{V_{fj}}{\Omega_{2j}} \cdot \sum_{i=1}^{N_{f2}} F_{2ij}^2 \cdot \sigma_{2ij} \cdot \alpha_{2ij} \quad 3.33$$

donde σ_{c1j} y σ_{c2j} denotan el esfuerzo de compresión en las partes superior e inferior respectivamente.

Del mismo modo se obtiene el módulo de elasticidad a compresión de las ecuaciones 3.12 y 3.14 para las partes superior e inferior respectivamente del segmento en serie de la manera siguiente

$$E_{c1j} = E_{m1j} \cdot v_{m1j} + \frac{v_{fj}}{\Omega_{1j}} \cdot \sum_{i=1}^{N_{f1}} F_{1ij}^4 \cdot E_{1ij} \cdot \alpha_{1ij} \quad 3.34$$

y

$$E_{c2j} = E_{m2j} \cdot v_{m2j} + \frac{v_{fj}}{\Omega_{2j}} \cdot \sum_{i=1}^{N_{f2}} F_{2ij}^4 \cdot E_{2ij} \cdot \alpha_{2ij} \quad 3.35$$

El módulo de elasticidad E_c para toda la sección puede expresarse siguiendo los análisis de la ecuación 3.15 a la 3.21 de la siguiente manera

$$E_c = \frac{\sum_{j=1}^{N_m} E_{cj} \cdot n_j \cdot A_{cj}}{\sum_{j=1}^{N_m} A_{cj}} \quad 3.36$$

El modelo teórico presentado para el módulo de elasticidad es válido dentro del rango sin agrietamiento. Algunos resultados experimentales obtenidos por diversos investigadores concluyen además, que el módulo de elasticidad a compresión directa aumenta proporcionalmente con el incremento del contenido de acero.

3.3.4 MÓDULO DE ELASTICIDAD EN FLEXIÓN

Numerosos investigadores han determinado el módulo de elasticidad en la flexión. Para una sección rectangular y teniendo en cuenta la diferencia entre el módulo de elasticidad del ferrocemento en tracción y compresión considerando que se cumple la ley de Hooke, se determina el siguiente módulo de elasticidad reducido a la flexión:

$$E_r = \frac{4 \cdot E_t \cdot E_c}{(\sqrt{E_t} + \sqrt{E_c})^2} \quad 3.37$$

Investigadores como Bezukladov, plantean valores de $E_r = 25.000$ MPa, pero sugiere utilizar para el diseño $E_r = 20.000$ MPa para cargas de corta duración, y $E_r = 10.000$ MPa para cargas de larga duración.

3.3.5 OTROS ESTUDIOS

Algunos estudios realizados sobre el agrietamiento en paneles de micro-concreto (Hild et al., 2004) consideran previamente una célula elemental de ferrocemento (figura 2.8) consistiendo en un refuerzo continuo (Módulo de Young E_s y fracción de volumen f) embebida en una matriz (Módulo de Young E_c y fracción de volumen $1 - f$).

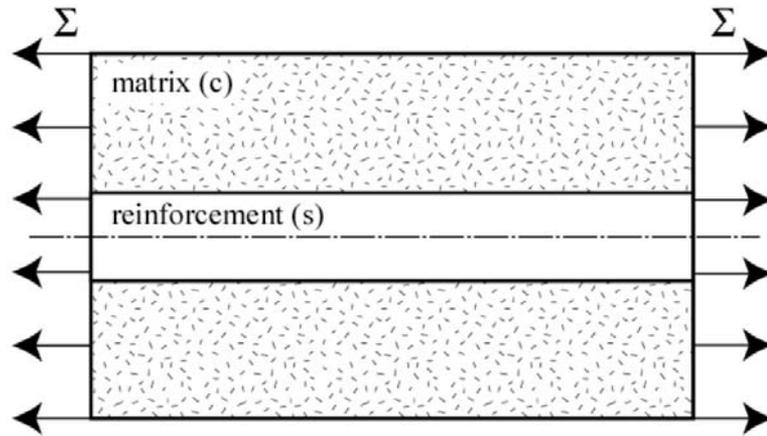


Figura 2.8 Célula elemental

Antes del agrietamiento se asume una interfase perfectamente consolidada de modo que las tensiones longitudinales sean idénticas en la matriz y el refuerzo. Cuando ninguna grieta ocurre, de forma similar a la ecuación 3.23, el módulo de Young macroscópico se asume como:

$$E = (1 - f) \cdot E_c + f \cdot E_s \quad 3.38$$

En la práctica, la malla de acero usada en el estudio (figura 2.9) induce una pérdida de simetría de los paneles de micro-concreto (Hild et al., 2004) cuando carga por los cables longitudinales debido a una excentricidad δ .

Entonces, el equivalente del módulo de Young en la región homogeneizada de la figura 2.9 es calculado como:

$$E_h = (1 - f_h) \cdot E_c + f_h \cdot E_s \quad 3.39$$

donde la fracción de superficie aparente de refuerzo se define de la forma

$$f_h = 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) \cdot \frac{1}{2 \cdot S \cdot d} = \frac{\pi \cdot d}{4 \cdot S} \quad 3.40$$

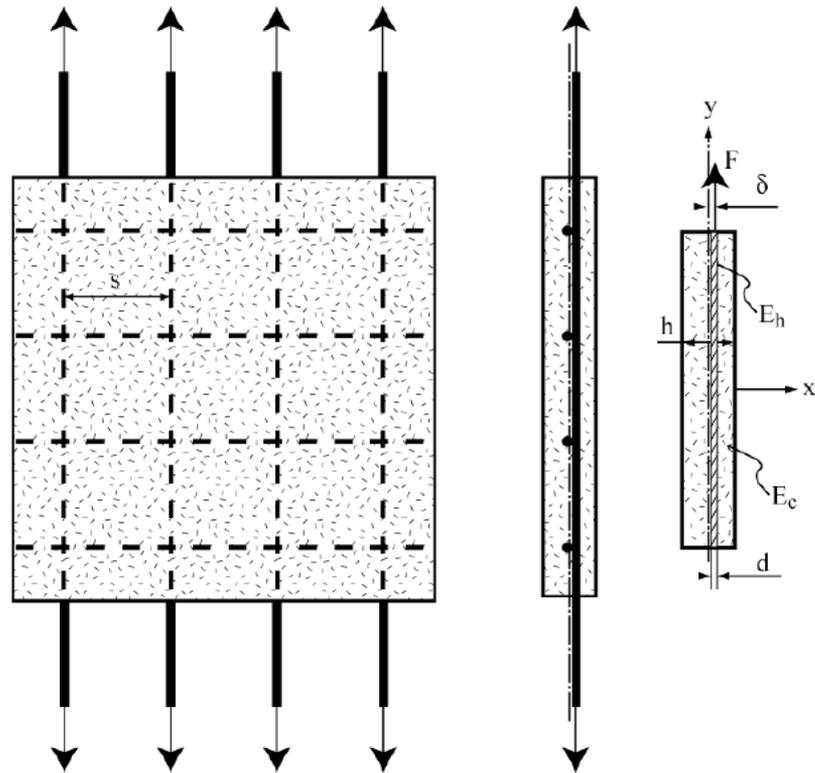


Figura 2.9 Región homogeneizada del estudio del agrietamiento de paneles de micro-concreto.

3.4 COMPORTAMIENTO A TRACCIÓN

Tanto el mortero como el hormigón son considerados materiales con poca resistencia a la tracción. Se conoce que esta resistencia es aproximadamente 1/10 de la resistencia a la compresión.

El ferrocemento tiene una mayor resistencia a la tracción debido a su alto contenido de acero y a la gran dispersión de este. Cuando un elemento de ferrocemento es sometido a esfuerzos de tracción, se pueden observar tres estados en un diagrama esfuerzo – deformación como el indicado en la figura 2.1.

Como se observa, el comportamiento del ferrocemento a tracción y sus estados ya fueron descritos en el punto 3.2, por lo tanto no se volverá a analizar la curva esfuerzo – deformación.

A continuación se entregan algunas conclusiones de investigaciones hechas por los Sres. Ricardo Pama y Shamsul Hug:

1. El valor del módulo de elasticidad puede ser razonablemente predicho en el rango de no agrietamiento por la ley de los materiales compuestos.
2. En el rango de agrietamiento e mortero ha demostrado alguna contribución al valor del módulo, pero hay análisis en los que se ha observado que sólo interviene el refuerzo de la malla.

El módulo en el rango de agrietamiento puede predecirse basado en el comportamiento de un compuesto equivalente con fibras alineadas. Esto depende del esfuerzo y la deformación del compuesto en la primera grieta y en la cadencia.

3. El ancho de las grietas es inversamente proporcional a la superficie de las fibras alineadas equivalentes. Es también función de la resistencia final al cortante del mortero, módulo de elasticidad, resistencia a tracción de las fibras, relación modular y fracción de volumen del compuesto (Olvera, 2002).

Finalmente es importante mencionar, teniendo en cuenta la aplicación del ferrocemento en la construcción, dos tipos de fallos que pueden considerarse a la tracción.

El primer tipo es la rotura del elemento, o sea, cuando se alcanza la resistencia última del material y que ocurre independiente del espesor del elemento, pues el mortero se agrieta mucho antes del fallo y no contribuye directamente a la resistencia del compuesto. Este fallo corresponde generalmente con la resistencia última del acero y si este está orientado en forma normal o distinta de la normal, como es el caso de telas de malla cuadrada soldada orientada a 45° con respecto a la dirección de la carga (Wainshtok, 1998).

Para distinguir las diferencias de resistencia asociadas solamente con la orientación de las mallas, de aquella que se produce por un incremento del área efectiva, es útil introducir el concepto de eficiencia que se obtiene por la relación entre la resistencia real del ferrocemento determinada mediante ensayos y el producto del área efectiva y la resistencia a la tracción del refuerzo, que indica la efectividad de los diferentes tipos de refuerzos de telas de mallas de acuerdo a su orientación (ACI Committee 549, 1999).

El segundo tipo de fallo tiene en cuenta la carga para la cual surge la primera grieta que permite la permeabilidad del agua o la corrosión del acero. El más importante indicador a tener en cuenta en este tipo de fallo es la superficie específica S , ya que a medida que ella aumenta, también lo hace la resistencia del ferrocemento al agrietamiento. Algunos autores señalan una relación directa entre la tensión a la primera grieta y la superficie específica S . Basado en ensayos realizados, como figura en la tabla 3.1, Walkus (Wainshtok, 1998) propone diferentes estados tecnológicos en el trabajo del ferrocemento limitándolos por la abertura de las microgrietas y que corresponden con los tres estados de trabajo del material.

En los dos primeros estados el material es tratado como homogéneo, en el tercero se excluye la colaboración del mortero tomando el acero de refuerzo toda la tracción.

3.5 COMPORTAMIENTO A COMPRESIÓN

Los resultados experimentales indican que la resistencia del ferrocemento a compresión está dada fundamentalmente por el mortero en proporción directa al área de su sección transversal. Las variaciones de la superficie específica y el factor de refuerzo no ejercen influencia apreciable en la resistencia a compresión del ferrocemento. En la figura 2.10 se muestran las curvas esfuerzo – deformación del ferrocemento y del mortero a compresión.

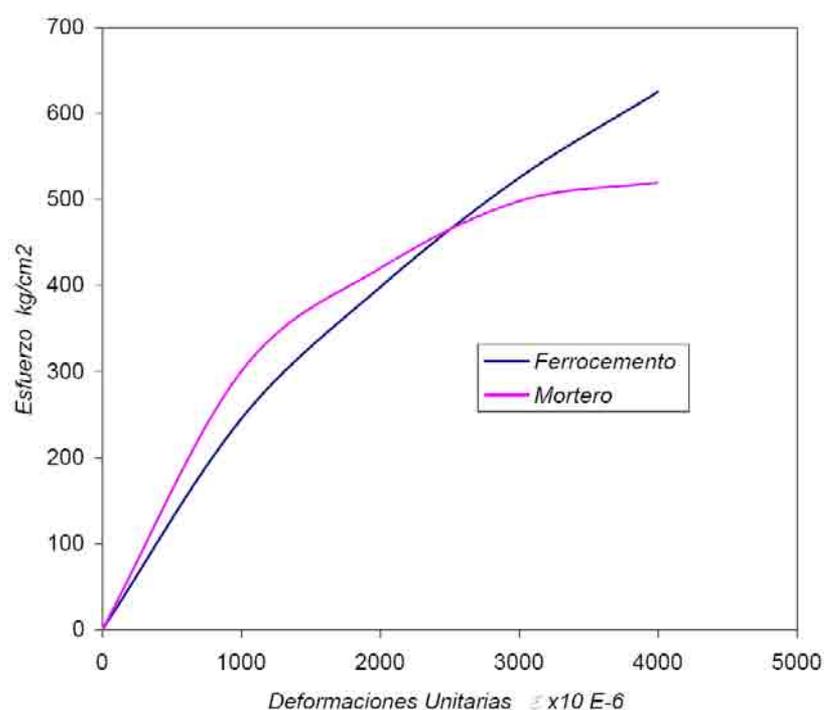


Figura 2.10 Curva Esfuerzo – Deformación para mortero y ferrocemento en compresión axial.

El investigador Vladimir Bezukladov realizó ensayos sobre probetas de ferrocemento con incrementos en la superficie específica S , de 1 a 3 cm^{-2} y del factor del refuerzo de 0,7 a 2,8 % y obtuvo un incremento en la resistencia a la compresión de solo 15 %. Por su parte el señor Kamasundera Rao reporta que el refuerzo de la tela de malla no tiene influencia significativa en la resistencia a compresión. Para valores de superficie específica S de 3,5 cm^{-1} la resistencia a compresión del ferrocemento disminuye como resultado de la pobre compacidad del mortero al tener que pasar por un enmallado muy denso. Sin embargo el tipo, orientación y colocación del refuerzo puede tener alguna influencia con la resistencia a la compresión.

Los Sres. Bezukladov, Paul y Pama sugieren tomar como resistencia última a compresión del ferrocemento, el valor de la resistencia del mortero afectado por un coeficiente igual a 0,85. Si se aplica el criterio de las tensiones permisibles el profesor

Antoine Naaman sugiere un límite de $0,45 \times R'b$ para las tensiones de compresión y el Sr. Petroni sugiere valores máximos entre 12 y 14 MPa, siendo las dos recomendaciones casi equivalentes en la práctica (Wainshtok, 1998).

3.6 COMPORTAMIENTO A LA FLEXIÓN

Una de las sollicitaciones más comunes en los elementos estructurales es la flexión, por ello el interés de su estudio (Guevara et al., 1990). El análisis del ferrocemento a flexión puede llevarse a cabo usando la propiedad del material compuesto, y alternativamente, la teoría tradicional del hormigón armado para las diferentes etapas de carga. Las mallas de alambre generalmente están distribuidas uniformemente por toda la sección de ferrocemento. El acero del armazón que ayuda a dar la figura y forma adecuada, se coloca en dirección longitudinal y transversal con separaciones más anchas; la parte longitudinal prácticamente no tiene contribución dentro del rango elástico debido a su proximidad al centro de gravedad de la sección. Sin embargo, en la condición última tiene una contribución significativa al resistir el momento último siempre que no ocurra pérdida de adherencia entre el mortero y la varilla de acero.

En el ferrocemento, se supone que una sección transversal que era plana antes de la carga, permanece plana después de la carga, y la deformación es proporcional al esfuerzo. Las deformaciones de las fibras de toda la sección transversal bajo esfuerzo, varían directamente de su distancia del eje neutro (Paul y Pama, 1992).

Al analizar una curva carga – desplazamiento de un elemento sometido a flexión simple (figura 2.11), se observa que es aproximadamente trilineal y se pueden apreciar tres zonas de comportamiento bien definidas: elástica, elasto – plástica y plástica.

Análogamente al caso de tracción simple (Estado I), el ferrocemento se comporta como un material elástico hasta la formación de la primera grieta, cuando ocurre una sensible disminución de rigidez del elemento flexado, identificado por la deflexión del diagrama carga – flecha.

En la posterior zona (Estado II), se comporta de forma elasto – plástica, ocurriendo un aumento en el número de fisuras acompañado de un aumento pequeño, pero progresivo de la abertura de las mismas. El diagrama carga – flecha se aproxima bastante a una línea recta.

En la fase final o de fallo (Estado III), el comportamiento del ferrocemento es claramente no lineal, ocurriendo un rápido aumento de las flechas y un acentuado aumento del ancho de las grietas hasta que ocurre el fallo. En este estado se considera

que toda la fuerza de tracción la toma el acero.

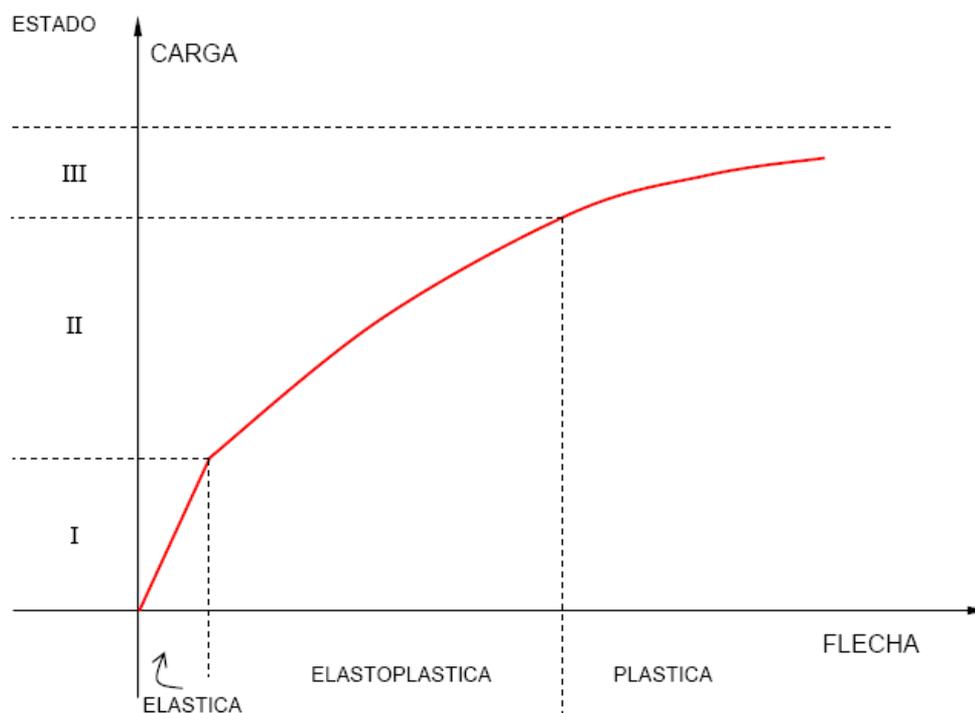


Figura 2.11 Diagrama Carga – Flecha típico de elemento en flexión.

Para el caso de la flexión, deben tenerse en cuenta tres posibles fallos. A los dos señalados para la tracción (rotura del elemento y formación de la primera grieta, que permite corrosión o permeabilidad), se debe añadir la limitación de la flecha a un máximo por problemas de servicio o estructurales (Wainshtok, 1998).

La fuerza última en la flexión naturalmente refleja la influencia combinada de factores que gobiernan la fuerza de tracción y compresión, es decir la cantidad, el tipo, la orientación, y la geometría intrínseca de las capas de refuerzo. Para aislar la importancia de estas variables y destacar las circunstancias donde un análisis convencional de resistencia última es inadecuado, se incorpora un factor de eficiencia. Este factor es equivalente al introducido en la resistencia a la tracción, o sea la relación entre el momento último actual determinado mediante ensayos y el valor del momento último calculado por el método de rotura o de estados límites.

El uso del factor de eficiencia, a pesar de las mínimas diferencias en los métodos usados para determinar el momento último, da un verdadero valor sobre la efectividad del refuerzo utilizado.

En general, la elección adecuada del refuerzo y la orientación de la malla representan un factor importante a tener en cuenta tanto en flexión como en tracción, particularmente cuando se tiene en cuenta la resistencia del ferrocemento a cargas biaxiales.

El espaciamiento de las capas de refuerzo en el ferrocemento es normalmente bastante uniforme en todas partes de la profundidad disponible de un corte transversal, excepto cuando el refuerzo de barras del esqueleto está presente. Sin embargo, la idea de que la concentración de las capas de refuerzo en los bordes superiores e inferiores de un espécimen en flexión aumente su resistencia e esta, debido a su mayor distancia del eje neutro no es ilógica. Sin embargo, tal arreglo a veces puede reducir la resistencia absoluta y el factor de eficiencia, ya que promueve la falla por corte horizontal; la que normalmente no es un problema en unidades de ferrocemento con refuerzo cercano y uniformemente espaciado (ACI Committee 549, 1997).

3.7 RESISTENCIA AL CORTE

Notablemente pocos de los muchos estudios de ferrocemento han incluido la evaluación de la resistencia al cortante, quizás porque el ferrocemento es usado principalmente en delgados paneles donde la razón ancho - profundidad en la flexión es bastante grande que el corte no es el criterio de falla gobernante. La alineación paralela longitudinal de las capas de refuerzo en el ferrocemento impiden con eficacia la inclusión de refuerzo al corte equivalentes a las barras dobladas o estribos usados en el hormigón armado, entonces el ferrocemento no está particularmente indicado para resistir cortante. Sin embargo, esto no es requerido en muchas aplicaciones.

La resistencia al corte ha sido determinada para probetas reforzadas con malla tejida y esqueleto de barras, probadas en flexión a una razón de corte ancho-profundidad de 0,4. Mientras los valores de la prueba reflejan las características del acero y mortero usado, la resistencia al corte permanece en una fracción constante aproximadamente del 32 por ciento del equivalente de la resistencia a flexión para un rango bastante amplio de contenido de acero de 18 a 35 lb/ft³ (288 a 480 kg/m³).

Los tests realizados en flexión sobre probetas reforzadas con malla soldada a razones de ancho-profundidad variadas desde 1 a 3 indican que la falla en corte transversal es posible para probetas con una alta fracción de volumen de refuerzo y una baja resistencia del mortero solo con una pequeña relación ancho-profundidad. Sin embargo en general, la falla por corte es precedida por el alcance de la capacidad flexural del ferrocemento. En el caso del corte en el plano, similar al aquello existente en la red de una viga-I (doble T) bajo carga transversal, la teoría del modelo entramado (Truss Model Theory) ha sido encontrado para dar una buena estimación de la resistencia última al corte.

Algunos constructores de barcos de ferrocemento han demostrado cualitativamente la dureza del material al corte por punzonamiento a través de pruebas accidentales y deliberadas que involucran colisiones con rocas u otros barcos (ACI Committee 549, 1997).

3.8 RESISTENCIA BAJO CARGAS DE FATIGA

El estudio del comportamiento del ferrocemento bajo cargas de fatiga es muy significativo, especialmente donde los elementos están sometidos a cargas similares. A la fecha esta propiedad y otras como la resistencia al impacto se han investigado poco en comparación con sus otras propiedades mecánicas (Paul y Pama, 1992).

Los dos componentes del ferrocemento, acero y mortero, tienen características de fatiga bastante diferentes. La mayor parte de los aceros tienen un límite de resistencia definido; es decir, en niveles de tensión bajo este límite ellos tienen una infinita o al menos una vida de fatiga muy larga. Al contrario, un material frágil como el mortero no tiene un límite de resistencia definido; es decir, este tarde o temprano fallará bajo carga repetida sin importar cuan baja sea la tensión aplicada.

Por lo visto, el comportamiento a la fatiga de uno u otro material puede gobernar el funcionamiento del ferrocemento. Sólo el modo a flexión ha sido estudiado en informes publicados (ACI Committee 549, 1997).

3.9 RESISTENCIA AL IMPACTO

Conocido como un material de construcción muy versátil, posee la característica de alto rendimiento, sobre todo en agrietamiento, resistencia a la tensión, ductilidad, y resistencia al impacto, el ferrocemento podría llegar a ser un material alternativo para mucha clase de aplicaciones, incluso probablemente, como la parte de una estructura protectora en el plan de energía nuclear contra el impacto de un misil. Como su refuerzo está uniformemente distribuido tanto en direcciones longitudinales como en transversales y estrechamente espaciado a través del espesor de la sección, el ferrocemento será muy eficaz en la resistencia a efectos de impacto causados por un impacto de misil. También, la buena distribución de su refuerzo podría causar una zona de daño más pequeño y limitar el tamaño de los fragmentos de concreto. Al final es muy importante porque esto reduce el daño secundario causado por la voladura de fragmentos de concreto (Abdullah et al., 2003).

Se considera que la resistencia al impacto del ferrocemento es ligeramente mayor que la del concreto reforzado tradicional, debido a su elevada capacidad de absorción de energía (Paul y Pama, 1992). Además, los informes que dan testimonio de las características favorables del ferrocemento en colisiones entre barcos o con rocas son numerosos. Los atributos principales parecen ser la resistencia a la desintegración, localización de daño, y facilidad de la reparación. Sin embargo, en vista de la complejidad experimental asociada con la medida de la resistencia de impacto, existen pocos datos cuantitativos o comparativos (ACI Committee 549, 1997; Wainshtok, 1998).

3.10 RETRACCIÓN Y CREEP

Un número limitado de publicaciones hacen referencia a datos cuantitativos que comparan las características de la retracción y el creep de formas diferentes de ferrocemento. Sin embargo, no hay razón de por qué, los principios que gobiernan el comportamiento de hormigón armado convencional generalmente no debieran aplicarse.

El potencial de retracción de la matriz de mortero (no restringido por el refuerzo) es gobernado en gran parte por su contenido de agua, que a su vez es gobernado por la trabajabilidad requerida para la colocación, la graduación de arena, y la presencia de aditivos como puzolanas, limos, agentes reductores de agua e incorporadores de aire, etc. Así, la selección de técnicas de colocación de baja trabajabilidad como shotcrete, la opción de una arena sin finos excesivos, y el empleo de adiciones pueden reducir la retracción de la matriz como las circunstancias lo permitan. La retracción actual del ferrocemento también depende de la restricción ofrecida por el refuerzo, que es una función de la fracción de volumen en la dirección considerada y probablemente otros factores previamente asociados con desarrollo de grietas, es decir, superficie específica, el tipo de refuerzo, y espaciado de alambre en la malla.

Así como la retracción, el creep del ferrocemento es una función del potencial de creep (condición no restringida) de la matriz y la restricción ofrecida por el refuerzo. Otra vez, ciertos parámetros, como una fracción de volumen de pasta/agregados baja y un bajo radio tensión/fuerza aplicado, minimizarán el creep de la matriz de mortero, mientras el creep del ferrocemento puede ser influenciado más a fondo por factores como la fracción de volumen del refuerzo en la dirección de la carga (ACI Committee 549, 1997).

3.11 DURABILIDAD

Aunque las medidas requeridas para asegurar la durabilidad de manera convencional el hormigón armado también se apliquen al ferrocemento, otros tres factores que afectan la durabilidad son únicos para el ferrocemento (Wainshtok, 1998). Primero, el recubrimiento es pequeño y por consiguiente es relativamente fácil para líquidos corrosivos alcanzar el refuerzo. Segundo, el área de la superficie del refuerzo es excepcionalmente alta; entonces el área de contacto sobre la cual las reacciones de corrosión pueden ocurrir, y el costo que resulta de la corrosión, es potencialmente alto. Tercero, aunque el refuerzo de acero usado en el ferrocemento sea generalmente galvanizado para suprimir la corrosión, la capa de zinc puede tener ciertos efectos adversos en la generación de burbujas de gas.

Los tres factores asumen variaciones en los grados de importancia, según la naturaleza de la condición de exposición. Sin embargo, a pesar de estos efectos únicos, no hay reportes en la literatura de corrosiones serias del acero en el ferrocemento, excepto en aquellos que se relacionan directamente con una inadecuada colocación del mortero o una pobre compactación de este, ya que el ferrocemento bien construido tiene relativamente baja permeabilidad. Para asegurar una adecuada durabilidad, es necesaria una matriz compactada totalmente, además de poder usar algún tipo de capa o cubierta protectora. El empleo de materiales puzolánicos (por ejemplo, ceniza volátil de Clase F y tierra granulada de escoria de alto horno) en el ferrocemento puede mejorar la resistencia a sulfatos y al ataque del agua marina de una manera similar a la del hormigón convencional (ACI Committee 549, 1997).

Por último, el escoger una arena fina, proporciona una mayor impermeabilidad al material y evita la corrosión de las capas más extremas del refuerzo, dado los pequeños espesores de recubrimiento (2 – 5 mm.) utilizados en el ferrocemento (Guevara et al., 1990).

3.12 RESISTENCIA AL FUEGO

Independientemente si la matriz está agrietada o no, un problema único para el ferrocemento es su resistencia al fuego potencialmente pobre debido a la delgadez inherente de sus formas estructurales y al bajo recubrimiento anormal para el refuerzo. Existe limitada información en la literatura sobre pruebas de fuego realizadas sobre el ferrocemento (ACI Committee 549, 1997).

4.1 INTRODUCCIÓN

Un aspecto importante en la dosificación de morteros, y que además se relaciona con su empleo y control de calidad en obra, es el sistema mediante el cual se especifica la dosificación. En relación a esta materia, la dosificación debe ceñirse a uno de los dos sistemas que se mencionan a continuación:

a) **Especificación por proporciones.**

Este caso establece las proporciones en que deben mezclarse los materiales cemento:cal:arena, las que pueden estar dadas en peso o volumen.

Al usar este sistema de especificación, el procedimiento para calcular la dosificación del mortero consiste en una operación algebraica que permite pasar de las proporciones impuestas a cantidades por metro cúbico de mortero, cantidad requerida de litros o por saco de cemento.

b) **Especificación por requisitos.**

En general, este tipo de especificación se utiliza cuando los morteros tienen una función estructural, como por ejemplo para el mortero de junta de albañilerías o en morteros de relleno (grout).

El requisito que se exige habitualmente es el de la resistencia a compresión, aunque también pueden imponerse otras condiciones como retentividad, contenido de aire, impermeabilidad, uso de aditivos, dosis mínima de cemento, etc. (Egaña y Zabaleta, 1989).

En relación con estos sistemas de especificación, se puede decir que al avanzar los estudios referentes al mortero, es una tendencia que el sistema por requisitos se generalice, tal como sucedió históricamente con los hormigones.

4.2 CARACTERÍSTICAS DEL ÁRIDO FINO

Los morteros están habitualmente compuestos por un solo árido fino, lo cual trae como consecuencia que algunas de sus principales condiciones estén definidas y ligadas a las propiedades de dicho árido.

Los siguientes alcances debes estar siempre presentes al efectuar la dosificación del mortero:

- La granulometría de este árido único condiciona en forma importante la consistencia del mortero, ya que no es posible efectuar los ajustes granulométricos que permite la existencia de varios áridos. Esto hace necesario muchas veces la adición de cal hidráulica para controlar esta característica.
- El contenido de huecos del árido condiciona la resistencia del mortero, pues el mortero no resulta compacto si la suma de volúmenes absolutos de cemento y agua no rellenan dichos huecos (Egaña y Zabaleta 1989).

4.2.1 GRANULOMETRÍA

Para la elaboración del mortero se empleó arena, la cual se obtuvo del acopio destinado a los alumnos tesisistas, ubicada a un costado del LEMCO. Se usó arena que pasa bajo el tamiz N°5 ASTM (de abertura 5mm), siguiendo las disposiciones de la norma chilena NCh165 Of.1977 "Aridos para morteros y hormigones - Tamizado y determinación de la granulometría". También se revisó la norma americana ASTM C 33.

Luego de efectuado el ensayo granulométrico se obtuvo lo siguiente:

Tamiz (mm)	Tamiz ASTM	Peso Retenido (gr)	% Retenido	% Retenido Acumulado	% acumulado que pasa
5	N°4	23	1,15	1,15	98,85
2,5	N°8	30	1,5	2,65	97,35
1,25	N°16	267	13,35	16	84
0,63	N°30	609	30,45	46,45	53,55
0,315	N°50	887	44,35	90,8	9,2
0,16	N°100	140	7	97,8	2,2
Resto o Residuo		44	2,2	100	0
Sumatoria		2.000	100	354,85	345,15



Figura 4.1 Tamices.

4.2.2 MÓDULO DE FINURA

El módulo de finura es el valor correspondiente a la centésima parte de la suma de los porcentajes retenidos acumulados en los tamices de la serie preferida. Se calcula tanto para arenas como para gravas o áridos totales. Cuanto mayor es el módulo de finura más grueso es el material. El módulo de finura también se puede apreciar en la granulometría (Universidad Católica del Norte, 2004). Ahora, apegándonos a la norma anteriormente citada, tenemos que el módulo de finura se expresa como:

$$MF = 6 - \left(\frac{\Sigma \text{ de los \% que pasan}}{\% \text{ que pasa por tamiz N}^{\circ}5} \right) \quad (\text{NCh 165 Of.77})$$

$$MF = 6 - \left(\frac{348,15}{98,85} \right) \Rightarrow MF = 2,508 \approx 2,51$$

4.2.3 OTRAS PROPIEDADES

Terminología

%ABS	= % de absorción
Dap	= Densidad aparente
Dn	= Densidad neta
DRsec	= Densidad real seca
DRsss	= Densidad real saturada
C.V.	= Coeficiente volumétrico
F	= cantidad de finos < a 0,08 mm
M _{AP}	= Masa recipiente + árido
Msec	= Masa seca

M _{sss}	= Masa saturada sup. seca
M _{su}	= Masa sumergida
P _a	= Masa muestra seca
P _d	= Masa muestra sin finos
w	= Humedad
W _t	= Peso del material natural (húmedo)
W _s	= Peso del material seco en estufa

Humedad

Del material seco al aire se toman 50 gr. que pasan por la malla N°4 (5 mm) y la humedad se determina mediante la expresión:

$$w = \frac{(W_t - W_s)}{W_s} \times 100 \quad \Rightarrow \quad w = \frac{(50 - 48.70)}{48.70} \times 100 \quad , \text{ donde:}$$

$$w = 2,67 \%$$

Esponjamiento

Es el aumento de volumen aparente de un volumen dado de arena, fenómeno que no se presenta en las gravas.

Se tomaron 250 cm³ de arena húmeda en una probeta. Luego se inunda, se agita y se dan golpes suaves en la parte inferior de la probeta para que se desprendan las burbujas de agua y aire y la arena se asiente bien. Finalmente se observa el descenso de la arena inundada.

$$\% \text{ Esponjamiento} = \frac{250 - 210}{210} \times 100$$

$$\% \text{ Esponjamiento} = 19 \%$$

Densidad Aparente

$$D_{ap} = \frac{M_{AP}}{VOL} = 1,687 \text{ (kg/lit)}$$

Densidad real seca

$$DR_{sec} = \frac{M_{sec}}{M_{sss} - M_{su}} = 2,536 \text{ (kg/lit)}$$

Densidad real saturada

$$DR_{sss} = \frac{M_{sss}}{M_{sss} - M_{su}} = 2,587 \text{ (kg/lit)}$$

Porcentaje de Absorción

$$\% \text{ ABS} = \frac{M_{\text{sss}} - M_{\text{sec}}}{M_{\text{sec}}} \times 100 = 1,92 \%$$

Cantidad de Finos

$$F = \frac{P_a - P_d}{P_a} \times 100 = 2,57 \%$$

4.3 CANTIDAD DE AGUA DEL MORTERO

En general, cualquiera sea el método de dosificación (proporciones o requisitos), la dosis de agua queda definida por la trabajabilidad que debe tener el mortero para ser colocado en obra dependiendo al uso que esté destinado.

En obras de nivel medio o bajo, este aspecto queda a criterio del albañil, puesto que él recibe los materiales en seco y va agregando agua a medida que lo va necesitando.

En obras de mejor calidad, el mortero se mezcla generalmente en equipos mecánicos, para distribuirlo totalmente preparado a los albañiles. Para este caso, la cantidad de agua puede estimarse a través de la fluidez necesaria del mortero (medida en la mesa de sacudidas o con el cono de Abrams), de las propiedades de la arena (módulo de finura y tamaño máximo) y del porcentaje de cal que tendrá el mortero. Las siguientes tablas señalan los procedimientos descritos (Egaña y Zabaleta, 1989):

	MF = 3,20			MF = 2,70			MF = 2,20			MF = 1,80			H
% cal	<25	25-50	>50	<25	25-50	>50	<25	25-50	>50	<25	25-50	>50	

ARENA TAMAÑO MÁXIMO 5 mm

fluidez	Dosis de agua y aire (lt/m ³)												
baja	260	265	270	280	285	290	310	315	320	350	355	360	30
media	270	275	280	290	295	300	320	325	330	360	365	370	30
alta	290	295	300	310	315	320	340	345	350	380	385	390	40
muy alta	310	315	315	330	335	340	360	365	370	400	405	410	40

Tabla 4.1 Determinación de la dosis de agua y aire (lt/m³) de un mortero.

MF = módulo de finura de la arena

H = contenido mínimo de aire para un mortero compacto

Fluidez	Asentamiento Cono	Mesa de Sacudidas ASTM
Baja	0 - 2 cm	≤ 130 mm
Media	3 - 8 cm	140 - 175 mm
Alta	9 - 14 cm	180 - 195 mm
muy alta	15 - 20 cm	200 - 220 mm

Tabla 4.2 Criterio de Fluidez adoptado.

NOTA: La tabla 4.1 muestra sólo la parte correspondiente al tamaño máximo del árido usado en este trabajo.

4.4 ECUACIÓN BÁSICA PARA LA DOSIFICACIÓN DE MORTEROS

Para determinar la dosificación de un mortero partiremos de la relación que establece que el volumen total del mortero lo conforma la suma de los volúmenes absolutos de sus componentes, lo cual se expresa así:

$$\frac{C}{pc} + \frac{K}{pk} + \frac{F}{pf} + A + H = 1.000 \text{ (litros)} \quad (4.1)$$

Donde:

C	:	Dosis de cemento por m ³ de mortero	(Kg)
pc	:	Peso específico real del cemento	(Kg/lit)
K	:	Dosis de cal por m ³ de mortero	(Kg)
pk	:	Peso específico real de la cal	(Kg/lit)
F	:	Dosis de arena por m ³ de mortero	(Kg)
pf	:	Peso específico real de la arena	(Kg/lit)
A	:	Dosis de agua libre por m ³ de mortero	(lit)
H	:	Contenido de aire por m ³ de mortero	(lit)

Para su aplicación en estricto rigor, es necesario determinar los pesos específicos reales de los materiales mediante ensayos de laboratorio. Sin embargo para efectos de cálculo pueden utilizarse los siguientes valores:

Material	Peso específico
cemento	pc : 3,00 kg/lit
cal	pk : 2,45 kg/lit
arena	pf : 2,65 kg/lit

Tabla 4.3 Materiales y pesos específicos.

NOTA: El peso específico de la arena se supone en estado saturado con superficie seca (Egaña y Zabaleta, 1989).

4.5 DOSIFICACIÓN POR PROPORCIONES ESPECIFICADAS EN VOLUMEN

Este sistema de dosificación presenta inconvenientes en relación con las variaciones que experimentan el cemento y la cal por efecto de su grado de compactación y la arena por efecto del esponjamiento derivado de su contenido de humedad.

Para este caso de especificación, se recomienda definir la especificación considerando la arena en estado saturado con superficie seca y compactación media. De acuerdo con las variaciones que experimenten la humedad y el esponjamiento, se efectuarán las correcciones necesarias a los volúmenes de agua y arena.

Entonces, si 1: k': f' son las proporciones de cemento, cal y arena; significa que por cada unidad de cemento, medida en un recipiente de volumen conocido, se agregarán k' unidades de volumen de cal y f' unidades de volumen de arena. Para efectos prácticos y cálculos aproximados pueden considerarse las siguientes densidades aparentes de los materiales sólidos que forman la composición del mortero.

Material	Densidad Aparente	Condición del Material
cemento	dc = 1,20 kg/lit	En la bolsa
cal	dk = 0,65 kg/lit	En la bolsa
arena	df = 1,70 kg/lit	Saturada superficie seca, compactación media

Tabla 4.4 Materiales y densidades aparentes.

De esta forma, si se expresa la dosificación del mortero mediante la relación cemento : cal : arena = 1 : k': f', las cantidades por metro cúbico de mortero podrán calcularse a partir de la ecuación 4.1 de la siguiente forma:

$$\frac{C' \cdot dc}{pc} + \frac{K' \cdot dk}{pk} + \frac{F' \cdot df}{pf} + A + H = 1.000 \quad (4.2)$$

en la cual C', K' y F' son los volúmenes aparentes en litros de cemento, cal y arena correspondientes a un metro cúbico de mortero, dc, dk y df las densidades aparentes y pc, pk y pf los pesos específicos reales respectivos. Además se tendrán las siguientes relaciones:

$$K' = k \cdot C' \quad (4.3)$$

$$F' = f \cdot C' \quad (4.4)$$

valores que reemplazados en la ecuación 4.2 originan esta otra:

$$C' = \frac{1.000 - A - H}{dc/pc + k' \cdot dk/pk + f' \cdot df/pf} \quad (4.5)$$

A partir de la ecuación anterior pueden calcularse mediante las ecuaciones 4.3 y 4.4 los volúmenes de cal y arena por metro cúbico de mortero.

Si se desea expresar estas cantidades en la proporción correspondiente al volumen de un saco de cemento, deben multiplicarse los volúmenes por metro cúbico obtenidos anteriormente por el factor:

$$\mu = \frac{42,5}{C' \cdot dc} \quad (4.6)$$

y el volumen V' de mortero preparado será $V' = \mu \cdot 1.000$ (litros)

Como la arena contiene una humedad en obra mayor a la correspondiente al estado saturado con superficie seca, y dado que esa humedad produce esponjamiento, los resultados obtenidos de las fórmulas anteriores deben corregirse como se indica a continuación. Definiremos lo siguiente:

h = La mayor humedad con respecto al estado saturado con superficie seca, o humedad libre, que contiene la arena. Se expresa en forma decimal.

e = Esponjamiento de la arena para la humedad h , medido según procedimiento de la norma respectiva. Se expresa en forma decimal.

Corrección del volumen de arena.

El volumen de arena obtenido de las fórmulas anteriores (F') debe corregirse, considerando su esponjamiento, en la siguiente forma:

$$\text{Volumen de arena húmeda: } F'' = F'(1 + e)$$

Corrección de la cantidad de agua.

El agua por agregar a la mezcla deberá disminuirse en la cantidad de agua libre contenida en la arena:

$$\text{Cantidad de agua por agregar: } A'' = A - h \cdot F' \cdot df \quad (\text{Egaña y Zabaleta, 1989})$$

4.6 DOSIFICACIÓN DEL MORTERO

A continuación se procederá a realizar la dosificación por proporciones especificadas en volumen del mortero que se empleará en la construcción del muro de contención.

Se debe cumplir con la siguiente proporción en volumen (cemento : arena : agua) 1 : 2 : 0,75 para el mortero. El mortero debe ser de calidad M30. *Nótese la ausencia de cal en la fabricación del mortero.*

Se trabajará con las siguientes características mencionadas anteriormente:

Fluidez	:	Media
Módulo de finura	:	2,51
Tamaño máximo del árido	:	5 mm.

a) *Cantidades en volumen por metro cúbico.*

- Dosis de agua y contenido de huecos.

El cálculo del agua se hará mediante interpolación sobre la tabla 4.1. El mortero se fabricará sin cal, lo cual implica un % de cal < 25:

MF	Agua
2,70	290
2,51	X
2,20	320

Diagrama de interpolación: Una llave de corchete a la izquierda agrupa los valores 2,70 y 2,51 con el valor 0,50. Una llave de corchete a la izquierda agrupa los valores 2,51 y 2,20 con el valor 0,31. Una llave de corchete a la derecha agrupa los valores X y 320 con el valor X. Una llave de corchete a la derecha agrupa los valores 290 y 320 con el valor 30.

Ordenando se llega a lo siguiente:

$$\frac{X}{0,31} = \frac{30}{0,50} \Rightarrow X = 18,60 \text{ (lt)}$$

Finalmente la cantidad de agua está dada por:

$$A = 320 - 18,60 = 301,4 \text{ (lt/m}^3\text{)}$$

Ahora, según Tabla 4.1 el contenido de huecos es:

$$H = 30 \text{ (lt/m}^3\text{)}$$

- Dosis de cemento.

De acuerdo a la ecuación 4.5, y teniendo en cuenta la ausencia de cal tenemos:

$$C' = \frac{1.000 - A - H}{dc/pc + \cancel{k' \cdot dk/pk} + f' \cdot df/pf} = 0$$

$$\Rightarrow C' = \frac{1.000 - A - H}{dc/pc + f' \cdot df/pf}$$

y de las tablas de pesos específicos y densidades aparentes (Tablas 4.3 y 4.4), el volumen de cemento por metro cúbico será:

$$C' = \frac{1.000 - 301,4 - 30}{1,20/3,00 + 2 \cdot 1,70/2,65}$$

$$C' = \frac{668,6}{1,683}$$

$$C' = 397,267 \text{ (lt/m}^3\text{)}$$

- Dosis de arena.

Para establecer la cantidad de arena nos remitiremos a la ecuación 4.4 que establece la siguiente relación:

$$F' = f \cdot C'$$

$$F' = 2 \cdot 397,267$$

$$F' = 794,534 \text{ (lt/m}^3\text{)}$$

b) Cantidades en volumen por saco de cemento.

Para expresar las cantidades en la proporción correspondiente al volumen de un saco de cemento, deben multiplicarse los volúmenes por metro cúbico obtenidos por el factor que establece la ecuación 4.6:

$$\mu = \frac{42,5}{C' \cdot dc}$$

$$\mu = \frac{42,5}{397,267 \cdot 1,20}$$

$$\mu = 0,089$$

- Dosis de agua.

Se establece mediante la siguiente relación:

$$A_1 = \mu \cdot A$$

$$A_1 = 0,089 \cdot 301,4$$

$$A_1 = 26,825 \text{ (litros)}$$

- Dosis de cemento.

Se establece mediante la siguiente relación:

$$C'_1 = \mu \cdot C'$$

$$C'_1 = 0,089 \cdot 397,267$$

$$C'_1 = 35,357 \text{ (litros)} \approx 35,4 = 1 \text{ saco de cemento}$$

- Dosis de arena.

Se establece mediante la siguiente relación:

$$F'_1 = \mu \cdot F'$$

$$F'_1 = 0,089 \cdot 794,534$$

$$F'_1 = 70,714 \text{ (litros)}$$

- Volumen de mortero.

Se establece mediante la siguiente relación:

$$V' = \mu \cdot 1.000$$

$$V' = 0,089 \cdot 1.000$$

$$V' = 89 \text{ (litros)}$$

c) **Correcciones por la humedad de la arena.**

Mediante ensayos, se determinó anteriormente que la humedad $h = 2,67\%$ produce un esponjamiento del orden de $e = 19\%$. Por lo tanto:

- Correcciones a la dosis de arena.

Volumen por metro cúbico:

$$F'' = F' \cdot (1 + e)$$

$$F'' = 794,534 \cdot (1 + 0,19)$$

$$F'' = 945,495 \text{ (lt/m}^3\text{)}$$

Volumen por saco de cemento: $F_1'' = \mu \cdot F''$
 $F_1'' = 0,089 \cdot 945,495$
 $F_1'' = 84,149$ (lt/saco cemento)

- Correcciones a la cantidad de agua.

Volumen por metro cúbico: $A'' = A - h \cdot F' \cdot df$
 $A'' = 301,40 - 0,0267 \cdot 794,534 \cdot 1,70$
 $A'' = 265,366$ (lt/m³)

Volumen por saco de cemento: $A_1'' = \mu \cdot A''$
 $A_1'' = 0,089 \cdot 265,366$
 $A_1'' = 23,618$ (lt/saco cemento)

4.7 RESUMEN DOSIFICACIÓN

Para la preparación y mezcla del mortero se utilizó una betonera eléctrica de 150 (litros). Como el volumen de cada moldaje era de aproximadamente 71 (litros), se prepararon amasadas de mortero de 80 (litros).

Finalmente se presenta una tabla resumen para las dosificaciones más relevantes que fueron empleadas:

Material	Dosificación para 1 (m³)	Dosificación para 1 bolsa cemento	Dosificación para 80 (litros)
Cemento (C)	397,267 (litros)	35,400 (litros)	31,780 (litros)
Arena (F)	945,495 (litros)	84,149 (litros)	75,640 (litros)
Agua (A)	265,366 (litros)	23,618 (litros)	21,230 (litros)

Tabla 4.5 Tabla resumen de dosificación.

5.1 INTRODUCCIÓN

Como en la estructura que se estudiará, uno de los problemas principales es determinación de las acciones a considerar, es oportuno representar las bases teóricas que guiarán los esquemas de cálculo que se usarán.

Con respecto a su comportamiento físico, los suelos y otras masas granulares ocupan una posición intermedia entre los líquidos y los sólidos (Nilson, 1999). Al descargar arena desde un camión por ejemplo, ésta fluye pero, a diferencia de un líquido sin fricción, no asumirá una superficie horizontal; se mantiene por sí misma en una pila estable cuyos lados conforman un ángulo de reposo con la horizontal, cuya tangente es casi igual al coeficiente de fricción intragranular.

Las presiones reales que se presentan detrás de los muros de contención son muy difíciles de estimar, debido al gran número de variantes implicadas. Entre estas se encuentran: los tipos de materiales de relleno, su compactación y grado de humedad; los tipos de materiales debajo de las zapatas, la presencia o ausencia de sobrecarga en el relleno y otras más (McCormac, 2002).

En lo que concierne al valor de la resultante del empuje en las paredes de contención, algunos modelos prácticamente conducen a un mismo resultado numérico para algunas situaciones particulares. Entonces, este hecho torna conveniente el uso de formulaciones más simples cuando es pertinente. La estimación detallada de las fuerzas laterales aplicadas a los muros de retención es claramente un problema teórico de la mecánica de suelos (McCormac, 2002). Por esta razón, el análisis generalmente se limita a un pequeño intervalo de casos posibles.

5.2 ESTADO DE REPOSO

Con la intención de simplificar la representación, consideremos solamente el caso de un semi-espacio constituido por una masa de suelo limitada superiormente por una superficie plana y horizontal. Admitiendo por hipótesis la inexistencia de agua en el suelo y que éste no está solicitado por ninguna carga a parte del peso propio, las presiones verticales σ_v a una profundidad z están dadas por (figura 5.1):

$$\sigma_v = \gamma \times Z \quad (5.1)$$

donde γ es el peso específico (densidad) del suelo, considerado homogéneo e isotrópico.

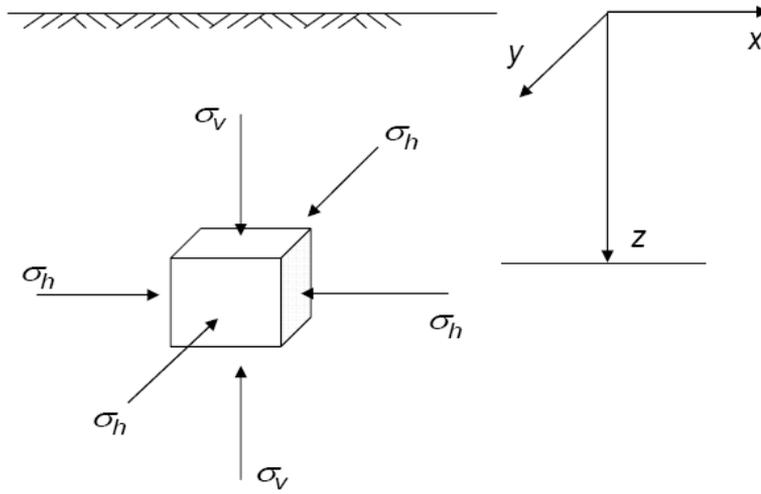


Figura 5.1 Tensiones actuantes en un punto de masa de suelo.

En razón de la simetría existente, las presiones laterales (horizontales) son iguales y no existen tensiones tangenciales en los planos verticales y horizontales. Esta situación se denomina “Estado de Reposo”, en virtud de aún no haber ocurrido alguna deformación en la masa de suelo.

Imaginando la posibilidad de retirar una parte del semi-espacio de suelo y sustituir sus efectos para una pared vertical, como lo muestra la figura 5.2, tal pared debería considerarse fija e indeformable. En esta situación, las presiones horizontales ejercidas por la masa de suelo en contra de la pared serían las mismas que en la situación original. Estas presiones horizontales son variables con la profundidad z y su resultante es dicho empuje en reposo.

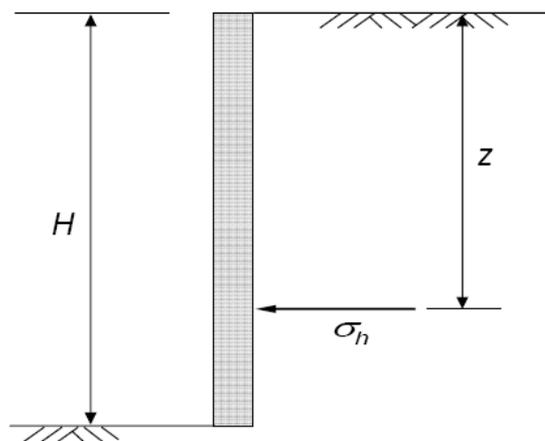


Figura 5.2 Presión horizontal en la pared de contención.

La relación entre las presiones horizontal y vertical en un mismo punto de masa de suelo se denomina coeficiente de empuje en reposo k_o (Das, 2001), o sea:

$$k_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (5.2)$$

El valor de k_o depende principalmente del tipo de suelo, las condiciones de su formación y de una eventual preconsolidación (Bray, 2003). Entonces, cuando sólo interviene el peso propio del suelo, las presiones horizontales σ_h varían linealmente y, para una faja de ancho unitario de pared, serán dadas por:

$$\sigma_h = k_o \times \gamma \times z \quad (5.3)$$

Jaky, en 1944 (USACE, 1989), determinó de manera teórica el valor de k_o para suelos normalmente consolidados, siendo su expresión una forma aproximada, dada por:

$$k_o = 1 - \text{sen}\phi \quad (5.4)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo en términos de presiones efectivas.

Entonces, el valor de la resultante del empuje en reposo de un terraplén horizontal y sin sobrecarga, actuando sobre una pared vertical de altura H y de ancho unitario que no se puede desplazar o deformar es:

$$E_o = \int_0^H \sigma_h \times dz = \int_0^H (k_o \times \gamma \times z) dz$$

y, por lo tanto:

$$E_o = \frac{1}{2} \times k_o \times \gamma \times H^2 \quad (5.5)$$

Si los desplazamientos laterales de la estructura de contención a estudiar no son significativos, se considerará que el estado en reposo conduce a resultados próximos a los reales.

5.3 ESTADOS ACTIVO Y PASIVO

Suponiendo que por cualquier motivo, la pared considerada en la figura 5.2 puede desplazarse, la presión horizontal es diferente de aquella del reposo y su valor puede ser estimado a través de diversos modelos como: las Teorías de Rankine y Coulomb y los Métodos de Brinch Hansen y Sokolovski. A continuación sólo se detallarán las Teorías de Rankine y Coulomb.

5.3.1 TEORÍA DE RANKINE

La teoría de Rankine presentada en 1857 (Das, 2001; Bray, 2003), está basada en la formación de un estado límite llamado “plástico” en toda la masa de suelo adyacente a una pared que puede moverse y en la cual fue alcanzada la máxima resistencia al corte del suelo.

Para la situación de un determinado desplazamiento de la pared en el sentido de retiro o alejamiento (pero rotando respecto de su base) de la masa de suelo, el empuje actuante sobre la pared va decreciendo hasta alcanzar un límite mínimo (empuje activo) el cual, en virtud de la plastificación total de la masa de suelo adyacente y por más que la pared se aleje, no disminuye. Análogamente para un determinado desplazamiento en el sentido de aproximación hacia el suelo retenido, el empuje actuante contra la pared se incrementa hasta alcanzar un límite máximo (empuje pasivo).

Cuando se alcanza el estado límite, las tensiones laterales en una región de masa de suelo son determinadas, y la obtención del empuje resultante para la Teoría de Rankine consiste en la integración de aquellas tensiones a lo largo de toda la altura de la pared de contención, considerada de longitud unitaria (Migliore, 1987).

Como se dijo anteriormente, la presión activa de tierra se origina cuando los movimientos de la pared alejándose del relleno son suficientes para movilizar completamente la resistencia de corte dentro de la masa de suelo detrás de la pared. Si el suelo es friccional y seco (USACE, 1992), la presión efectiva horizontal en cualquier profundidad es obtenida de la presión efectiva vertical, $\gamma \times z$, usando el coeficiente activo k_a (Das, 2001; Migliore, 1987) es

$$\sigma_a = k_a \times \gamma \times z \quad (5.6)$$

La obtención de los coeficientes k se hace a través de relaciones geométricas recurrentes al Círculo de Mohr para el cual se representa un criterio de resistencia de los estados de tensiones en un punto cualquiera de masa de suelo en “plastificación”. Rankine determinó los valores de los coeficientes del empuje activo y pasivo para el caso de suelos no cohesivos con terraplén de superficie horizontal y pared de contención vertical (figura 5.3). Entonces, si hay cero esfuerzo cortante sobre los planos horizontal y vertical, el coeficiente de presión activa de Rankine (Das, 2001; Berry y Reid, 1993) k_a , es igual a

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (5.7)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo.

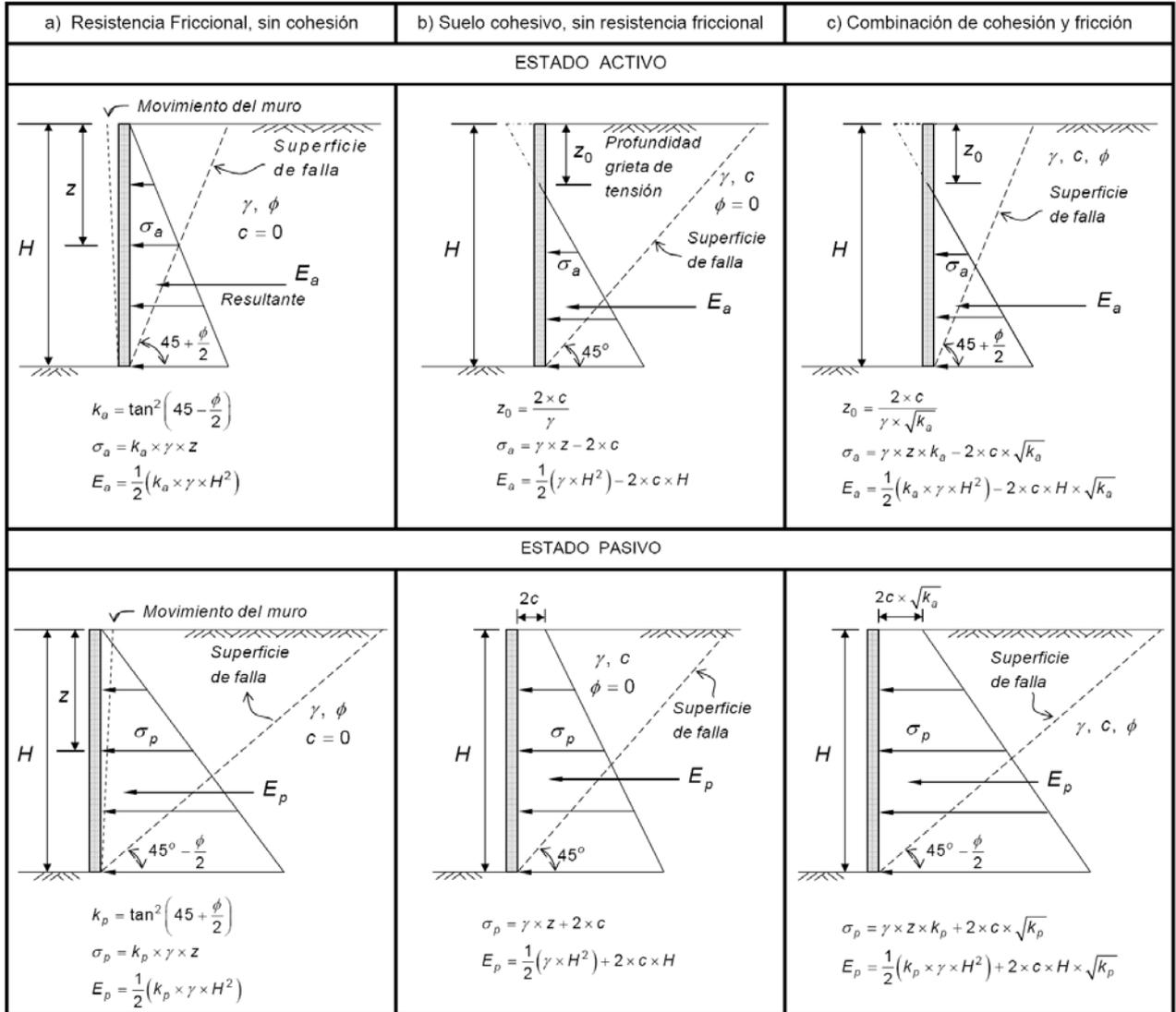


Figura 5.3 Cálculos de presiones de tierra activa y pasiva de Rankine para distintos tipos de rellenos.

Entonces, para un relleno que presente una cohesión c y tenga fricción intragranular, el empuje activo de Rankine (Das, 2001; Berry y Reid, 1993), por unidad de longitud es

$$E_a = \frac{1}{2}(k_a \times \gamma \times H^2) - 2 \times c \times H \times \sqrt{k_a} \quad (5.8)$$

Para el caso de un suelo granular ($c = 0$), el empuje activo se reduce a

$$E_a = \frac{1}{2}(k_a \times \gamma \times H^2) \quad (5.9)$$

Análogamente, el coeficiente de presión pasiva de Rankine, k_p , es igual a

$$k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (5.10)$$

entonces, para un relleno que presente una cohesión c y tenga fricción interna, el empuje pasivo de Rankine, por unidad de longitud es

$$E_p = \frac{1}{2}(k_p \times \gamma \times H^2) + 2 \times c \times H \times \sqrt{k_p} \quad (5.11)$$

y de igual forma para un suelo granular el empuje pasivo pierde el segundo término

$$E_p = \frac{1}{2}(k_p \times \gamma \times H^2) \quad (5.12)$$

En rigor, la aplicación de los coeficientes de Rankine tienen solamente validez para el caso de estructuras de pared vertical y sin roce de contacto suelo – pared. En la figura 5.4 se muestran las líneas de ruptura correspondientes a los Estados Activo y Pasivo, respectivamente; donde se obtienen las condiciones de ‘plastificación total’ de la masa de suelo adyacente a la pared.

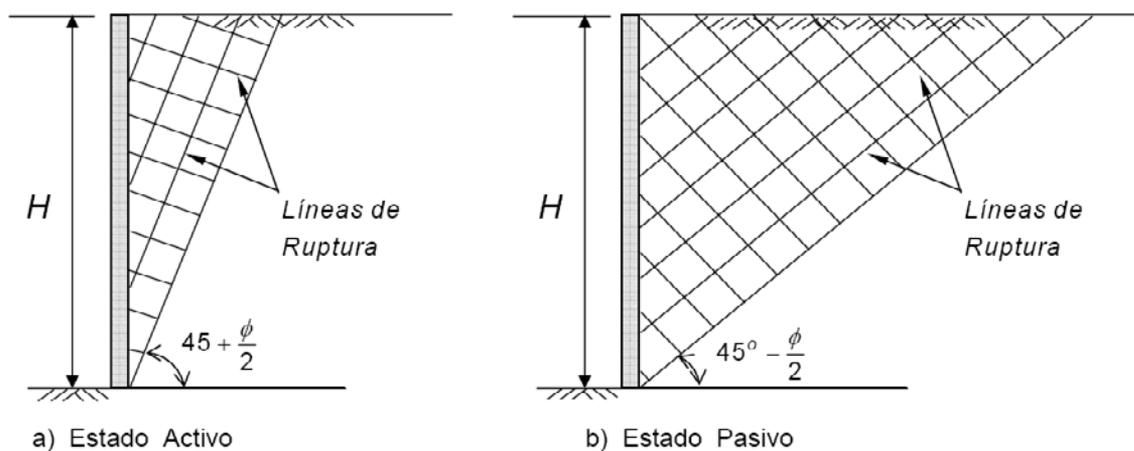


Figura 5.4 Estados límites de Rankine.

En la práctica, siempre habrá un roce favorable del contacto suelo – pared y la aplicación de la Teoría de Rankine, conduce entonces a una solución conservadora (Migliore, 1987).

Una consecuencia importante de la utilización de la Teoría de Rankine, para el cálculo del empuje activo en suelos cohesivos, es la determinación de la altura crítica teórica para la cual el talud puede permanecer estable sin necesidad de contención (figura 5.5). Esta altura se obtiene igualando a cero la ecuación 5.8, lo que resulta en

$$H_c = \frac{4 \times c}{\gamma \times \sqrt{k_a}} \quad (5.13)$$

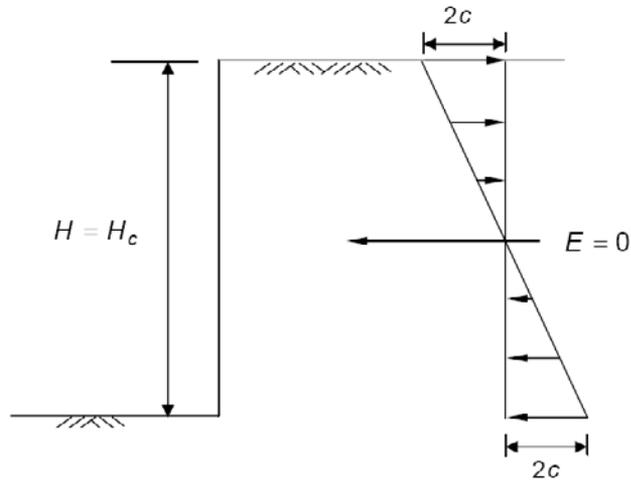


Figura 5.5 Distribución de presiones en suelos cohesivos para $H = H_c$.

Si el relleno de un muro sin fricción es un suelo granular ($c = 0$) y su superficie no es plana, elevándose con un ángulo α con respecto a la horizontal (figura 5.6), los valores de k_a y k_p para suelos no cohesivos se expresan de la siguiente forma (Das, 2001; USACE, 1992)

$$k_a = \cos \alpha \left(\frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \right) \quad (5.14)$$

$$k_p = \cos \alpha \left(\frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \right) \quad (5.15)$$

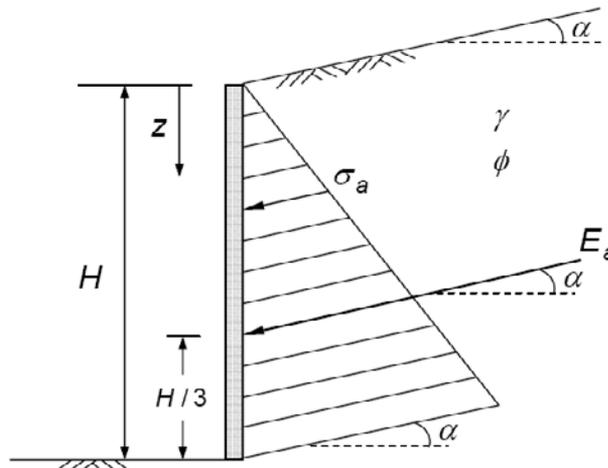


Figura 5.6 Inclinación del empuje según Rankine.

La obtención de los empujes de tierra se hace a través de las ecuaciones 5.9 y 5.12, pues en este caso sólo cambian los coeficientes k_a y k_p .

5.3.2 TEORÍA DE COULOMB

Las ecuaciones de presión activa de tierras de Rankine vistos anteriormente se basaron en la hipótesis de que el muro no tiene fricción. En este caso Coulomb propone una teoría para calcular la presión lateral de la tierra sobre un muro de retención con relleno de suelo granular, tomando en cuenta la fricción del muro (Das, 2001). Coulomb fue el primer investigador en proveer una solución para el problema de empujes, en 1776 presentó su teoría basada en el equilibrio de fuerzas obtenidas en el instante de ruptura inminente de la masa de suelo contenida, sin preocuparse de las tensiones desarrolladas (Migliore, 1987).

Para la imposición del equilibrio de las fuerzas implicadas, primeramente habrá que definir la forma para la cual la masa de suelo rompe, de manera que la geometría del problema quede definida. Las hipótesis asumidas por Coulomb son: a) que las supuestas líneas de ruptura del suelo forman rectas BC como se muestra en la figura 5.7; b) que la pared o muro de contención puede moverse en el sentido de alejamiento o aproximación de la masa de suelo; c) que existe roce o fricción entre el muro y el suelo contenido.

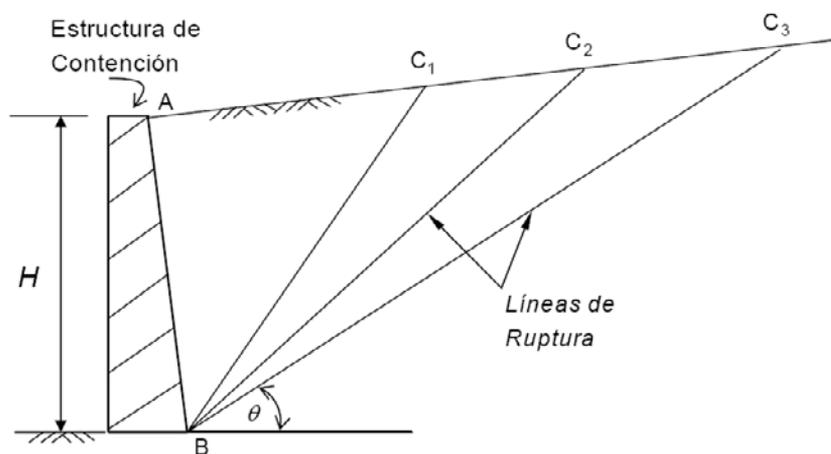


Figura 5.7 Líneas de ruptura de Coulomb.

Muy posteriormente, Fellenius (en 1927) y Redulic (en 1935), resolvieron el mismo problema admitiendo que las líneas de ruptura forman circunferencias y espirales logarítmicas, respectivamente (Migliore, 1987).

Admitiendo como válidas las hipótesis de Coulomb, que considera la falla de una cuña de suelo delimitada por una superficie de ruptura plana, resulta muy conveniente en beneficio de la simplicidad y por ser más conservadora. En el estado límite de la

cuña se desarrollan fuerzas de fricción en el plano de rotura y en el plano de contacto entre el suelo y el muro (Riddell e Hidalgo, 1999).

La cuña de falla depende del estado de tensiones en el suelo, las que a su vez son función del estado de deformaciones del mismo. Los dos estados límites posibles corresponden a los llamados de empuje activo y de empuje pasivo (USACE, 1989). La figura 5.8a, muestra la condición de falla correspondiente al empuje activo, que se desarrolla para un estado de deformaciones en que el muro se desplaza o gira en torno a su base alejándose del terreno. La cuña de suelo tiende a descender y las fuerzas de fricción se oponen al movimiento de modo que las reacciones totales del muro y del suelo mismo, E_a y R , se inclinan respecto a la normal en δ y ϕ respectivamente, en que δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro y ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo (los coeficientes respectivos serán $\mu' = \tan \delta$ y $\mu' = \tan \phi$). La condición de equilibrio de la cuña queda representada por el polígono de fuerzas de la figura 5.8b.

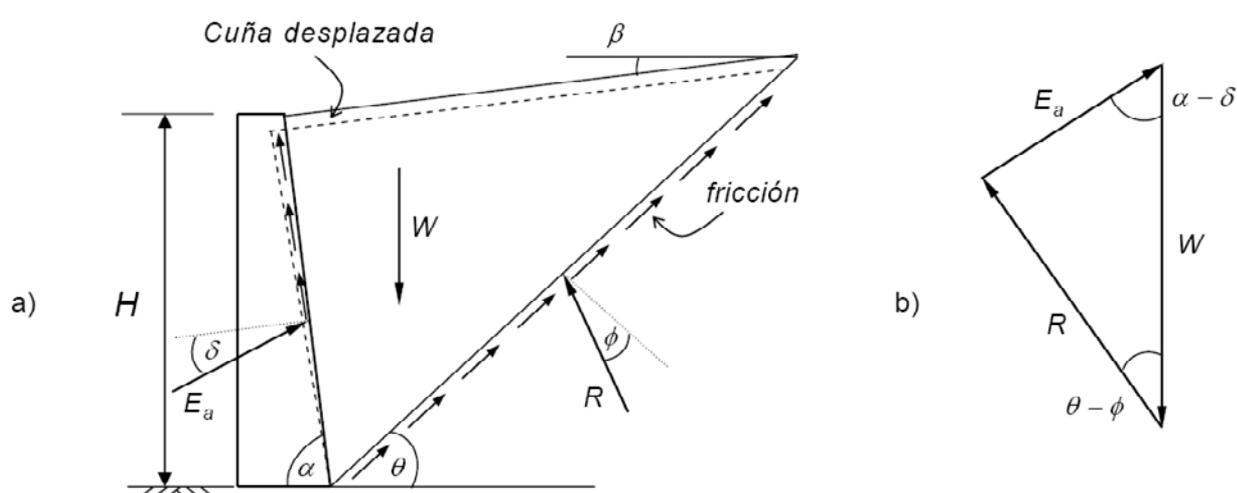


Figura 5.8 Estado de empuje activo de Coulomb.

En la figura 5.8 se distinguen las siguientes fuerzas actuantes por unidad de longitud del muro:

W = Peso propio de la cuña de suelo.

R = Resultante de las tensiones actuantes en el plano de ruptura. Posee valor desconocido y orientación definida por un ángulo ϕ con la normal al plano de ruptura. Este ángulo debe ser orientado de forma que R se oponga a la tendencia del movimiento horizontal de la cuña.

E = Reacción igual y contraria al empuje de la masa de suelo contra el muro. Esta posee valor desconocido pero orientación definida por un ángulo δ con la normal del muro. Este ángulo debe ser orientado de forma que E se oponga a la tendencia del movimiento vertical de la cuña en el plano de ruptura.

El problema bi-dimensional puede simplificarse a uno plano considerando una cuña de espesor unitario. Bowles, en 1977, demostró que el peso de la cuña es (Riddell e Hidalgo, 1999; López et al., 1999):

$$W = \frac{\gamma \times H^2}{2} \times \frac{\text{sen}(\alpha + \theta) \times \text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}^2 \alpha \times \text{sen}(\theta - \beta)} \quad (5.16)$$

en que γ es el peso unitario del suelo. Ahora, aplicando el Teorema del seno (Larson et al., 2002) al polígono de fuerzas de la figura 5.8b, se obtiene:

$$\frac{E_a}{\text{sen}(\theta - \phi)} = \frac{W}{\text{sen}(180 - \alpha - \theta + \phi + \delta)} \quad (5.17)$$

ó

$$E_a = \frac{W \times \text{sen}(\theta - \phi)}{\text{sen}(180 - \alpha - \theta + \phi + \delta)} \quad (5.18)$$

Al reemplazar el valor de W (ecuación 5.16) en la ecuación 5.18, se obtiene el empuje activo E_a sobre el muro. Como se observa los parámetros que definen a E_a son constantes conocidas, excepto el ángulo de inclinación del plano de ruptura θ . Para cada valor de θ habrá un determinado empuje en un estado de equilibrio estable. En el diseño, el ángulo de interés es aquel que conduce al valor máximo de E_a , determinándose de la condición de extremo (Riddell e Hidalgo, 1999; USACE, 1994):

$$\frac{dE_a}{d\theta} = 0 \rightarrow \theta_a \quad (5.19)$$

Conocido el valor θ_a y reemplazado en la ecuación 5.18 se obtiene la fuerza de empuje máxima, dada por la expresión

$$E_a^{m\acute{a}x} = \frac{1}{2} (k_a \times \gamma \times H^2) \quad (5.20)$$

donde k_a es el factor adimensional llamado coeficiente de empuje activo de tierras de Coulomb, y se obtiene de la siguiente forma (Das, 2001; Wang y Gong, 1999; Riddell e Hidalgo, 1999)

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \times \text{sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \times \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \times \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (5.21)$$

Ahora, si las condiciones de deformación involucran un desplazamiento o giro del muro contra el terreno contenido, la falla corresponde al estado de empuje pasivo. La cuña de suelo tiende a levantarse y las fuerzas reactivas de fricción se oponen al movimiento, de modo que las fuerzas reactivas E_p y R adoptan las inclinaciones que se muestran en la figura 5.9a. La fuerza de empuje pasivo E_p se obtiene a través de una forma análoga al del empuje activo, con la diferencia de que ahora la superficie fallada de interés es la asociada al valor mínimo de E_p , o sea el ángulo θ de interés es aquel que conduce al valor mínimo de E_p , determinándose de la condición (Riddell e Hidalgo, 1999; USACE, 1994)

$$\frac{dE_p}{d\theta} = 0 \rightarrow \theta_p \quad (5.22)$$

entonces, la fuerza de empuje pasivo mínima es

$$E_p^{mín} = \frac{1}{2} (k_p \times \gamma \times H^2) \quad (5.23)$$

donde k_p es el factor adimensional llamado coeficiente de empuje pasivo de tierras de Coulomb, y se obtiene de la siguiente forma (Das, 2001; Wang y Gong, 1999; Riddell e Hidalgo, 1999)

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2\alpha \times \text{sen}(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \times \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \times \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (5.24)$$

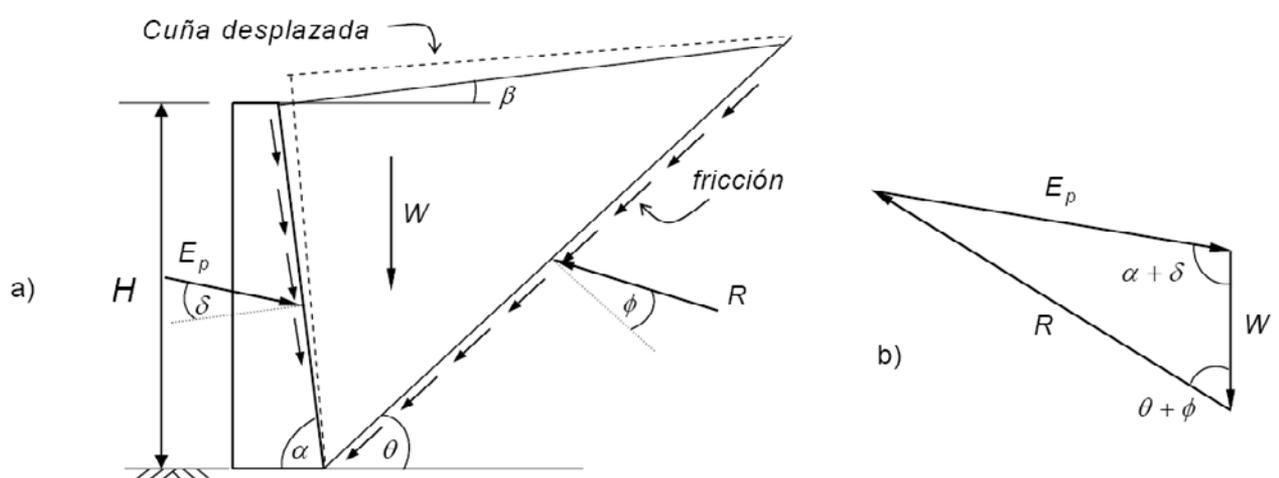


Figura 5.9 Estado de empuje pasivo de Coulomb.

Cuando el muro o paramento es vertical sin roce y el terreno contenido presenta una superficie horizontal, o sea para el caso $\alpha = 90^\circ$, $\delta = 0$ y $\beta = 0$, las expresiones

para k_a y k_p se simplifican bastante y coinciden con las expresiones de Rankine (ecuaciones 5.7 y 5.10). El supuesto $\delta = 0$ es siempre conservador para el caso del empuje activo conduciendo a un valor de k_a mayor, sin embargo ocurre lo contrario para el empuje pasivo (Riddell e Hidalgo, 1999). Ahora, considerando que la presión del terreno sobre el muro varía linealmente con la profundidad, o sea es de tipo hidrostático, la posición del empuje resultante se ubica a un tercio del muro.

Finalmente, las fórmulas de k_a y k_p fueron presentadas para el caso de un suelo no cohesivo. Cuando el suelo es cohesivo, la Teoría de Coulomb puede extenderse a este caso. Entonces, debe ser considerada también la cohesión actuante en la superficie de ruptura y en el paramento interno (trasdós) del muro de contención. Tales consideraciones, sin embargo, implican resolver el problema gráfica o numéricamente, ya que el tratamiento analítico es muy complejo.

5.4 INFLUENCIA DE LA FRICCIÓN SUELO/PARED

En las teorías discutidas anteriormente, está implícito que el muro de contención debe desplazarse lo suficientemente para desenvolver tensiones de plastificación a lo largo de una línea de ruptura. Debido al movimiento, en el contacto suelo/muro se desenvuelven tensiones de cizalle que inclinan la resultante del empuje en un ángulo δ , ya definido anteriormente, e influyen la forma de las líneas de ruptura (Migliore, 1987).

En relación al valor del ángulo δ , Karl Terzaghi (1943) considera que éste es función apenas del ángulo de fricción interna del suelo, de la rugosidad del muro y del grado de saturación del suelo. Otros autores señalan que depende también de otros factores tales como la dirección y amplitud del desplazamiento, además de no ser constante a lo largo de la pared. Entonces, este ángulo es más una respuesta del conjunto suelo/muro a los desplazamientos que una característica de los materiales involucrados. A pesar de esto, aún no se conoce una ley de dependencia de δ , o que valores toma cuando son utilizadas reglas prácticas para fijar su valor, como por ejemplo la de Kèzdi, que sugiere utilizar (Migliore, 1987)

$$\frac{1}{3}\phi < \delta < \frac{2}{3}\phi \quad (5.25)$$

En cuanto a las líneas de ruptura, se verifica que el ángulo de fricción δ hace que ellas tomen la forma de curvas, dejando de ser válida las hipótesis de Rankine y Coulomb de líneas rectas.

La solución teóricamente correcta y de fácil aplicación de estas curvas sólo es posible para suelos puramente no cohesivos considerados sin peso, o puramente cohesivos, en los cuales se forman espirales logarítmicas para el primero o circulares para el segundo. Sin embargo, la comparación de resultados numéricos “exactos” con los obtenidos a través de líneas de rupturas rectas, muestra que la simplificación es aceptable para el caso de empujes activos (Migliore, 1987).

Para el caso de empujes pasivos estas mismas comparaciones indican diferencias significativas y superiores al 30%. La diferencia disminuye muy rápidamente con la disminución de δ y, en razón de aquello, Terzaghi sugiere el límite $\delta < \phi/3$ para la aplicación de líneas de ruptura rectas. Sobre este valor deja de ser admisible la simplificación y debe ser considerada la curvatura real de la superficie de ruptura.

Generalmente, para el diseño y verificación se usa el siguiente criterio de interacción suelo estructura

$$\frac{2}{3}\phi \leq \delta \leq \phi$$

<i>Suelos</i>		<i>Suelos</i>	
<i>Granulares</i>		<i>Cohesivos</i>	(5.26)

6.1 INTRODUCCIÓN

Los muros son elementos constructivos cuya principal misión es servir de contención, bien de un terreno natural, bien de un relleno artificial o de un elemento a almacenar. En los dos primeros casos el ejemplo típico es el de un muro de sostenimiento de tierras, mientras que un almacén granero es una muestra del tercero.

En las situaciones anteriores el muro trabaja fundamentalmente a flexión, siendo la compresión vertical debida a su peso propio generalmente despreciable. El material contenido empuja contra el muro, tendiendo a volcarlo o desplazarlo. Los muros de contención se usan en muchos casos donde existen cambios abruptos en la pendiente del terreno o cuando las condiciones no permiten que las masas de tierra u otros materiales asuman sus pendientes naturales. Con frecuencia se usan muros de contención a lo largo de carreteras o vías férreas para reducir las cantidades de corte o terraplén, en otros casos se usan en los estribos de puentes, muros de sótanos, alcantarillados, etc.

Existen diversos tipos de muros (los cuales se mencionarán a continuación), y su uso en determinadas situaciones dependerá de una variedad de condiciones como disponibilidad local, costo de los materiales de construcción y tipología de problema a solucionar entre otros.

6.2 TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención se clasifican generalmente en muros del tipo de gravedad y del tipo voladizo, con variantes de ambos. A continuación se describen los más importantes (McCormac, 2002; Nilson, 1999)

Muro de retención tipo gravedad, figura 6.1a. Se usa para muros de hasta aproximadamente 10 a 12 pies de altura (unos 3 a 3,5 m. aprox.). Usualmente se construye con concreto simple y depende completamente de su peso propio para la estabilidad contra el deslizamiento y volteo. Comúnmente es tan resistente que no se refuerza con acero.

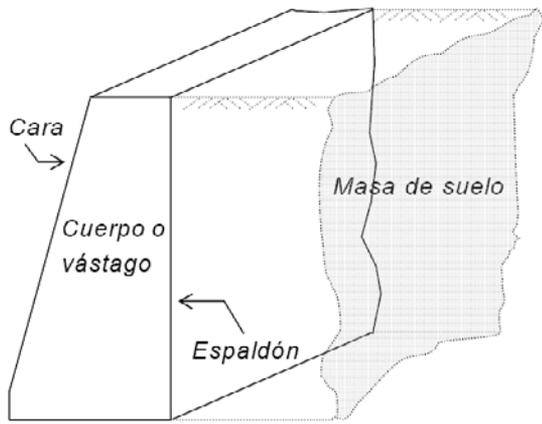
Muro de retención tipo semigravedad, figura 6.1b. Su clasificación está entre los tipos de gravedad y de voladizo. Dependen de su peso propio más el peso de suelo detrás de la pared para proporcionar estabilidad. Se usan aproximadamente para el mismo rango de alturas que los muros tipo gravedad y usualmente tienen algún refuerzo ligero.

Muro de retención tipo voladizo, figura 6.1c. Es el tipo más común de muro de contención y se usa generalmente con alturas entre 10 a 25 pies (3 a 7,5 m. aprox.). En su análisis, a la pared vertical se le llama vástago. A la parte de la zapata que oprime al suelo más intensamente se le llama punta y a la parte que tiende a levantarse talón. El concreto y su refuerzo se disponen de manera tal que parte del material detrás de la pared se usa junto con el peso del muro para producir el momento resistente necesario contra el volteo.

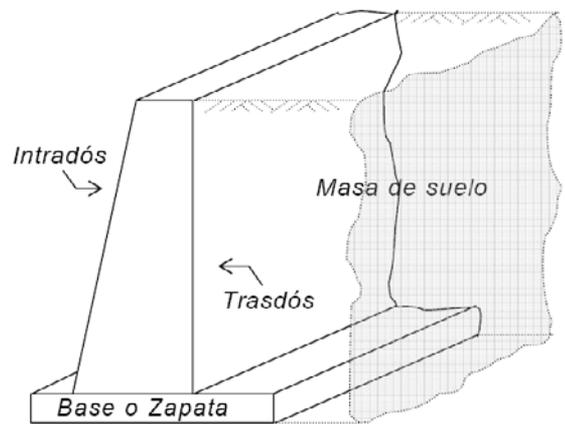
Muro de retención con contrafuertes. Se usan cuando es necesario cubrir alturas sobre los 20 a 25 pies. Debido a esto los momentos flexionantes en la unión del vástago con la zapata llegan a ser tan grandes que el proyectista, por razones económicas y de desempeño estructural, debe introducir muros transversales en la parte de frente (intradós) o en la parte posterior (trasdós) del vástago. Si estos muros transversales quedan visibles en el intradós, los muros se llaman *muros con contrafuertes*. En el caso contrario cuando quedan ocultos con el suelo, en el lado del trasdós, se llaman *muros con estribos*. El propósito de los contrafuertes entonces, es reducir la fuerza cortante y los momentos flexionantes.

Muros de bandejas. En este tipo de muros se pretende contrarrestar parte del momento flector que se ha de resistir mediante la colocación de bandejas a distinta altura en las que se producen unos momentos de sentido contrario, debidos a la carga del propio relleno sobre las bandejas (figura 6.1f). Su inconveniente fundamental radica en la complejidad de su construcción. Puede representar una solución alternativa al muro de contrafuertes para grandes alturas, en los que para resistir el momento flector se aumenta el canto y se aligera la sección colocando los contrafuertes.

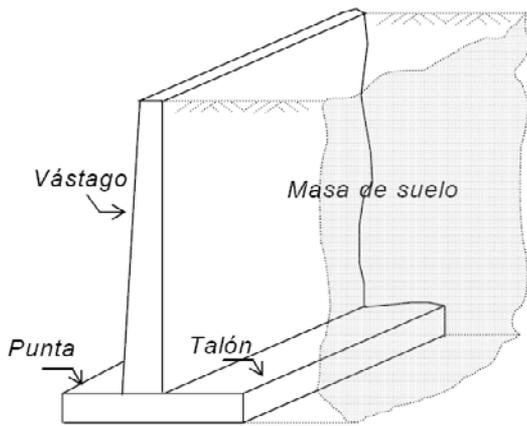
Muros cribas y otros muros prefabricados. El concepto de muro criba de piezas prefabricadas tiene su origen en muros análogos realizados con troncos de árboles. El sistema emplea piezas prefabricadas de hormigón de muy diversos tipos que forman una red espacial que se rellena con el propio suelo. También están los llamados muros gaviones, formados por cajas metálicas apiladas llenas de rocas o agregados; por lo general tienen dimensiones de 1m x 1m de sección transversal por 2m de largo.



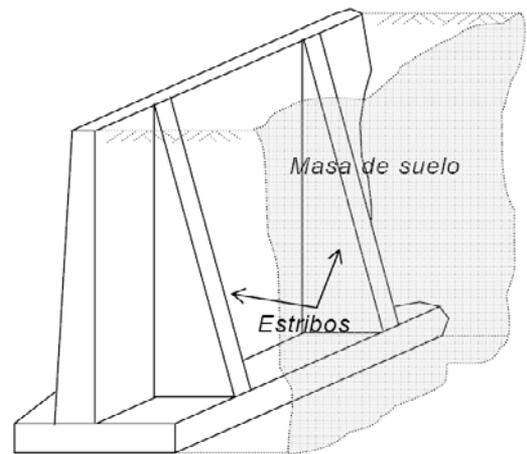
a) Muro de retención tipo gravedad



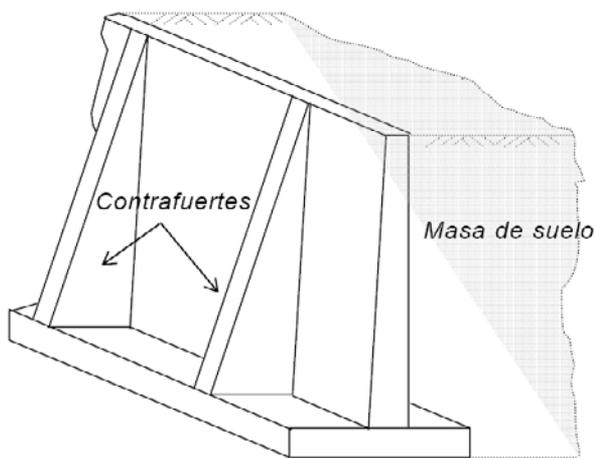
b) Muro de retención tipo semigravedad



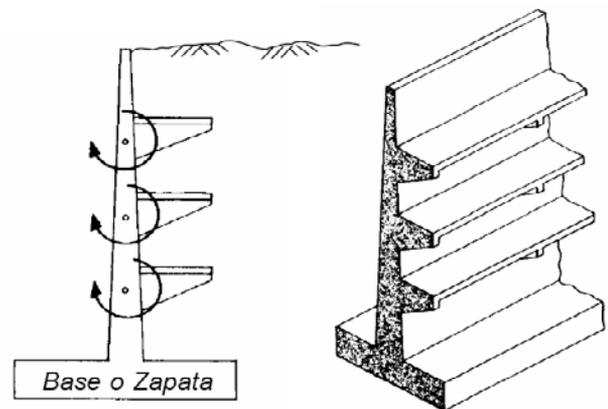
c) Muro de retención tipo voladizo



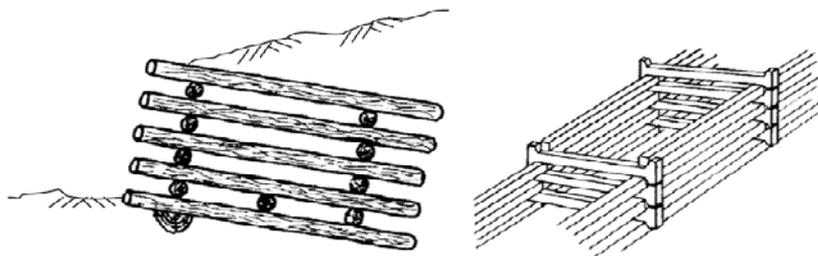
d) Muro de retención con estribos



e) Muros de retención con contrafuertes



f) Muros de bandejas



g) Muros cribas o encorribados

Figura 6.1 Tipos de muros de contención.

6.3 REQUERIMIENTOS DE ESTABILIDAD EXTERNA

Un muro puede fallar por ejemplo: si las partes individuales pueden no ser suficientemente fuertes para resistir las fuerzas que actúan, como cuando un muro vertical se agrieta por la acción de la presión de tierra que actúa sobre él; o cuando el muro como un todo puede desplazarse por la presión de tierra, si presentar roturas internas. Para el primer caso, se requiere determinar las dimensiones, espesores y refuerzos necesarios para resistir los momentos y cortantes. Este procedimiento es similar al utilizado para calcular las dimensiones y el refuerzo que se requieren en otros tipos de estructuras de hormigón.

Para el segundo caso contra desplazamientos globales, o sea, para garantizar la estabilidad externa del muro, se requieren unas condiciones especiales. En forma consistente con la práctica en la ingeniería geotécnica, la investigación de estabilidad se basa en las presiones reales de tierra (tan precisas como puedan calcularse) y en las cargas de servicio estimadas o calculadas, todas sin factores de carga. Las presiones de contacto calculadas se comparan con los valores admisibles y los factores globales de seguridad se evalúan comparando las fuerzas resistentes con las máximas fuerzas que actúan en condiciones de servicio (Nilson, 1999).

6.3.1 SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO

El factor de seguridad para la verificación contra la tendencia de deslizamiento provocada por el empuje del suelo contenido debe ser mayor que 1,5. Se debe tener cuidado en la elección del coeficiente de fricción existente entre la zapata y el suelo de fundación, que dependerá de la clase de suelo utilizado (granular o cohesivo). Entonces el factor de seguridad se obtendría de la siguiente forma (Das, 2001; Wang and Salmon, 1998)

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum F_{HR}}{\sum F_{HE}} > 1,5 \quad (6.1)$$

donde $\sum F_{HR}$ = suma de las fuerzas horizontales resistentes.
 $\sum F_{HE}$ = suma de las fuerzas horizontales de empuje.

6.3.2 SEGURIDAD CONTRA EL VOLCAMIENTO

El factor de seguridad para la verificación contra la tendencia al volcamiento provocada por el empuje del suelo debe ser mayor que 2,0. Para que este fenómeno ocurra, los momentos volcantes con respecto al borde delantero o punta tendrían que ser mayores que los momentos estabilizantes. La siguiente igualdad verifica esta condición (Das, 2001; Wang and Salmon, 1998)

$$FS_{volcamiento} = \frac{\sum M_R}{\sum M_V} > 2,0 \quad (6.2)$$

donde $\sum M_R$ = suma de momentos de fuerzas que tienden a volcar el muro.
 $\sum M_V$ = suma de momentos de fuerzas que tienden a resistir el volteo.

6.3.3 PRESIÓN DE CONTACTO (FALLO POR CAPACIDAD DE APOYO)

La verificación de tensión máxima bajo el suelo de fundación se efectúa, simplificada, admitiendo una distribución lineal de tensiones de tal modo de equilibrar la resultante de la acción de gravedad y del empuje.

Para la obtención de esa resultante, el sistema de fuerzas es reducido a un centro de presiones conforme al esquema de la figura 6.2.

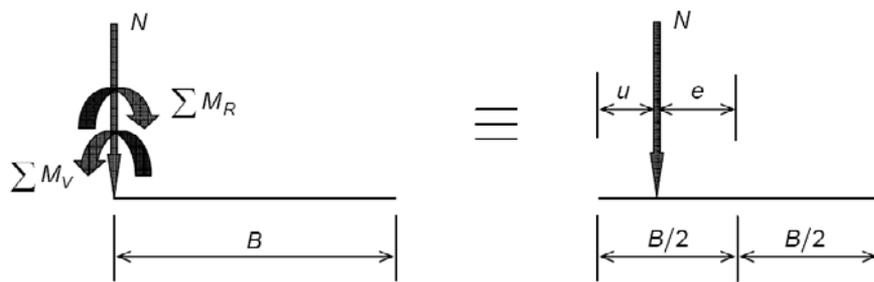


Figura 6.2 Esquema estático de acciones en una fundación de muro de contención.

En cuanto a la distribución de tensiones en el suelo, ésta será trapezoidal o triangular, dependiendo si la resultante N está aplicada dentro o fuera del tercio central de la base de la zapata respectivamente (figura 6.3) (McCormac, 2002; Nilson, 1999; Wang and Salmon, 1998).

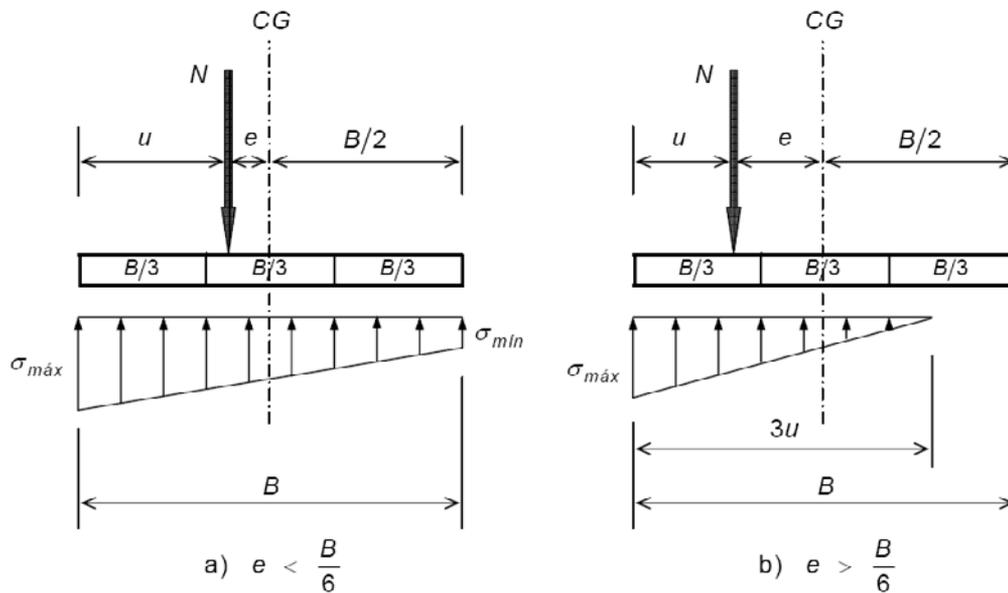


Figura 6.3 Distribución de tensiones en una fundación de muro de contención.

De la figura 6.3 puede observarse que

$$u + e = \frac{B}{2}$$

entonces,

$$e = \frac{B}{2} - u \quad (6.3)$$

Ahora, el problema se basa en el cálculo del término u . Para aquello nos remitiremos a la figura 6.2, y observando la igualdad que plantea la figura podemos establecer la siguiente relación que nos conduce al valor buscado

$$u \times N = \sum M_R - \sum M_V$$

finalmente,

$$u = \frac{\sum M_R - \sum M_V}{N} \quad (6.4)$$

La resultante N debe, preferentemente, tener su excentricidad en relación al CG de la zapata menor que $B/6$ (dentro del tercio central), esto no sólo reducirá la magnitud de la presión de contacto máxima, sino que también impedirá disparidades demasiado grandes en las presiones (Migliore, 1987; Nilson, 1999). Para la figura 6.3a, las tensiones están dadas por

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad (6.5)$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad (6.6)$$

Para el caso en que la excentricidad sea mayor que $B/6$, el diagrama de tensiones en el suelo se indica en la figura 6.3b, cuya tensión máxima es

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot u} \quad (6.7)$$

Indudablemente, existen otros tipos de falla como por ejemplo las producidas por asentamiento y las fallas por cortante superficial o por cortante profunda del suelo. Como el fin de este trabajo se enmarca en el diseño y comportamiento del muro de contención, sólo se mencionarán estos tipos de falla y no serán analizados.

6.4 CAPACIDAD DE SOPORTE DE SUELOS

En esta sección se explicará el procedimiento para determinar la capacidad de soporte del suelo que se encuentra bajo la zapata del muro de contención. La idea, o más bien la finalidad es corroborar que las presiones de contacto que ocurren en la fundación no excedan la capacidad de soporte última del suelo; y por ende la carga admisible del suelo de fundación.

Se determinará la capacidad última a través de dos formas. Se usará la ecuación general, cambiando solamente el valor de los coeficientes de capacidad de soporte y los factores de forma y profundidad. En las ecuaciones los términos B y L hacen referencia al ancho y largo de la zapata respectivamente.

6.4.1 MÉTODO 1 (Compilado de varios autores)

La ecuación general de capacidad de soporte puede ser escrita como:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot \lambda_{cs} \cdot \lambda_{cd} + q \cdot N_q \cdot \lambda_{qs} \cdot \lambda_{qd} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \lambda_{\gamma s} \cdot \lambda_{\gamma d} \quad (6.8)$$

donde $\lambda_{cs}, \lambda_{qs}, \lambda_{\gamma s}$ = factores de forma

$\lambda_{cd}, \lambda_{qd}, \lambda_{\gamma d}$ = factores de profundidad

Existen diversas soluciones o valores para los factores de capacidad de soporte N_c , N_q y N_γ ; pero en este método se usarán los más aceptados dentro del ámbito de la mecánica de suelos.

Entonces, los factores de capacidad de soporte dependiendo del autor, son definidos como (Das, 1999):

$$\text{Solución adoptada por Prandtl} \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \cot\phi \quad (6.9)$$

$$\text{Solución dada por Reissner} \quad N_q = e^{\pi \cdot \tan\phi} \cdot \left(\frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \right) \quad (6.10) \text{ Solución}$$

$$\text{de Vèsic} \quad N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan\phi \quad (6.11)$$

La literatura insinúa que si las soluciones anteriores de los factores son usados en la ecuación general de capacidad de soporte, deben usarse los factores de forma y profundidad propuestos por DeBeer y Hansen respectivamente. Entonces, de la tabla 6.1 los factores de DeBeer son los siguientes (Das, 1999):

$$\lambda_{cs} = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \cdot \left(\frac{B}{L} \right) \quad (6.12)$$

$$\lambda_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \tan\phi \quad (6.13)$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1 - 0,4 \cdot \left(\frac{B}{L} \right) \quad (6.14)$$

y de la tabla 6.2 los factores de profundidad de Hansen son (Das, 1999):

$$\lambda_{cd} = 1 + 0,4 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (6.15)$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan\phi \cdot (1 - \text{sen}\phi)^2 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (6.16)$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1 \quad (6.17)$$

6.4.2 MÉTODO 2 (Solución de Meyerhof)

Este investigador a partir de estudios propuso algunos cambios en los factores, aunque coincide en algunos de ellos. Los valores para N_c y N_q son idénticos al método anterior y sólo cambian el valor para N_γ y los factores de profundidad y de forma. Entonces:

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4\phi) \quad (6.18)$$

De las tablas 6.1 y 6.2, los factores de forma y profundidad están dados por (Das, 1999):

$$\lambda_{cs} = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (6.19)$$

$$\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0,1 \cdot \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (6.20)$$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right) \cdot \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (6.21)$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0,1 \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right) \cdot \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (6.22)$$

6.5 CAPACIDAD DE SOPORTE ADMISIBLE

La capacidad de soporte admisible para una fundación dada puede ser (a) para proteger la fundación contra la falla por capacidad de soporte, o (b) para asegurar que la fundación no se someta a asentamientos indeseables. Entonces se establecerá lo siguiente (Das, 1999):

Capacidad de soporte admisible bruta o total. Se define como:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad (6.23)$$

donde q_{adm} = capacidad de soporte admisible total

FS = factor de seguridad

En muchos casos, un factor de seguridad FS de 3 ó 4 es generalmente aceptado.

Capacidad de soporte admisible neta. La capacidad de soporte última neta se define como la carga última por unidad de área de la fundación que puede ser soportada por el suelo en exceso a la presión causada por el suelo circundante en el nivel de fundación. Si se asume que la diferencia entre la unidad de peso del hormigón usado en la fundación y la unidad de peso del suelo circundante es insignificante, entonces:

$$q_{u(neta)} = q_u - q \quad (6.24)$$

donde $q_{u(neta)}$ = capacidad de soporte última neta

$$q = \gamma \cdot D_f$$

La capacidad de soporte neta admisible puede ahora definirse como:

$$q_{adm(neta)} = \frac{q_{u(neta)}}{FS} \quad (6.25)$$

Un factor de seguridad de 3 a 4 en la ecuación precedente generalmente es considerado satisfactorio.

FACTOR	RELACIONES	REFERENCIA
Forma	<p>Para $\phi = 0^\circ$: $\lambda_{cs} = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{B}{L}\right)$</p> <p>$\lambda_{qs} = 1$</p> <p>$\lambda_{\gamma s} = 1$</p> <p>Para $\phi \geq 10^\circ$: $\lambda_{cs} = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$</p> <p>$\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0,1 \cdot \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$</p>	Meyerhof
Forma	<p>$\lambda_{cs} = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \cdot \left(\frac{B}{L}\right)$</p> <p>[Usar la ec.(6.9) para N_c y la ec.(6.10) para N_q]</p> <p>$\lambda_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \tan\phi$</p> <p>$\lambda_{\gamma s} = 1 - 0,4 \cdot \left(\frac{B}{L}\right)$</p>	DeBeer

Tabla 6.1 Resumen de factores de forma.

FACTOR	RELACIONES	REFERENCIA
Profundidad	<p>Para $\phi = 0^\circ$: $\lambda_{cd} = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right)$</p> <p>$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1$</p> <p>Para $\phi \geq 10^\circ$: $\lambda_{cd} = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right) \cdot \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$</p> <p>$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0,1 \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right) \cdot \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$</p>	Meyerhof
Profundidad	<p>Para $D_f/B \leq 1$: $\lambda_{cd} = 1 + 0,4 \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right)$</p> <p>$\lambda_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan\phi \cdot (1 - \text{sen}\phi)^2 \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right)$</p> <p>$\lambda_{\gamma d} = 1$</p> <p>Para $D_f/B > 1$: $\lambda_{cd} = 1 + 0,4 \cdot \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$</p> <p>$\lambda_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan\phi \cdot (1 - \text{sen}\phi)^2 \cdot \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$</p> <p>$\lambda_{\gamma d} = 1$</p> <p>[Nota: $\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$ está en radianes]</p>	Hansen

Tabla 6.2 Resumen de factores de profundidad.

7.1 INTRODUCCIÓN AL ESTUDIO Y DATOS INICIALES

Sin duda es un hecho cierto la posibilidad de múltiples soluciones para el problema estudiado en este trabajo, pero debido a razones de tiempo y principalmente económicas se optó por una solución en particular. En esta tesis se consideró que la solución de muro de contención satisface las necesidades de un determinado problema, por lo menos a nivel preliminar. En vista de lo anterior y a partir de la solución convencional empleada en estructuras similares de hormigón armado, se propone y analiza una solución alternativa utilizando un elemento “prefabricado” de ferrocemento.

Con el fin de limitar el universo de condicionantes inherentes a un problema real, el análisis aquí estudiado supone que la contención a ser ejecutada está compuesta de un relleno de suelo no cohesivo con las siguientes características:

Peso específico : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Ángulo de fricción interna : $\phi = 30^\circ$

Superficie de relleno horizontal

Ausencia de napa freática (suelo sin saturación)

No existe sobrecarga sobre la superficie del relleno

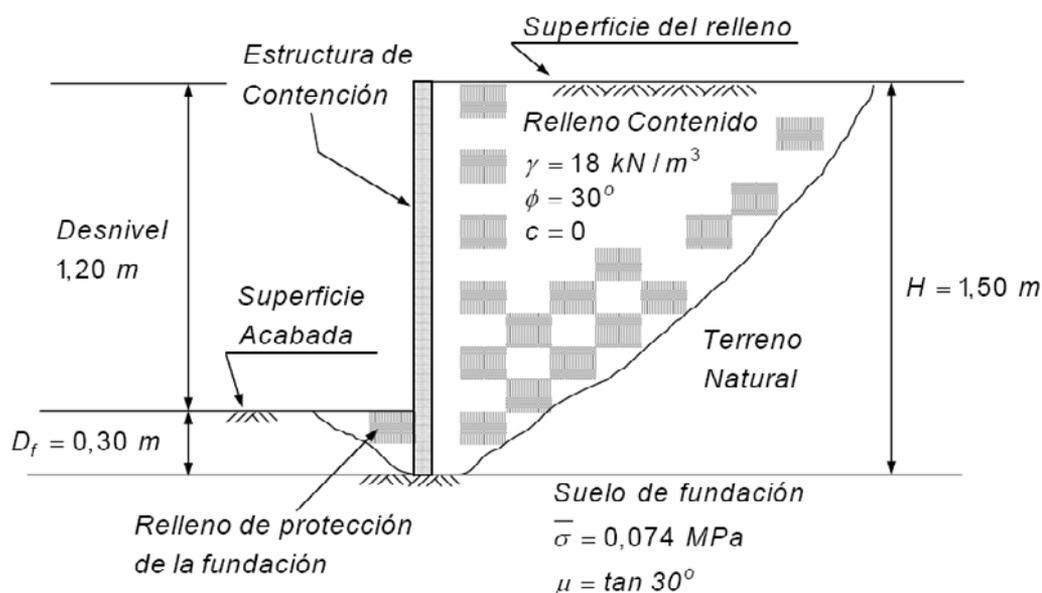


Figura 7.1 Características generales del problema a estudiar.

Con el correr del tiempo y de la vida útil de la obra, el terreno que está frente a la punta de la zapata (relleno de protección de la fundación) puede ser excavado o erosionado, lo que implica que no es recomendable considerar el empuje pasivo favorable que se desarrolla en dicho lugar.

Con la intención de no extender exageradamente el análisis aquí realizado, los efectos de sobrecargas actuantes y presiones de agua en el suelo contenido no son considerados. Esto claro, no invalida el procedimiento adoptado, siendo necesario apenas modificar los valores de las solicitaciones para tomar en cuenta tales efectos.

Cuando el suelo retenido tiene agua, las presiones laterales sobre la estructura de contención se incrementarán debido al empuje hidrostático provocado por la columna de agua existente. En un caso así es preferible minimizar, o tratar de agotar totalmente el agua, a dimensionar la estructura para soportar estas presiones laterales. Esto se consigue a través de un sistema de drenaje formado por una capa de suelo más permeable que el contenido, generalmente un filtro de arena y grava con el fin de sacar el agua del interior del relleno hacia el exterior por medio de lloraderos o punteras de drenaje en el vástago y/o a través de tubos drenantes.

Estos lloraderos, como se les conoce comúnmente, están hechos de tubos de PVC de diámetro entre 50 a 100 mm, espaciados cada 1,00 ó 2,00 m. Estos tubos tienen la función de conducir el agua hacia una canaleta de drenaje exterior.

Otro método consiste en usar un tubo perforado de 150 a 200 mm sobre una cama de grava a lo largo de la base del vástago, como se muestra en la figura 7.2. Se debe hacer un buen mantenimiento de los drenajes, pues, tanto los lloraderos como los tubos perforados pueden taparse generándose así una mayor presión de agua.

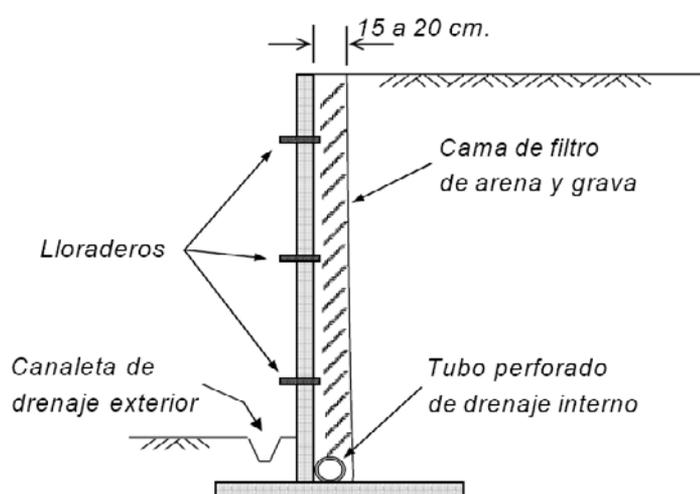


Figura 7.2 Sistema de drenaje del muro de contención.

7.2 SISTEMA ESTRUCTURAL PROPUESTO

El sistema propuesto consiste, como se adelantó en el capítulo 1, en un muro de contención de ferrocemento con tirantes que funcionarán a modo de contrafuertes (o técnicamente llamados estribos, ya que se encuentran en el trasdós y quedarán ocultos por la masa de suelo a contener). Otra característica del muro es su posibilidad de ser ensamblado con otros muros similares, aprovechando las uniones dispuestas para los tirantes.

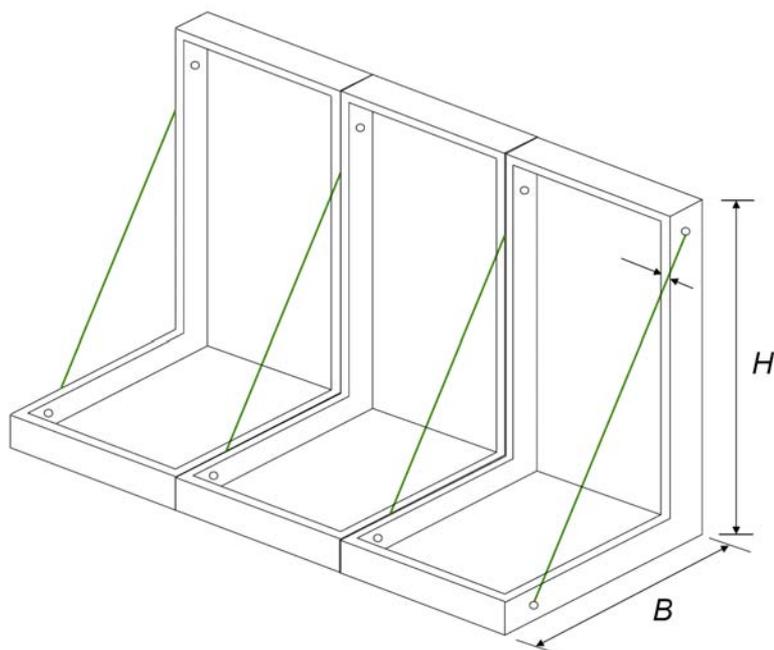


Figura 7.3 Perspectiva del sistema estructural propuesto.

7.3 VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

La eliminación de la punta de la zapata permite una simplificación en el análisis de esta estructura, pues siendo de pequeñas dimensiones, éstas pueden ser consideradas irrelevantes en comparación con las dimensiones del relleno. Esto equivale a la utilización del esquema simplificado de la figura 7.4 para la verificación de estabilidad del conjunto suelo – estructura, esquema que conduce a la determinación algebraica de la dimensión B . Entonces se tiene lo siguiente

De la ecuación 5.7 se obtiene

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right)$$

$$k_a = 0,333$$

Para un muro con $H = 1,50$ m y reemplazando k_a en la ecuación 5.9

$$E_a = \frac{1}{2}(0,333 \cdot 18 \cdot 1,50^2)$$

$$E_a = 6,75 \text{ kN/m}$$

Ahora, el momento que tiende a volcar el muro será

$$M_v = \frac{1}{3} \cdot E_a \cdot H$$

$$M_v = \frac{1}{3} \cdot 6,75 \cdot 1,50$$

$$M_v = 3,375 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

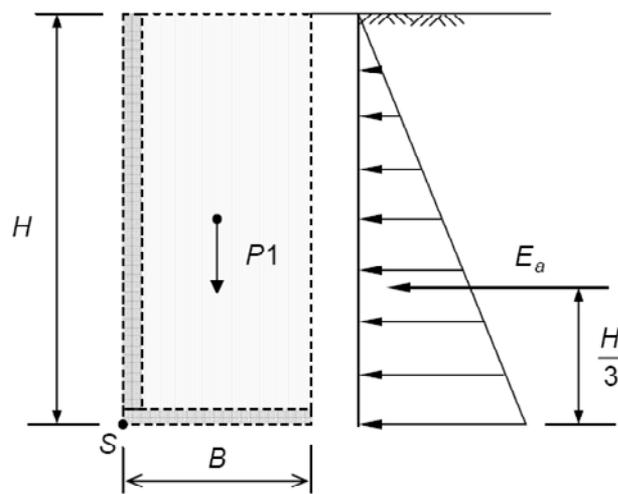


Figura 7.4 Esquema simplificado para verificación de estabilidad.

Los efectos de la acción de gravedad pueden ser descritos como sigue

$$N = P1 = H \cdot B \cdot \gamma$$

$$N = 1,50 \cdot B \cdot 18$$

$$N = 27 \cdot B \text{ kN/m} \tag{7.1}$$

y el momento que se opone al volteo será

$$M_R = N \cdot \frac{B}{2}$$

$$M_R = 27 \cdot B \cdot \frac{B}{2}$$

$$M_R = 13,5 \cdot B^2 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \tag{7.2}$$

7.3.1 VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO

A partir de la ecuación 6.1 y considerando que el coeficiente de fricción existente entre la zapata y el suelo de fundación es igual a $\mu = \tan 30^\circ$, al tomar un $FS = 1,5$ se tiene lo siguiente

$$\frac{\mu \cdot N}{E_a} \geq FS$$
$$\frac{\tan 30^\circ \cdot 27 \cdot B}{6,75} \geq 1,5$$
$$B \geq 0,65 \text{ m}$$

7.3.2 VERIFICACIÓN AL VOLCAMIENTO

Según la figura 7.4, al momentar con respecto al punto S (unión vástago – zapata) y tomando la ecuación 6.2 junto a un $FS = 2,0$ tenemos:

$$\frac{M_R}{M_v} \geq FS$$
$$\frac{13,5 \cdot B^2}{3,375} \geq 2,0$$
$$B \geq 0,70 \text{ m}$$

7.3.3 VERIFICACIÓN CAPACIDAD SOPORTE

Según lo indicado en la figura 6.3, la tensión máxima en el suelo de fundación ocurre en el frente de la zapata y, por tanto, cuanto mayor la punta de la zapata, menores serán estas tensiones. En nuestro caso, con la eliminación de esa punta, la distribución de tensiones en el suelo de fundación es más desfavorable en razón de que, en general, la resultante N tendrá una línea de acción fuera del núcleo central de la zapata. Ahora verificaremos si esto ocurre.

Adoptando $B = 0,850 \text{ m}$

$$\frac{B}{6} = 0,142 \text{ m}$$

de la ecuación 7.1 resulta $N = 22,950 \text{ kN/m}$

y de la 7.2 tenemos que

$$M_R = 9,754 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

Con estos valores podemos encontrar u y e , entonces reemplazando los datos en la ecuaciones 6.4 y 6.3 se obtiene lo siguiente:

$$u = \frac{9,754 - 3,375}{22,95}$$

$$u = 0,278$$

donde

$$e = \frac{0,850}{2} - 0,278$$

$$e = 0,147 \text{ m}$$

por lo tanto se cumple la predicción hecha de que la línea de acción de la resultante caería fuera del tercio central, pues

$$e > \frac{B}{6}$$

entonces usamos la ecuación 6.7

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{2 \cdot 22,950}{3 \cdot 0,278}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 55,036 \text{ kN} / \text{m}^2 = 0,055 \text{ MPa}$$

Esta tensión máxima debe ser comparada con la presión admisible que soporta el terreno de fundación. Entonces calcularemos la capacidad de soporte de dicho suelo.

Supondremos entonces, que el suelo de fundación es un limo arenoso con las siguientes propiedades:

$$\text{Peso específico} \quad : \quad \gamma = 16 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$\text{Ángulo de fricción interna} \quad : \quad \phi = 22^\circ$$

$$\text{Cohesión interna} \quad : \quad c = 5,4 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Método 1. Utilizando las ecuaciones 6.9 a 6.17 tenemos:

Factores de capacidad de soporte:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan 22^\circ} \cdot \left(\frac{1 + \text{sen} 22^\circ}{1 - \text{sen} 22^\circ} \right) = 7,821$$

$$N_c = (7,821 - 1) \cdot \cot 22^\circ = 16,883$$

$$N_\gamma = 2(7,821 + 1) \cdot \tan 20^\circ = 7,128$$

Factores de forma de DeBeer: Se considerará un largo unitario para la zapata.

$$\lambda_{cs} = 1 + \left(\frac{7,821}{16,883} \right) \cdot \left(\frac{0,850}{1,00} \right) = 1,394$$

$$\lambda_{qs} = 1 + \left(\frac{0,850}{1,00} \right) \cdot \tan 22^\circ = 1,343$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1 - 0,4 \cdot \left(\frac{0,85}{1,00} \right) = 0,660$$

Factores de profundidad de Hansen: Se considerará $D_f = 0,30 \text{ m}$. (figura 7.1)

$$\lambda_{cd} = 1 + 0,4 \cdot \left(\frac{0,30}{0,85} \right) = 1,141$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan 22^\circ \cdot (1 - \sin 22^\circ)^2 \cdot \left(\frac{0,30}{0,85} \right) = 1,112$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1$$

Reemplazando los valores obtenidos en la ecuación 6.8 tenemos:

$$q_u = 5,4 \cdot 16,883 \cdot 1,394 \cdot 1,141 + 16 \cdot 0,3 \cdot 7,821 \cdot 1,343 \cdot 1,112 + \frac{1}{2} \cdot 16 \cdot 0,85 \cdot 7,128 \cdot 0,66 \cdot 1$$

$$q_u \approx 233 \text{ kN/m}^2$$

Si tomamos un FS igual a 3, de la ecuación 6.20 obtenemos la siguiente capacidad de soporte admisible:

$$q_{adm} = \frac{233}{3} = 77,667 \text{ kN/m}^2$$

$$\approx 0,078 \text{ MPa}$$

Ahora, la capacidad de soporte admisible neta será (ecuaciones 6.21 y 6.22):

$$q_{u(neta)} = 233 - 16 \cdot 0,3 = 228,20 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm(neta)} = \frac{228,20}{3} = 76,066 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm(neta)} \approx 0,076 \text{ MPa}$$

Finalmente, al comparar las presiones de contacto sobre la zapata con la capacidad de soporte admisible del suelo de fundación mediante el método 1, se obtiene un resultado favorable, pues:

$$\begin{aligned} \sigma_{m\acute{a}x} &= 0,055 \text{ MPa} \leq q_{adm} = 0,078 \text{ MPa} \\ \sigma_{m\acute{a}x} &= 0,055 \text{ MPa} \leq q_{adm(neta)} = 0,076 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Método 2. Utilizando las ecuaciones 6.18 a 6.22 tenemos:

Factores de capacidad de soporte:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \cdot \tan 22^\circ} \cdot \left(\frac{1 + \sin 22^\circ}{1 - \sin 22^\circ} \right) = 7,821 \\ N_c &= (7,821 - 1) \cdot \cot 22^\circ = 16,883 \\ N_\gamma &= (7,821 - 1) \cdot \tan(1,4 \cdot 22^\circ) = 4,066 \end{aligned}$$

Factores de forma y de profundidad: Se considerará $L = 1 \text{ m}$ y $D_f = 0,30 \text{ m}$.

$$\begin{aligned} \lambda_{cs} &= 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{0,85}{1} \right) \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{22^\circ}{2} \right) = 1,374 \\ \lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} &= 1 + 0,1 \cdot \left(\frac{0,85}{1} \right) \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{22^\circ}{2} \right) = 1,187 \\ \lambda_{cd} &= 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{0,30}{0,85} \right) \cdot \tan \left(45 + \frac{22^\circ}{2} \right) = 1,105 \\ \lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} &= 1 + 0,1 \cdot \left(\frac{0,30}{0,85} \right) \cdot \tan \left(45 + \frac{22^\circ}{2} \right) = 1,052 \end{aligned}$$

Reemplazando los valores obtenidos en la ecuación 6.8 tenemos:

$$\begin{aligned} q_u &= 5,4 \cdot 16,883 \cdot 1,374 \cdot 1,105 + 16 \cdot 0,3 \cdot 7,821 \cdot 1,187 \cdot 1,052 \\ &\quad + \frac{1}{2} \cdot 16 \cdot 0,85 \cdot 2,871 \cdot 1,173 \cdot 1,052 \end{aligned}$$

$$q_u \approx 209 \text{ kN/m}^2$$

Si tomamos un FS igual a 3, de la ecuación 6.20 obtenemos la siguiente capacidad de soporte admisible:

$$q_{adm} = \frac{209}{3} = 69,667 \text{ kN/m}^2$$
$$\approx 0,070 \text{ MPa}$$

Ahora, la capacidad de soporte admisible neta será (ecuaciones 6.21 y 6.22):

$$q_{U(neta)} = 209 - 16 \cdot 0,3 = 204,20 \text{ kN/m}^2$$
$$q_{adm(neta)} = \frac{204,20}{3} = 68,067 \text{ kN/m}^2$$
$$\approx 0,068 \text{ MPa}$$

Finalmente, al comparar las presiones de contacto sobre la zapata con la capacidad de soporte admisible del suelo de fundación mediante el método 1, se obtiene un resultado favorable, pues:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 0,055 \text{ MPa} \leq q_{adm} = 0,070 \text{ MPa}$$
$$\sigma_{m\acute{a}x} = 0,055 \text{ MPa} \leq q_{adm(neta)} = 0,068 \text{ MPa}$$

Entonces, se puede decir que la estabilidad global externa del muro se verifica satisfactoriamente en los requerimientos de

- Estabilidad al deslizamiento
- Estabilidad al volcamiento y
- Capacidad portante del muro.

7.4 CONSIDERACIONES PREVIAS AL DISEÑO

En esta sección se considerará al ferrocemento actuando a flexión, lo que implica establecer las siguientes hipótesis de diseño (Mesa et al., 1989; Paul y Pama, 1992):

- El ferrocemento es considerado como un material homogéneo e isotrópico. Es isotrópico debido a que las mallas de alambre están distribuidas uniformemente por toda la sección de ferrocemento.
- Se supone que una sección transversal, que era plana antes de la carga, sigue siendo plana después de la carga, y la deformación es proporcional esfuerzo.

- El ferrocemento resiste tracciones.
- La deformación de la fibra es aproximadamente igual a la deformación del mortero que lo rodea.
- El espesor máximo del ferrocemento es de 3 cm.

Para el diseño se asume como metodología base, el Diseño por Resistencia utilizando factores de incremento de carga y factores de reducción de resistencia conocido en Chile como Diseño por Rotura o de Capacidad Última. Para este método de diseño se usará la combinación de carga más desfavorable de entre las siguientes (Cámara Chilena de la Construcción, 2000; ACI Committee 318, 2002):

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (7.3)$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H \quad (7.4)$$

donde

- D* = Solicitación por cargas muertas o permanentes.
F = Solicitación por cargas debidas al peso y presiones de flúidos.
H = Solicitación por cargas debidas al peso y presión del suelo, del agua en el suelo u otros materiales.
L = Solicitación por cargas vivas o sobrecargas eventuales.
L_r = Solicitación debido a sobrecargas de techo.
R = Solicitación por cargas de lluvia, excepto apozamientos.
S = Solicitación por cargas de nieve.
T = Solicitación debido a efectos acumulados de temperatura, fluencia lenta, retracción y asentamiento diferencial.
U = Resistencia requerida para soportar las cargas mayoradas.
W = Solicitación por cargas de viento.

7.5 ANÁLISIS ESTÁTICO DE LOS ELEMENTOS

Siendo prácticos diremos que el muro de contención en estudio es prácticamente un muro en voladizo “con tirantes”. Debido a esta similitud, en esta sección se utilizará el procedimiento usado para diseñar un muro de contención en voladizo. Entonces, adoptando el esquema estático simplificado de Huntington para la determinación de los esfuerzos (Migliore, 1987), la estructura de contención se descompone en dos elementos: pared o vástago y talón o zapata. Cada uno de estos elementos se diseña

individualmente (suponiendo un ancho unitario en ellos) como un voladizo saliendo de una masa o bloque central como se muestra en la figura 7.5 (McCormac, 2002).

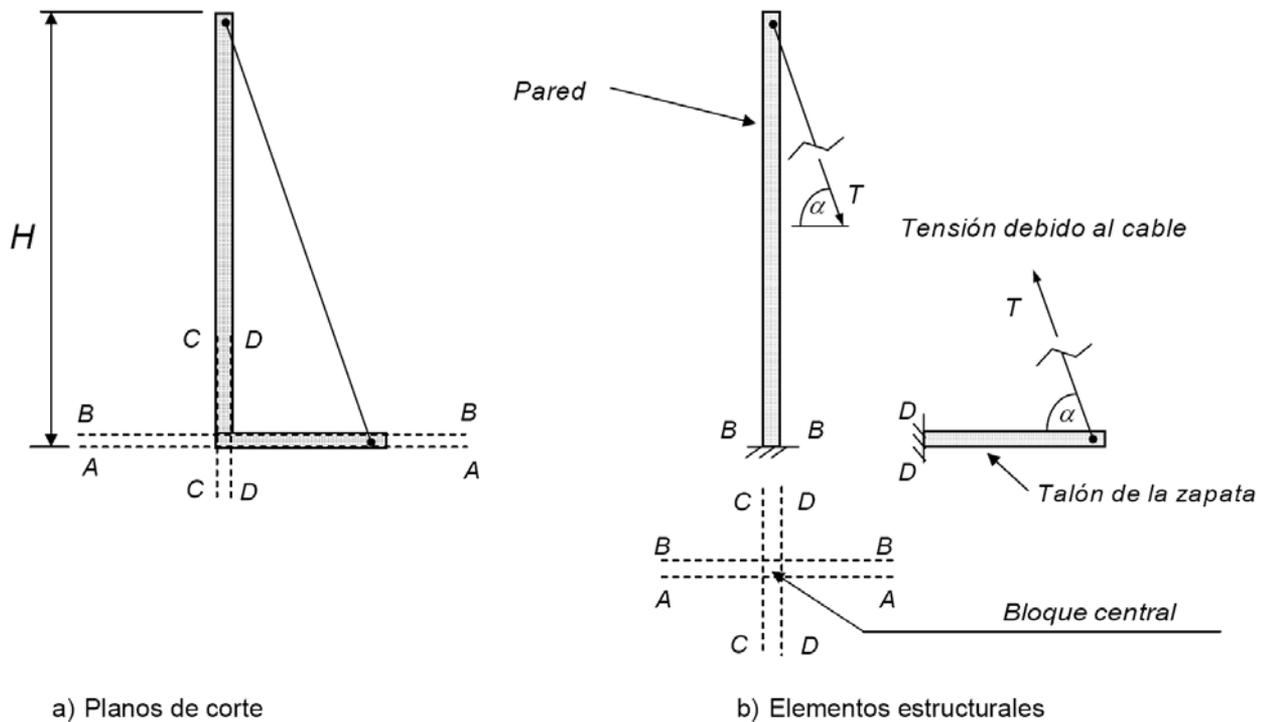


Figura 7.5 Esquema de análisis estático de los elementos del muro.

7.5.1 ANÁLISIS DE LA PARED

Para el análisis de la pared, se tomará la altura total del muro como se muestra en la figura 7.5, despreciando el espesor de la zapata. Entonces, los esfuerzos solicitantes por metro lineal de pared pueden obtenerse a partir de la integración de las cargas actuantes.

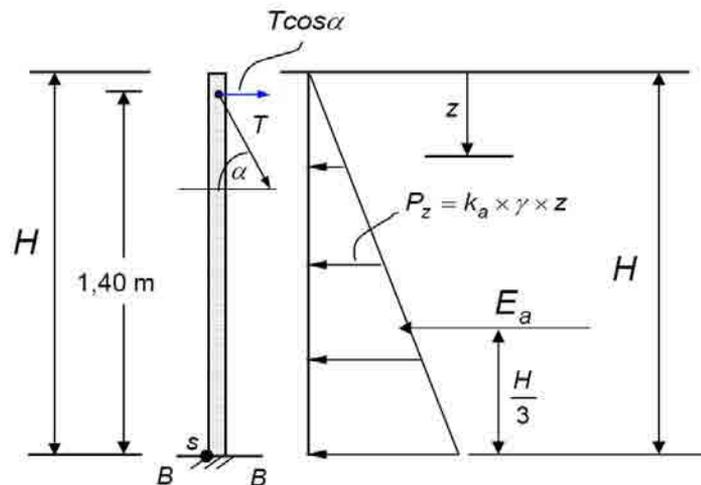


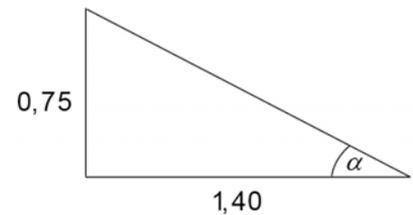
Figura 7.6 Esquema de las fuerzas actuantes sobre la pared del muro.

Para el caso del cable, se tomará el coseno de la fuerza ejercida por él sobre el muro, debido a la distribución de presiones ejercida por el suelo contenido. Todo lo anterior puede apreciarse en la figura 7.6.

Primero determinaremos el valor del ángulo α de la siguiente forma:

$$\tan\alpha = \frac{0,75}{1,40} \Rightarrow \alpha = \arctan\left(\frac{0,75}{1,40}\right)$$

$$\alpha \approx 28,18^\circ$$



Ahora, siendo $H = 1,50$ (m) y $E_a = 6,75$ (kN/m), hacemos sumatoria de momentos con respecto a "s" para obtener el valor de la tensión en el cable:

$$\sum M_s = 0: \Rightarrow 1,40 \cdot T \cos\alpha = E_a \cdot \frac{H}{3}$$

$$T = \frac{E_a \cdot H}{1,40 \cdot 3 \cdot \cos\alpha}$$

$$T = 2,735 \text{ (kN)}$$

Entonces tenemos los siguientes datos:

$$P_z = k_a \cdot \gamma \cdot z = 0,333 \cdot 18 \cdot z = 6 \cdot z \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$T \cos \alpha = 2,735 \cdot \cos 28,18^\circ = 2,411 \text{ (kN/m)}$$

Ahora, haciendo correr "z" en el sentido de la profundidad (figura 7.6) el esfuerzo cortante se rige en general según la ecuación:

$$V_z = -\int P_z \cdot dz \tag{7.5}$$

Debido a las cargas actuantes sobre la pared del muro, para el cortante se tendrán dos ecuaciones distintas o mejor dicho dos tramos:

$$V_z = -\int P_z \cdot dz \quad \text{para } (0 < z < 0,1)$$

$$V_z = -\int (6 \cdot z) dz \quad \text{para } (0 < z < 0,1)$$

$$V_z = -3 \cdot z^2 \text{ (kN/m)} \quad \text{para } (0 < z < 0,1) \tag{7.6}$$

$$V_z = -\int P_z \cdot dz + T \cos \alpha \quad \text{para } (0,1 < z < 1,5)$$

$$V_z = -\int (6 \cdot z) dz + 2,735 \cdot \cos 28,18^\circ \quad \text{para } (0,1 < z < 1,5)$$

$$V_z = -3 \cdot z^2 + 2,411 \text{ (kN/m)} \quad \text{para } (0,1 < z < 1,5) \quad (7.7)$$

De forma similar, tendremos dos tramos para el momento flector sobre la pared. Entonces, con "z" en igual sentido el momento flector se rige según la ecuación:

$$M_z = \int V_z \cdot dz \quad (7.8)$$

y en cada tramo se obtiene lo siguiente:

$$M_z = \int (-3 \cdot z^2) dz \quad \text{para } (0 < z < 0,1)$$

$$M_z = -z^3 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \quad \text{para } (0 < z < 0,1) \quad (7.9)$$

$$M_z = \int (-3 \cdot z^2) dz + 2,411(z - 0,1) \quad \text{para } (0,1 < z < 1,5)$$

$$M_z = -z^3 + 2,411(z - 0,1) \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \quad \text{para } (0,1 < z < 1,5) \quad (7.10)$$

Resolviendo las ecuaciones 7.6, 7.7, 7.9 y 7.10 obtenemos los diagramas de cortes y momentos solicitantes, como se muestra en la siguiente figura:

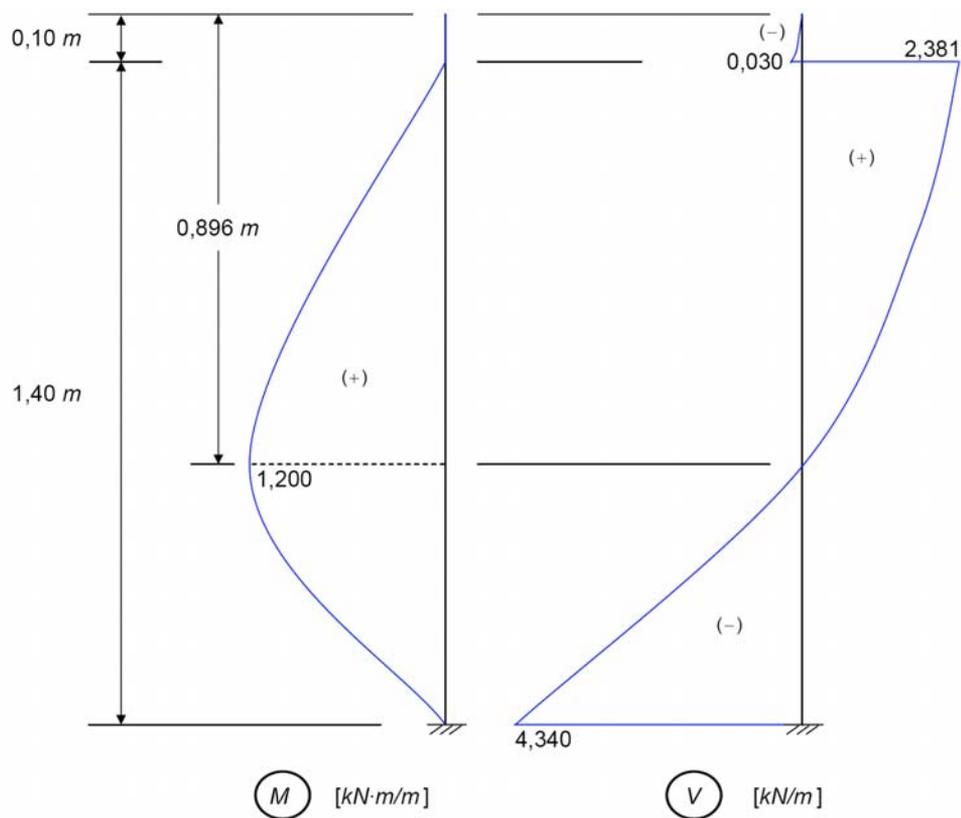


Figura 7.7 Diagramas de esfuerzos solicitantes en la pared del muro.

Ahora, se usará la combinación de carga que busque la mayor resistencia requerida U . En realidad, como en el caso del análisis del vástago, a diferencia del diseño de la zapata, no interviene el peso propio; cualquiera de las dos ecuaciones de combinación de carga sirve. En ambas el término H referente a las presiones ejercidas por el suelo está ponderado por 1,6. Entonces como ambas fuerzas, presión y tensión, tienen su origen debido a la acción del suelo; los esfuerzos máximos y más representativos se tabulan a continuación:

z (m)	Cortante (kN/m)	Momento (kN·m/m)	Cortante U (kN/m)	Momento U (kN·m/m)
0,100	-2,381	0,000	-3,857	0,000
0,896	0,000	1,200	0,000	1,920
1,500	-4,340	0,000	-6,944	0,000

Tabla 7.1 Solicitaciones principales sobre la pared del muro.

Ahora, para el cálculo de la armadura tenemos:

$$V_U = 1,6 \cdot V = 6,944 \text{ (kN)} = 0,71 \text{ (ton)} \quad (7.11)$$

Sea: $\phi = 0,85$

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (7.12)$$

$$\phi \cdot V_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{250} \cdot 100 \cdot 2,4 = 1,710 \text{ (ton)}$$

$$\phi \cdot V_c \geq V_U \quad \text{Ok, por lo tanto no se requiere armadura de corte.}$$

Ahora para el momento tenemos:

$$M_U = 1,6 \cdot M = 1,920 \text{ (kN} \cdot \text{m)} = 0,196 \text{ (ton} \cdot \text{m)} \quad (7.13)$$

$$M_n = \frac{M_U}{\phi} = \frac{0,196}{0,9} = 0,218 \text{ (ton} \cdot \text{m)}$$

Luego, la cuantía de balance en rotura queda determinada por:

$$\rho_b = \frac{A_s}{b \cdot d} = \alpha \cdot \frac{f_c'}{\sigma_y} \cdot \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \frac{\sigma_y}{E_s}}, \quad \text{con } \alpha = 0,72 \text{ si } f_c' \leq 280 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (7.14)$$

$$\text{entonces: } \rho_b = 0,72 \cdot \frac{250}{5.000} \cdot \frac{0,003}{0,003 + \frac{5.000}{2,1 \cdot 10^6}} = 0,020$$

$$0,75 \cdot \rho_b = 0,015 \quad (7.15)$$

$$\rho_{min} = \frac{14,06}{5.000} = 0,0028 \quad (7.16)$$

Suponiendo $c = 0,56$ (cm):

$$A_s = \frac{M_n}{\sigma_y (d - \beta \cdot c)}, \quad \text{con } \beta = 0,425 \text{ si } f_c' \leq 280 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (7.17)$$

$$A_s = \frac{0,218}{5,0(0,024 - 0,425 \cdot 0,0056)} = 2,017 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

y se verifica:

$$c = \frac{A_s \cdot \sigma_y}{\alpha \cdot f_c' \cdot b} = \frac{2,017 \cdot 5.000}{0,72 \cdot 250 \cdot 100} = 0,56 \text{ (cm)} \quad (7.18)$$

$$0,75 \cdot \rho_b \geq \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,017}{100 \cdot 2,4} = 0,0084 \geq \rho_{min}$$

7.5.2 ANÁLISIS DE LA ZAPATA

Para la zapata tenemos el siguiente esquema de cargas actuantes, donde:

P_1 = Peso propio de la zapata.

P_2 = Peso del suelo contenido sobre la zapata.

P_3 = Reacción de apoyo del suelo de fundación.

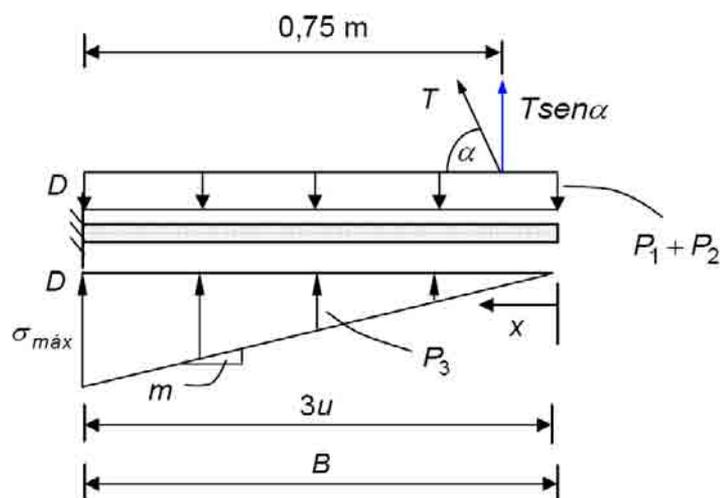


Figura 7.8 Esquema de las fuerzas actuantes sobre la zapata del muro.

Despreciando la diferencia entre $3u$ y B , se calculan las distintas fuerzas actuantes para un largo unitario:

$$P_1 = B \cdot e \cdot \gamma_{ferroc.} = 0,85 \cdot 0,03 \cdot 23,536 = 0,600 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = B \cdot H \cdot \gamma_{suelo} = 0,85 \cdot 1,50 \cdot 18,0 = 22,950 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_3 = m \cdot x = 66 \cdot x \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_x = P_1 + P_2 - P_3 = 23,550 - 66 \cdot x \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Ahora, haciendo correr "x" en el sentido mostrado en la figura 7.8 y utilizando la ecuación general 7.5 obtenemos:

$$\begin{aligned} V_x &= -\int P_x \cdot dx && \text{para } (0 < x < 0,1) \\ V_x &= -\int (23,550 - 66 \cdot x) dx && \text{para } (0 < x < 0,1) \\ V_x &= -23,550 \cdot x + 33 \cdot x^2 \text{ (kN/m)} && \text{para } (0 < x < 0,1) \end{aligned} \quad (7.19)$$

$$\begin{aligned} V_x &= -\int P_x \cdot dx - T \text{sen } \alpha && \text{para } (0,1 < x < 0,85) \\ V_x &= -\int (23,550 - 66 \cdot x) dx - 2,735 \cdot \text{sen } 28,18^\circ && \text{para } (0,1 < x < 0,85) \\ V_x &= 33 \cdot x^2 - 23,550 \cdot x - 1,292 \text{ (kN/m)} && \text{para } (0,1 < x < 0,85) \end{aligned} \quad (7.20)$$

Entonces, con "x" en el mismo sentido y ayudados por la ecuación 7.8, en cada tramo se obtienen los siguientes momentos:

$$\begin{aligned} M_x &= \int V_x \cdot dx && \text{para } (0 < x < 0,1) \\ M_x &= \int (33 \cdot x^2 - 23,550 \cdot x) dx && \text{para } (0 < x < 0,1) \\ M_x &= 11 \cdot x^3 - 11,775 \cdot x^2 \text{ (kN/m)} && \text{para } (0 < x < 0,1) \end{aligned} \quad (7.21)$$

$$\begin{aligned} M_x &= \int P_x \cdot dx - T \text{sen } \alpha (x - 0,1) && \text{para } (0,1 < x < 0,85) \\ M_x &= \int (33 \cdot x^2 - 23,550 \cdot x) dx - 1,292 (x - 0,1) && \text{para } (0,1 < x < 0,85) \\ M_x &= 11 \cdot x^3 - 11,775 \cdot x^2 - 1,292 (x - 0,1) \text{ (kN/m)} && \text{para } (0,1 < x < 0,85) \end{aligned} \quad (7.22)$$

Resolviendo las ecuaciones 7.19, 7.20, 7.21 y 7.22 obtendremos los diagramas de cortes y momentos solicitantes sobre la zapata. Estos diagramas se muestran en la siguiente figura:

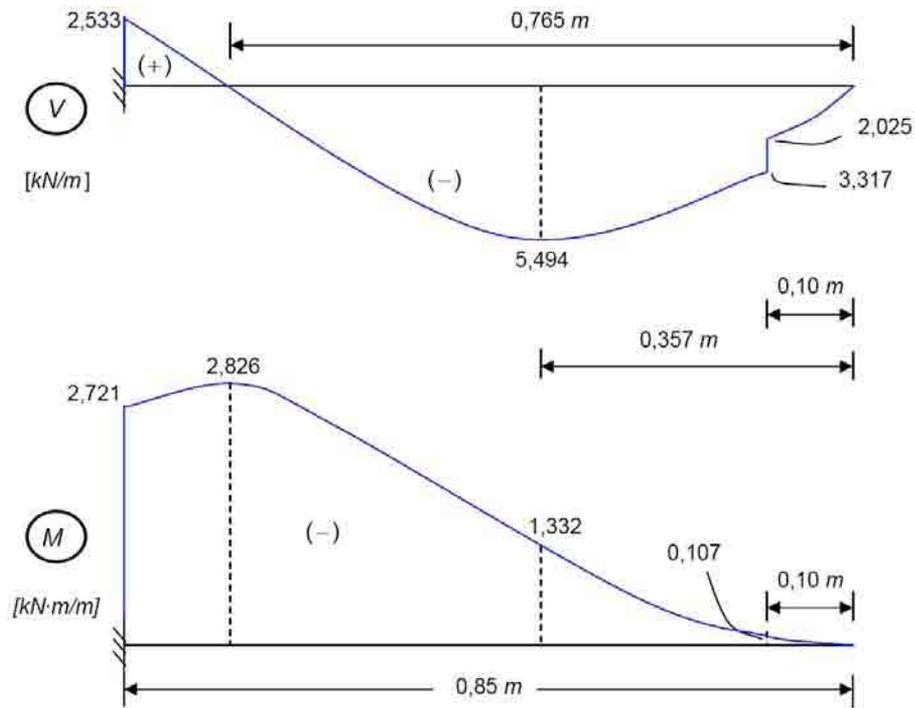


Figura 7.9 Diagramas de esfuerzos solicitantes sobre la zapata.

Ahora, se usará la combinación de carga que busque la mayor resistencia requerida U . los esfuerzos máximos y más representativos se tabulan a continuación:

x (m)	Cortante (kN/m)	Momento (kN·m/m)	Cortante U (kN/m)	Momento U (kN·m/m)
0,100	-3,317	-0,107	-5,307	-0,171
0,357	-5,494	-1,332	-8,790	-2,131
0,765	0,000	-2,826	0,000	-4,522
0,850	2,533	-2,721	-4,053	-4,354

Tabla 7.1 Solicitaciones principales sobre la zapata del muro.

Ahora, para el cálculo de la armadura tenemos:

$$V_U = 1,6 \cdot V = 8,790 \text{ (kN)} = 0,896 \text{ (ton)} \quad (7.11)$$

Sea: $\phi = 0,85$

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (7.12)$$

$$\phi \cdot V_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{250} \cdot 100 \cdot 2,4 = 1,710 \text{ (ton)}$$

$$\phi \cdot V_c \geq V_U \text{ Ok, por lo tanto no se requiere armadura de corte.}$$

Ahora para el momento tenemos:

$$M_U = 1,6 \cdot M = 4,522 \text{ (kN} \cdot \text{m)} = 0,461 \text{ (ton} \cdot \text{m)} \quad (7.13)$$

$$M_n = \frac{M_U}{\phi} = \frac{0,461}{0,9} = 0,512 \text{ (ton} \cdot \text{m)}$$

Luego, la cuantía de balance en rotura queda determinada por:

$$\rho_b = \frac{A_s}{b \cdot d} = \alpha \cdot \frac{f_c'}{\sigma_y} \cdot \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \frac{\sigma_y}{E_s}}, \quad \text{con } \alpha = 0,72 \text{ si } f_c' \leq 280 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (7.14)$$

$$\text{entonces: } \rho_b = 0,72 \cdot \frac{250}{5.000} \cdot \frac{0,003}{0,003 + \frac{5.000}{2,1 \cdot 10^6}} = 0,020$$

$$0,75 \cdot \rho_b = 0,015 \quad (7.15)$$

$$\rho_{min} = \frac{14,06}{5.000} = 0,0028 \quad (7.16)$$

Suponiendo $c = 1,69 \text{ (cm)}$:

$$A_s = \frac{M_n}{\sigma_y (d - \beta \cdot c)}, \quad \text{con } \beta = 0,425 \text{ si } f_c' \leq 280 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (7.17)$$

$$A_s = \frac{0,512}{5,0(0,024 - 0,425 \cdot 0,0169)} = 6,089 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

y se verifica:

$$c = \frac{A_s \cdot \sigma_y}{\alpha \cdot f_c' \cdot b} = \frac{6,089 \cdot 5.000}{0,72 \cdot 250 \cdot 100} = 1,69 \text{ (cm)} \quad (7.18)$$

$$0,75 \cdot \rho_b \geq \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6,089}{100 \cdot 2,4} = 0,0253 \geq \rho_{min} \quad \text{No se cumple}$$

$$\therefore A_s = 0,75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d = 3,6 \text{ cm}^2$$

Nota: Para los detalles de la armadura, ver Anexo B.

7.5.3 ANÁLISIS DEL TIRANTE

Para la confección de los tirantes se utilizaron, por razones de economía de material, barras de acero A 44 - 28H ϕ 10 mm. En los análisis se determinará la carga mínima requerida por el tirante, debido a la tensión originada sobre él.

Resistencia mínima a la tracción: $\sigma_r = 4.400 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

Sabemos que: $\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow P = \sigma \cdot A$ (7.19)

entonces $P_{\max} = \sigma \cdot A = \sigma \left(\pi \cdot \frac{d^4}{4} \right) = 4.400 \left(\pi \cdot \frac{1^4}{4} \right)$

$P_{\max} = 3.455,752 \text{ (kg)} = 33,889 \text{ (kN)} \geq 2T \text{ OK, cumple.}$

Resistencia mínima de fluencia: $\sigma_y = 2.800 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

entonces $P_{\max} = \sigma \cdot A = \sigma \left(\pi \cdot \frac{d^4}{4} \right) = 2.800 \left(\pi \cdot \frac{1^4}{4} \right)$

$P_{\max} = 2.199,115 \text{ (kg)} = 21,566 \text{ (kN)} \geq 2T \text{ OK, cumple.}$

Nota: Para los detalles del tirante, ver Anexo B.

7.5.4 ANÁLISIS DE UNIONES SOLDADAS Y APERNADAS

Los siguientes análisis se realizaron según lo establecido en la “Guía para el diseño en Acero del Sr. Elías Arze” y la norma chilena “NCh 427 cR76: Especificaciones para el cálculo de estructuras de acero para edificios”.

Para las soldaduras se utilizaron electrodos Indura “Punto Azul”, cuya clasificación es AWS: E-6011 y planchas de acero de calidad A 37-24ES. Se diseñará la longitud requerida del cordón y el espesor del gusset. Entonces se tiene lo siguiente:

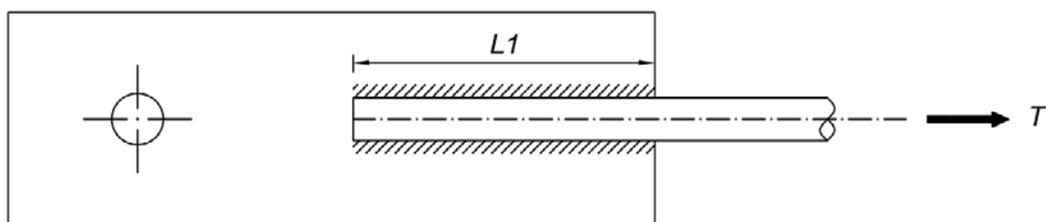
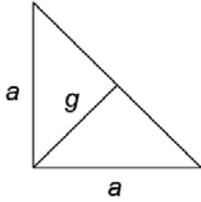


Figura 7.10 Esquema de las uniones empleadas.

Para un acero A 37-24ES, la fatiga admisible es:

$$f = 0,4 \cdot F_f = 1,0 \text{ (ton/cm}^2\text{)}$$



Si $a = 4 \text{ mm}$, el espesor del gusset queda determinado como:

$$g = \frac{a}{\sqrt{2}} \Rightarrow g = \frac{4}{\sqrt{2}} = 2,83 \text{ (mm)} \quad (7.20)$$

Entonces se usará: $g = 3 \text{ (mm)}$

Longitud "L" requerida mínima:

$$L_{min} = \frac{T}{g \cdot f} = \frac{0,279}{0,283 \cdot 1,0} \quad (7.21)$$

$$L_{min} \approx 1,00 \text{ (cm)}$$

$$L_1 = \frac{L}{2} = 0,50 \text{ (cm)}, \quad \text{se usó } L_1 = 5,00 \text{ (cm)}$$

En las uniones apernadas se usaron pernos corrientes A 42-23. Para cizalle simple tenemos que:

$$\text{Fatiga real de cizalle: } f_v = \frac{T}{A} \quad (7.22)$$

la idea es encontrar el diámetro mínimo requerido, por lo tanto:

$$f_v = \frac{T}{\pi \cdot \frac{\phi^2}{4}} = \frac{0,279}{\pi \cdot \frac{\phi^2}{4}} = \frac{0,356}{\phi^2}$$

Ahora, se debe cumplir con la siguiente condición:

$$\sigma_{cizalle}^{adm} \geq f_v \quad (7.23)$$

entonces: $0,70 = \frac{0,356}{\phi^2} \Rightarrow \phi_{min} = 0,713 \text{ (cm)}$

Según cálculo usar pernos de 5/16 pulg. Se usaron pernos de 3/8 pulg. (10 mm).

Finalmente, los agujeros se calculan de la siguiente forma:

$$D = \phi_{perno} + 3,2 \approx 13 \text{ (mm)} \quad (7.24)$$

Nota: Para los detalles de esta sección, ver Anexo B.

8.1 INTRODUCCIÓN

Debido al elevado peso propio de las estructuras tradicionales de hormigón armado, una de las principales ventajas que debería cumplir el ferrocemento es su bajo peso a la hora del transporte y montaje. Con esto se asegura la simplicidad para armar estructuras en lugares de difícil acceso, empleando sólo tracción humana durante el traslado. Éstas entre otras características son importantes a la hora de proyectar y construir prefabricados de ferrocemento.

En esta sección se detallará, con más precisión, los pasos seguidos durante la construcción del muro de contención de ferrocemento, desde la fabricación de los moldajes hasta sus respectivos descimbres.

8.2 MOLDAJES

De los moldajes se espera principalmente que sean estancos, capaces de soportar la presión del vaciado y curado de los elementos, con lo cual se garantiza las dimensiones de las piezas dentro de las tolerancias permitidas; y por supuesto la posible reutilización de los moldes para fabricaciones posteriores.

Para la ejecución de los moldajes se utilizaron los siguientes materiales:

PRODUCTO	CANTIDAD
Tablero contrachapado Inbonic 1,22x2,44x9 mm.	4 unid.
Pino dimensionado verde 1x2" 3,2 m.	13 unid.
Pino dimensionado verde 2x2" 3,2 m.	2 unid.
Clavo corriente 3".	1/2 kg.
Clavo punta 1".	1/2 kg.

Tabla 8.1 Materiales empleados en moldajes.

En las siguientes imágenes se muestra la forma que tienen los moldajes. También se detallan sus distintas componentes, las cuales se enuncian en la tabla 8.2.

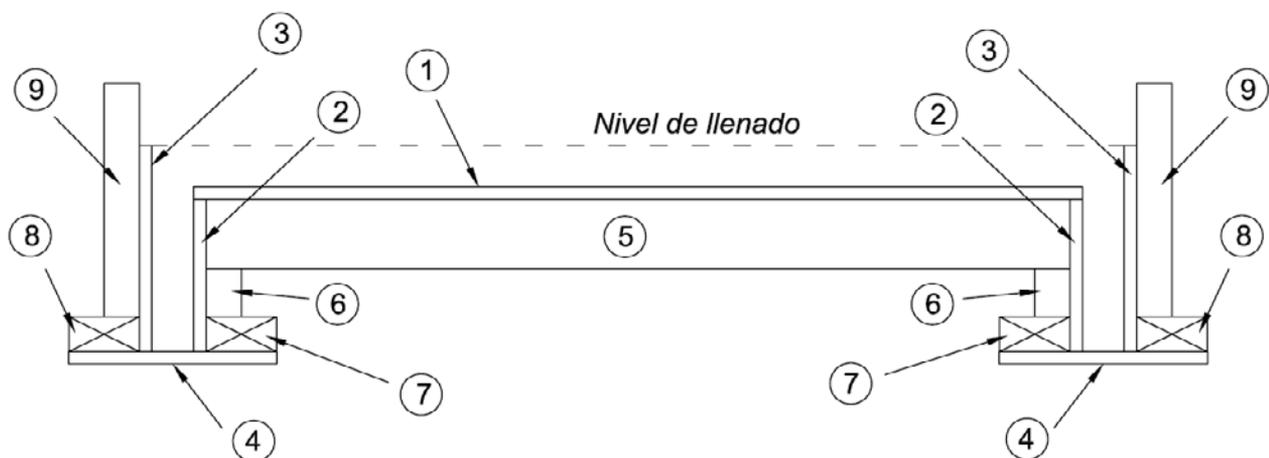


Figura 8.1 Vista frontal del moldaje con sus distintas componentes.

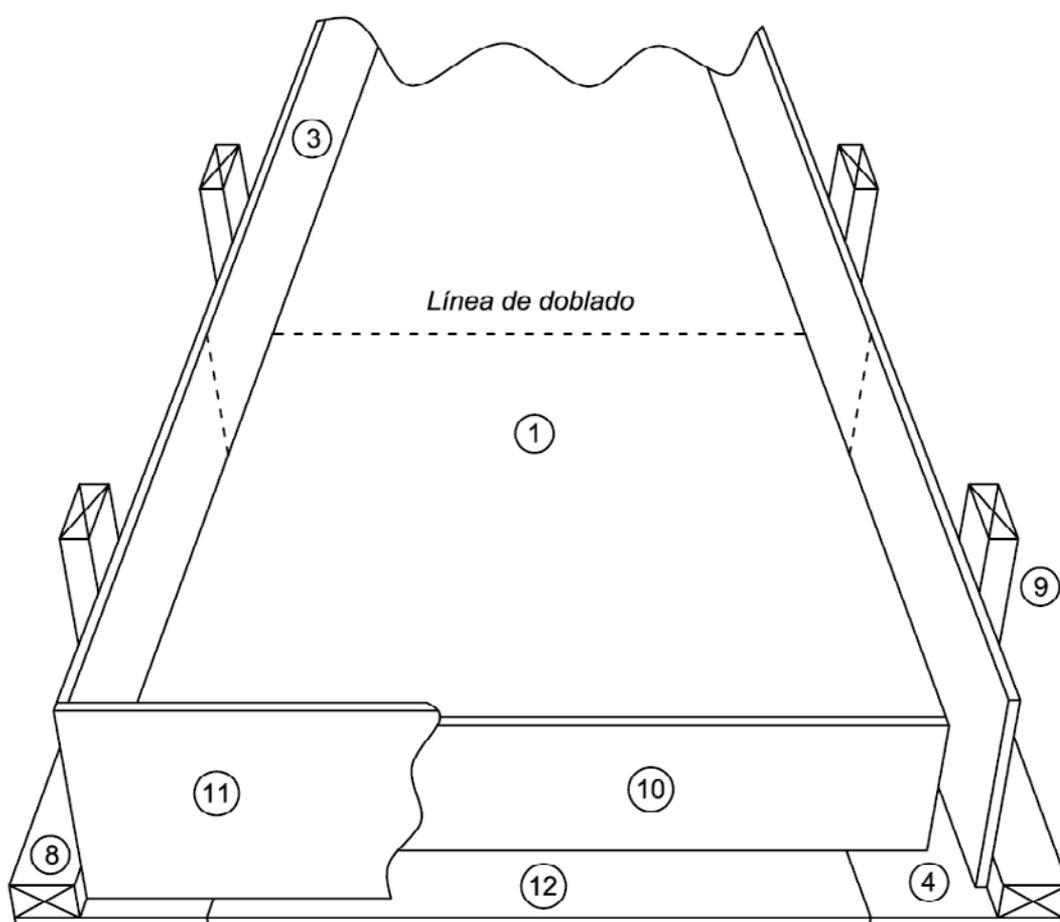


Figura 8.2 Perspectiva del moldaje construido.

DESCRIPCIÓN	TIPO	x moldaje	TOTAL
Pieza 1: 64 x 229 cm.	Inbonic	1	3
Pieza 2: 11,1 x 229 cm.	Inbonic	2	6
Pieza 3: 15 x 235 cm.	Inbonic	2	6
Pieza 4: 15 x 240 cm.	Inbonic	2	6

DESCRIPCIÓN	TIPO	x moldaje	TOTAL
Pieza 5: 62,2 cm.	Pino 2x2"	3	9
Pieza 6: 3,48 cm.	Pino 1x2"	6	18
Pieza 7: 227,2 cm.	Pino 1x2"	2	6
Pieza 8: 240 cm.	Pino 1x2"	2	6
Pieza 9: 17 cm.	Pino 1x2"	6	18
Pieza 10: 64 x 12 cm.	Inbonic	2	6
Pieza 11: 71,8 x 15 cm.	Inbonic	2	6
Pieza 11: 52 x 15 cm.	Inbonic	2	6

Tabla 8.2 Despiece de los moldajes.

Se construyeron 3 moldajes. O sea uno para cada muro por la eventualidad de daño que pudiera recibir alguno durante el descimbre.

Las piezas N° 9 se usaron para controlar la deformación de la cara externa de los muros. Durante el llenado de los muro se debió reforzar algunas partes, en especial los vértices formados por las uniones de las piezas N° 3 y N° 11.

8.3 ARMADURA

Debido al espesor de las secciones, en la ejecución de las armaduras se debió tener especial cuidado en que no "topen" con la superficie de los moldajes. Esto se cumplió casi a la perfección salvo en el tramo donde se doblan las barras ϕ 10 mm., que corresponde a la línea de doblado como se verá más adelante.

Para la ejecución de los moldajes se utilizaron las siguientes materiales:

PRODUCTO	CANTIDAD
Malla Acma C-139 sin ec. de borde 2,50x5,00 m.	1 unid.
Malla hexagonal 3/4"x22, altura 1m.	14 ml.
Fierro ϕ 10 mm. A44-28H 6 m.	6 unid.
Alambre galvanizado calibre 20.	1 kg.

Tabla 8.3 Materiales empleados en armaduras.

Tanto los dobleces como el dimensionado de la malla Acma y de las barras, se realizaron de forma artesanal, cuidando que queden en perfecta escuadra (90°). Para ello se utilizó un tornillo y mucho ingenio:



Figura 8.3 Doblado malla Acma.



Figura 8.4 Doblado malla Acma.



Figura 8.5 Doblado malla Acma.



Figura 8.6 Dimensionado de barras.



Figura 8.7 Dimensionado malla Acma.



Figura 8.8 Doblado de barras.

Luego de doblar la malla Acma a su forma definitiva se ejecutaron pruebas de calce sobre los moldajes para luego fijar las barras en los costados. En teoría, la separación entre las mallas hexagonal y Acma era de 1 cm. Esto en la práctica fue imposible debido a la forma y llenado del muro. Entonces se optó por amarrar la malla hexagonal a ambos lados de la Acma como se aprecia a continuación:



Figura 8.9 Calce previo de armaduras.



Figura 8.10 Preparación de armaduras.



Figura 8.11 Fijación de barras.



Figura 8.12 Preparación de armaduras.

Luego de finalizar las armaduras, se prueban sobre los moldajes para proceder a realizar cualquier arreglo pertinente para evitar excesivos esfuerzos hacia los moldajes por parte de éstas.

Finalmente y luego de verificar un calce relativamente holgado, se proceden a colocar las tapas finales de los moldajes, que corresponden a las piezas N° 10 y N° 11.



Figura 8.13 Arreglo de armaduras.



Figura 8.14 Prueba de armaduras.

8.4 LLENADO DE LOS MOLDES

Como se mencionó anteriormente, el mortero utilizado para hormigonar, debe tener una buena fluidez y trabajabilidad con el fin de asegurar su efectivo paso a través de la armadura y un llenado completo de los moldes.

El hormigonado debe comenzar por los bordes del muro para terminar en la parte superior. A su vez, se debe asegurar un buen vibrado para eliminar el aire atrapado durante el vertido del mortero.

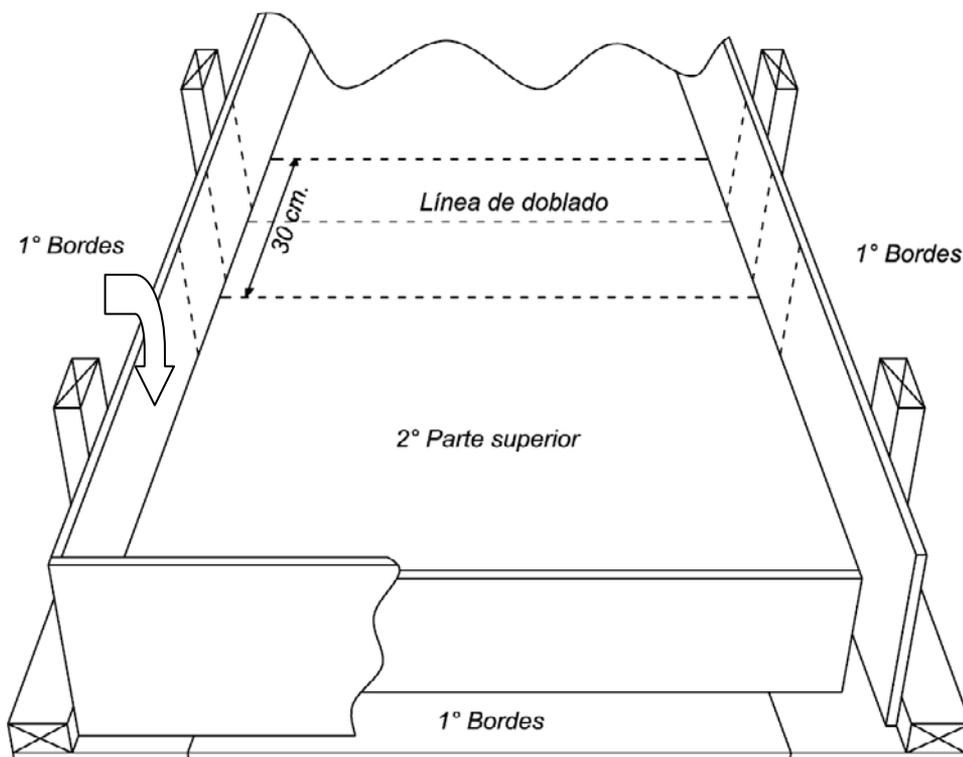


Figura 8.13 Esquema de llenado de los moldajes.

PRODUCTO	CANTIDAD
Betonera eléctrica 150 lt.	1 unid.
Bolsa cemento Bio-Bio 42,5 kg.	4 unid.
Arena fina	1/4 m ³
Sikament NF aditivo superplastif.	1 unid.
Sikadur 32 Gel puente de adherencia	1 unid.

Tabla 8.4 Materiales empleados en amasadas y hormigonado.

Como se puede observar en la figura 8.13, el propósito de la línea de doblado es justamente “doblar” la estructura en dicha parte para dar la forma definitiva del muro. Para este propósito, se dejó un margen de 30 (cm) de estructura sin hormigonar. Así, con la ayuda de espuma de poliuretano en spray, madera y poliestireno expandido; se logra aislar el tramo establecido impidiendo que el mortero fluya hacia este sector.



Figura 8.14 Moldajes y armadura.



Figura 8.15 Moldaje listo para hormigonado.



Figura 8.16 Detalle del tramo sin hormigonar.



Figura 8.17 Detalle del tramo sin hormigonar.



Figura 8.18 Llenado y vibrado del mortero.



Figura 8.19 Llenado y vibrado del mortero.

Luego del hormigonado y vibrado, se procede a hacer las terminaciones y afinados de las superficies del muro. En seguida se procede a cubrir los moldajes con polietileno para asegurar un buen curado y evitar que el mortero pierda excesiva humedad en un principio. Como se aprecia en las imágenes, debido a la deformación en los moldajes producida por la presión del mortero, se debió disponer de un arrostamiento extra para contrarrestar estos efectos en la sección de mayor longitud hormigonada.



Figura 8.20
Muro hormigonado.



Figura 8.21
Muro hormigonado.

Es importante mencionar que previo al llenado de los moldes, se les aplicó un desmoldante, el cual fue el resultado de una mezcla entre aceite y petróleo.

Luego de cubrir los muros, como se mencionó anteriormente, se inicia la etapa de curado. Para asegurar un buen curado inicial la estructura fue hidratada con agua

diariamente alrededor de 10 días, pasado este lapso se siguió mojando pero de forma menos rigurosa.



Figura 8.22 Protección de muros para curado.



Figura 8.23 Protección de muros para curado.

Pasadas alrededor de dos semanas se procedió a desmoldar la estructura, teniendo especial cuidado en no dañar los cantos o bordes. El desmoldante cumplió su papel de forma exitosa en las “alas” o contornos de la estructura; pero debido a una pequeña deformación de la cara interna de estos contornos (piezas N° 2), la pieza N° 1 quedó atrapada. Lamentablemente, debido a la disposición de los moldajes fue imposible observar estas deformaciones, ya que se encontraban ocultas. Para salir del paso, se optó por hacer cortes sobre la pieza N° 1 con una sierra circular, lo cual destruyó parte importante del moldaje. Esto sucedió en dos moldajes.

Luego se procedió a la limpieza completa de la superficie que contenía la espuma de poliuretano con el propósito de dar la forma final en “L” al muro.



Figura 8.24 Descimbre de la estructura.



Figura 8.25 Descimbre de la estructura.



Figura 8.26 Problemas de descimbre pieza N°1.



Figura 8.27 Problemas de descimbre pieza N°1.



Figura 8.28 Muros desmoldados.



Figura 8.29 Muros desmoldados.



Figura 8.30 Muros desmoldados.



Figura 8.31 Limpieza final.

Para el proceso de doblado de los muros, se fijó la parte del vástago a una mesa del laboratorio a través de pernos y placas metálicas, con la intención de doblar la zapata en ángulo recto con respecto a la horizontal, como se esquematiza en la figura 8.30.

Luego de reiterados intentos se pudo doblar la estructura pero debido a la ausencia de equipos mecánicos para este fin, el resultado no fue el esperado. Las barras ϕ 10 mm de los costados no se doblaron a escuadra ni en la misma posición, lo que llevó a tomar la decisión de cortar la estructura en la línea de doblado.



Figura 8.32 Corte de la estructura.



Figura 8.33 Corte de la estructura.

Posterior a la separación de las estructuras se confeccionaron suples de los distintos componentes de la armadura para la unión final de los muros. Esta unión se realizó a través de soldaduras y amarres con alambre, con la intención de asegurar una perfecta continuidad en la armadura y un desempeño semejante al de una estructura realizada en forma monolítica.

Este proceso complicó un poco el trabajo ya que debido a la inclusión de armadura extra proveniente de los suples, los límites de espesor de las secciones involucradas (3 cm.), podrían sufrir aumentos considerables. Luego de un estudio de la situación se determinó la forma más conveniente de disponer los suples de tal manera que las secciones respeten los límites previstos.



Figura 8.34 Fijación de suples para forma final.



Figura 8.35 Fijación de suples para forma final.



Figura 8.36 Vista de suples instalados.



Figura 8.37 Vista de suples instalados.

Con las estructuras nuevamente en condiciones, se procede a la colocación del hormigón faltante. Esta vez, la técnica empleada fue distinta a la primera. Se dispuso de un pequeño moldaje en la cara interna de la estructura para luego rellenar a mano, “tirándolo” fuertemente contra la estructura a modo de estuco para asegurar una buena penetración a través de la armadura.



Figura 8.38 Hormigonado a mano de los muros.



Figura 8.39 Hormigonado a mano de los muros.

El mortero empleado fue más seco debido a la ausencia de moldaje externo, para evitar así el escurrimiento del mismo. Finalmente se le dieron las respectivas terminaciones y afinado de las superficies.

Luego se repitió el proceso de curado en forma similar a la realizada en la parte anterior de hormigonado.



Figura 8.40 Terminación y afinado de los muros.



Figura 8.41 Terminación y afinado de los muros.



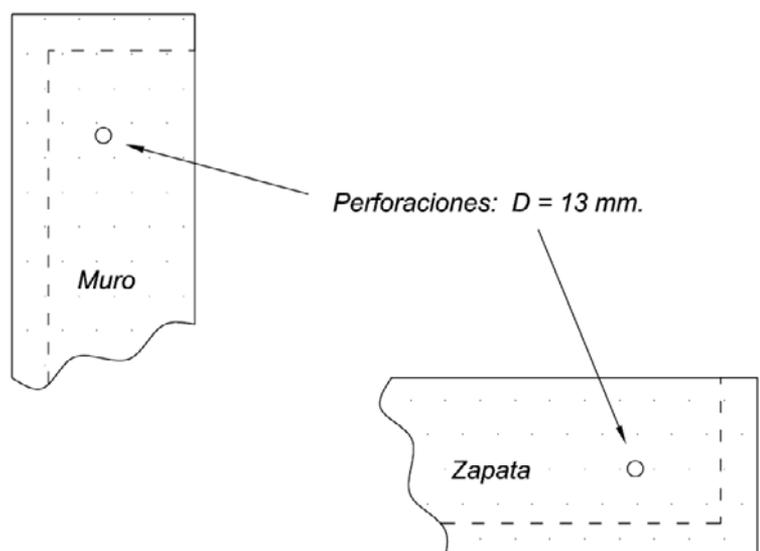
Figura 8.42 Terminación y afinado de los muros.



Figura 8.43 Terminación y afinado de los muros.

El siguiente paso fue la instalación de los tirantes (ver detalles en Anexo B.2). Se perforaron los muros con la ayuda de un taladro percutor como se indica en la figura 8.44 para luego apernar los tirantes al muro de contención, con lo cual se da por terminado la construcción del muro de contención de ferrocemento.

Figura 8.44 Perforaciones para instalación de tirantes.



9.1 PREPARACIÓN DE LOS MUROS

Luego de una amplia discusión sobre la forma de “cómo ensayar”, que abarcó ideas desde la utilización de tierra (ensayo in situ) hasta simulaciones de carga por medios hidrostáticos o neumáticos; se optó por empotrar la estructura al suelo y simular el empuje activo como una carga en el tercio de la altura del muro.

Para llevar a cabo el empotramiento, se alargaron cuatro hilos de 1” existentes en el radier del laboratorio, para así apernar la zapata contra el suelo y simular el empotramiento. Primero se limpiaron los hilos anclados con lubricante W40, luego se soldaron tres turcas de 1” que sirvieron de puente o conexión entre los hilos anclados y las extensiones. Finalmente el metro de hilo se dimensionó en 4 partes y se ejecutó la conexión. Este proceso se muestra en la siguiente figura:

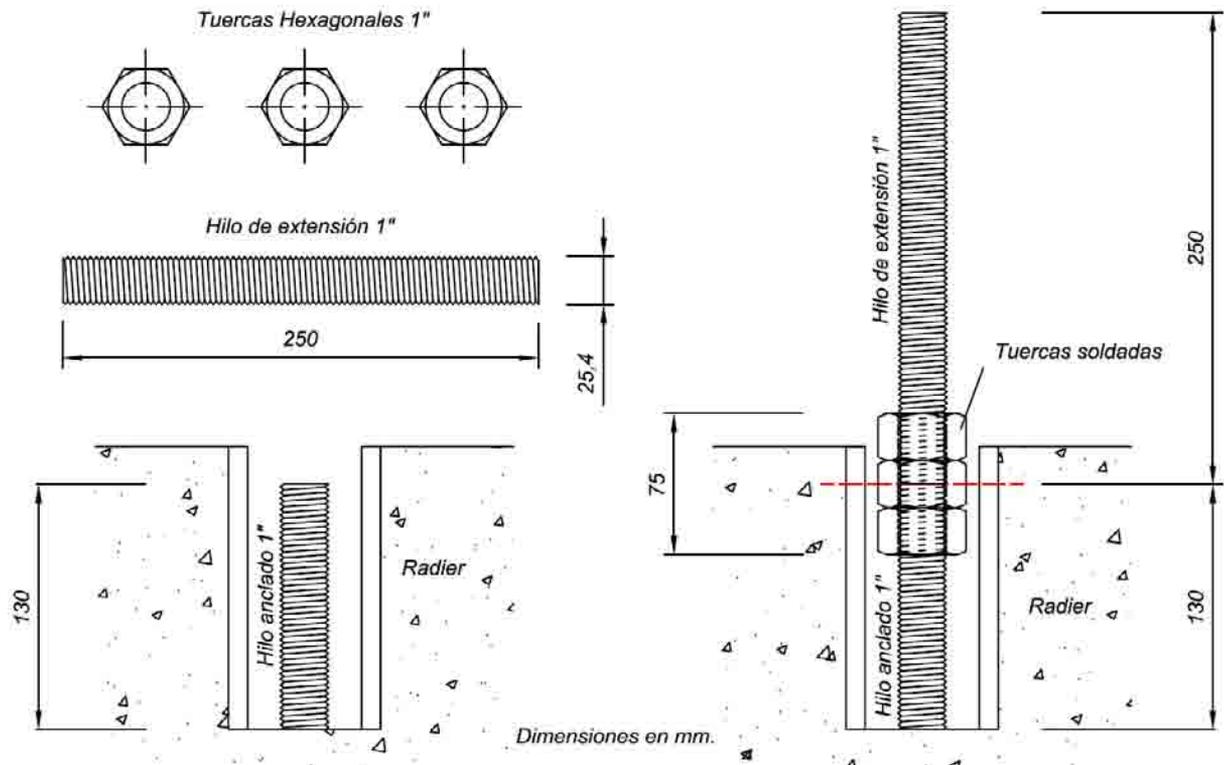


Figura 9.1 Proceso de extensión de pernos anclados.

El siguiente paso es perforar la zapata en cuatro partes coincidentes con los hilos, luego de esto se instala el muro sobre los agujeros, previa colocación de una cama de arena para un mejor asentado de la estructura.

Luego de apernar el muro contra el suelo, se procede a ubicar el tercio de la altura del muro para luego poner el gato hidráulico y cargar la celda a dicha altura. Además, se construyó una estructura metálica que soportará al conjunto gato – celda de carga. La carga se transmite al muro a través de un trozo de madera nivelado en el tercio de la altura del muro.



Figura 9.2 Cama de arena.



Figura 9.3 Cama de arena.



Figura 9.4 Estructura soporte gato – celda.



Figura 9.5 Prueba del soporte.



Figura 9.6 Soporte y muro.



Figura 9.7 Ubicación de celda – gato.

Finalmente, se instalaron dos diales o deformímetros para registrar las deformaciones en el extremo superior del muro y en su centro.



Figura 9.8 Muro listo para ensaye.



Figura 9.9 Muro listo para ensaye.



Figura 9.10 Dial ubicado en parte superior.



Figura 9.11 Dial ubicado al centro.

9.2 ENSAYO

Como se mencionó anteriormente, el ensayo consiste en simular un empuje activo actuando en el tercio inferior del muro de contención de ferrocemento, donde fue necesario empotrar el muro al suelo mediante pernos de anclaje. La simulación de la carga se hace a través de un gato hidráulico y el registro de esta fuerza se lleva a cabo gracias a un sistema de celda de carga provisto con un medidor digital (strain meter).

La idea del ensayo es cargar sobre la estructura y registrar los esfuerzos y deformaciones por cada 0,1 (ton) aplicados (0,981 kN).

Primero, la estructura es sometida a un ciclo carga – descarga de 1 (ton), luego se vuelve a cargar hasta el colapso. También, se intentará registrar otros datos de interés como el momento de aparición de grietas, a qué solicitaciones, etc. Lo último, particularmente es difícil de realizar debido a la escasez de personas colaborantes.



Figura 9.12 Disposición de celda y gato.



Figura 9.13 Detalle de celda y gato hidráulico.



Figura 9.14

Registro al inicio del ensayo.



Figura 9.15

Registro durante el ensayo.

9.3 RESULTADOS

La entrega de resultados se hará a través de tablas de información para su posterior gráfica. Primero se registrarán los datos y sus respectivos gráficos para cada muro, y luego se compararán en un gráfico promedio los tres comportamientos registrados en las estructuras de contención. Finalmente se entregarán fotografías relevantes al ensayo efectuado.

9.3.1 MURO DE CONTENCIÓN 1

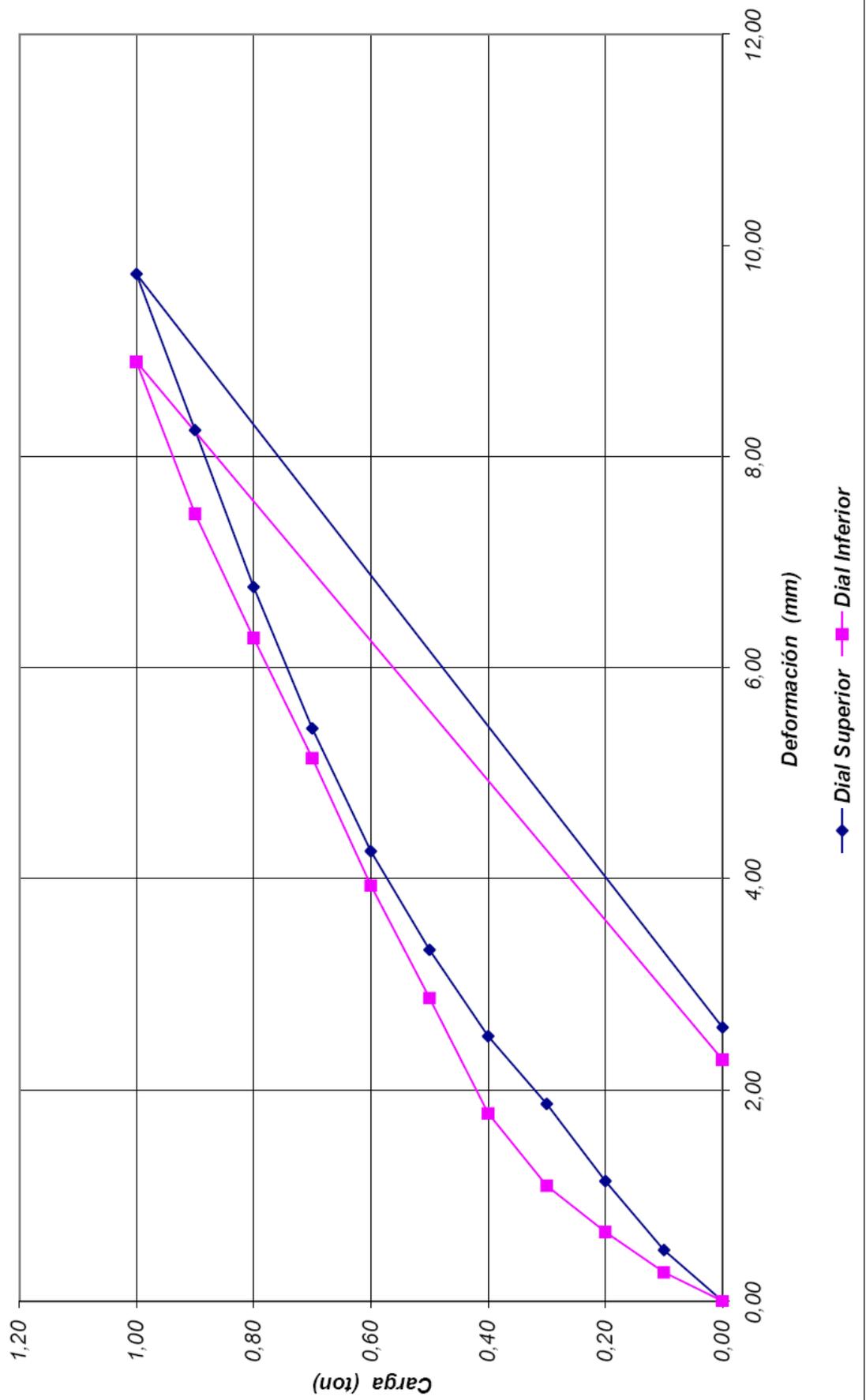
1^{er} Ciclo: Carga hasta 1 (ton) luego descarga.

Carga (ton)	Carga (kN)	Dial sup. (mm)	Dial inf. (mm)
0,000	0,000	0,000	0,000
0,100	0,981	0,483	0,273
0,200	1,961	1,137	0,654
0,300	2,942	1,867	1,092
0,400	3,923	2,508	1,778
0,500	4,903	3,327	2,870
0,600	5,884	4,261	3,937
0,700	6,865	5,423	5,144
0,800	7,845	6,763	6,280
0,900	8,826	8,249	7,455
1,000	9,807	9,728	8,896
0,000	0,000	2,591	2,286

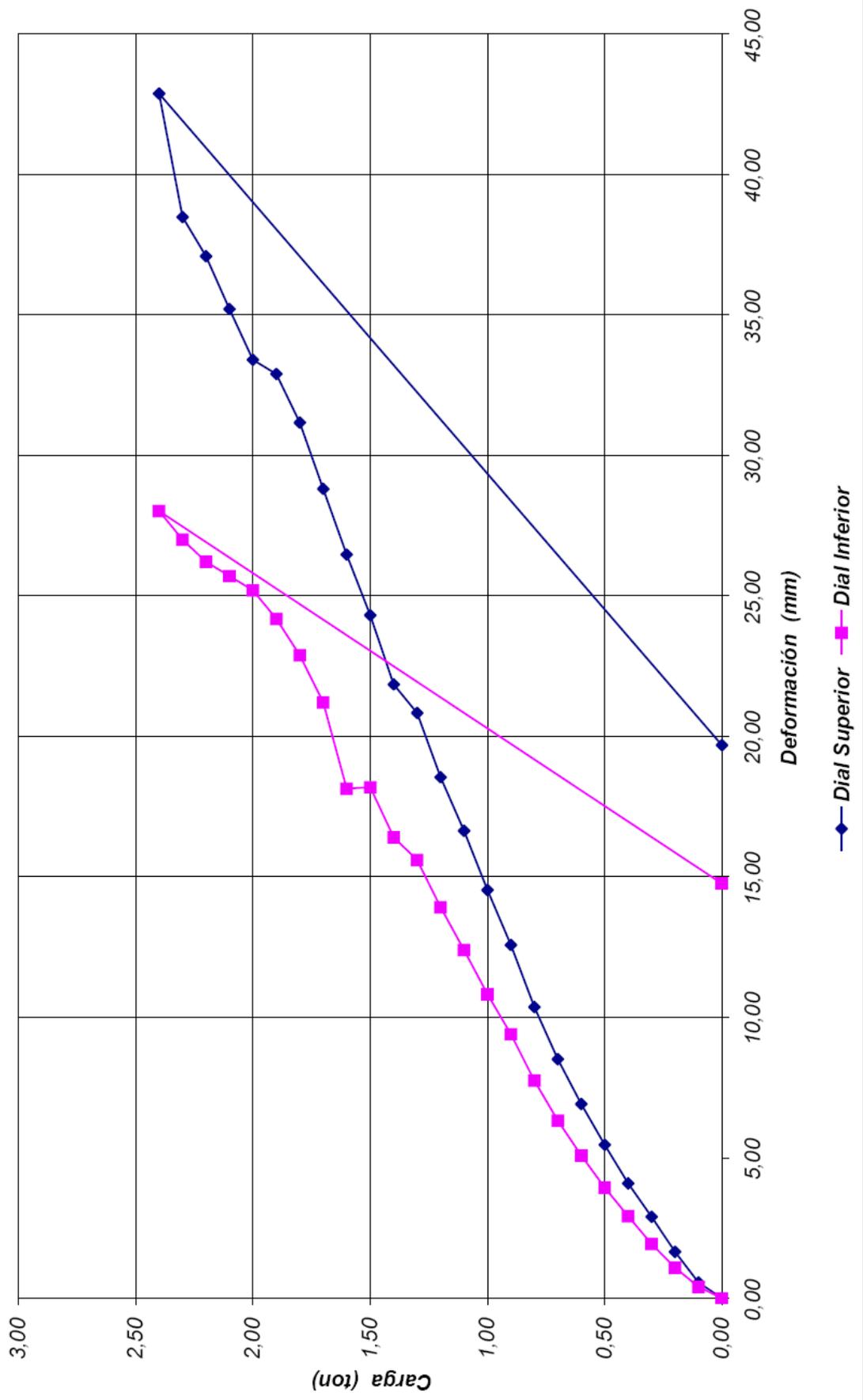
2^{do} Ciclo: Carga hasta el colapso.

Carga (ton)	Carga (kN)	Dial sup. (mm)	Dial inf. (mm)	Observaciones
0,000	0,000	0,000	0,000	
0,100	0,981	0,559	0,406	
0,200	1,961	1,651	1,092	
0,300	2,942	2,896	1,930	
0,400	3,923	4,089	2,921	
0,500	4,903	5,461	3,937	
0,600	5,884	6,909	5,080	
0,700	6,865	8,509	6,325	
0,800	7,845	10,363	7,747	
0,900	8,826	12,573	9,398	Primeras grietas poco apreciables en vástago
1,000	9,807	14,529	10,820	
1,100	10,787	16,637	12,395	
1,200	11,768	18,542	13,919	Proliferación de grietas en vástago
1,300	12,749	20,828	15,596	Acomodamiento de la estructura
1,400	13,729	21,844	16,408	
1,500	14,710	24,308	18,186	Crujido (variación brusca en carga y deformación)
1,600	15,691	26,467	18,136	Aparición de grieta en unión vástago – zapata
1,700	16,671	28,804	21,209	
1,800	17,652	31,166	22,885	
1,900	18,633	32,893	24,181	
2,000	19,613	33,401	25,197	Aumento considerable grieta en unión v-z
2,100	20,594	35,204	25,705	
2,200	21,575	37,084	26,213	Descenso rápido en la lectura de cargas
2,300	22,555	38,481	27,000	
2,400	23,536	42,875	28,016	Colapso unión vástago – zapata
0,000	0,000	19,685	14,757	Descarga

"Muro 1: Carga v/s Deformación"
Ciclo: Carga hasta 1 (ton) - descarga



"Muro 1: Carga v/s Deformación"
 Ciclo: Carga hasta colapso



9.3.2 MURO DE CONTENCIÓN 2

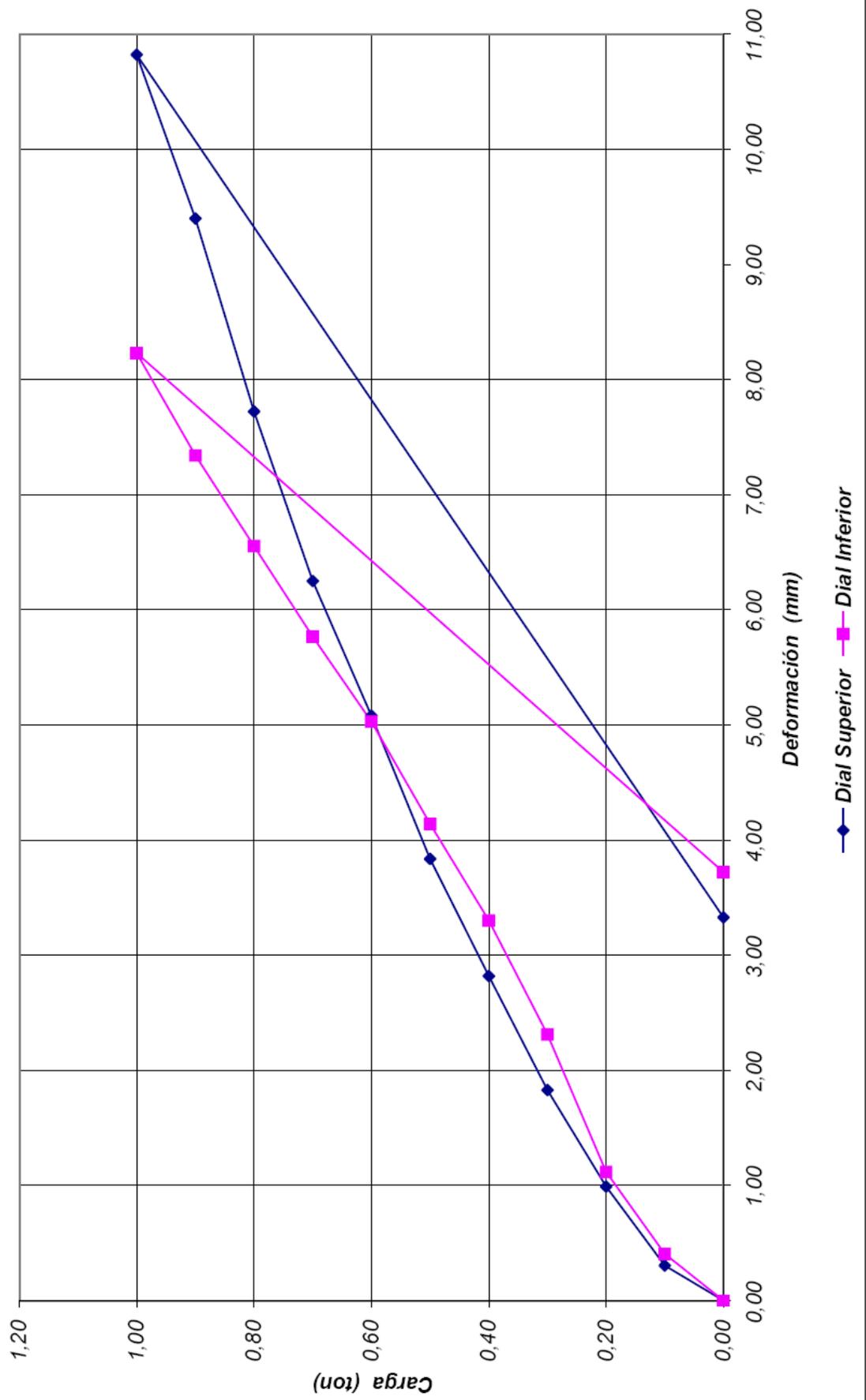
1^{er} Ciclo: Carga hasta 1 (ton) luego descarga.

Carga (ton)	Carga (kN)	Dial sup. (mm)	Dial inf. (mm)
0,000	0,000	0,000	0,000
0,100	0,981	0,305	0,406
0,200	1,961	0,991	1,118
0,300	2,942	1,829	2,311
0,400	3,923	2,819	3,302
0,500	4,903	3,835	4,140
0,600	5,884	5,080	5,029
0,700	6,865	6,248	5,766
0,800	7,845	7,722	6,553
0,900	8,826	9,398	7,341
1,000	9,807	10,820	8,230
0,000	0,000	3,327	3,721

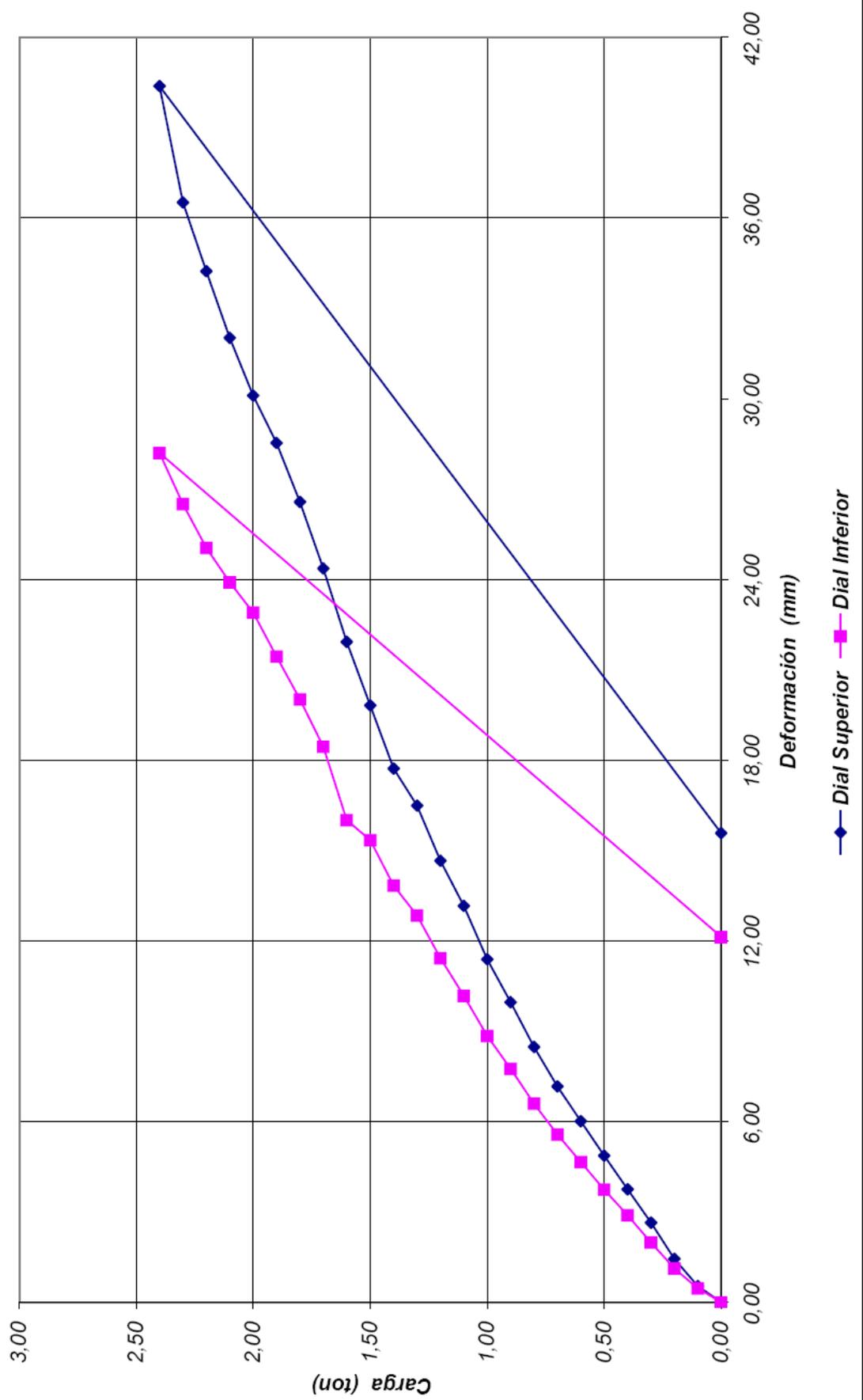
2^{do} Ciclo: Carga hasta el colapso.

Carga (ton)	Carga (kN)	Dial sup. (mm)	Dial inf. (mm)	Observaciones
0,000	0,000	0,000	0,000	
0,100	0,981	0,533	0,457	
0,200	1,961	1,435	1,118	
0,300	2,942	2,642	1,981	
0,400	3,923	3,747	2,883	
0,500	4,903	4,864	3,734	
0,600	5,884	6,007	4,648	
0,700	6,865	7,163	5,563	
0,800	7,845	8,471	6,591	Primeras grietas poco apreciables en vástago
0,900	8,826	9,957	7,747	
1,000	9,807	11,379	8,839	
1,100	10,787	13,157	10,173	
1,200	11,768	14,656	11,417	Acomodamiento de la estructura
1,300	12,749	16,485	12,840	Proliferación de grietas en vástago
1,400	13,729	17,717	13,830	Aparición de grieta en unión vástago – zapata
1,500	14,710	19,812	15,342	
1,600	15,691	21,920	16,002	Crujido (variación brusca en carga y deformación)
1,700	16,671	24,359	18,440	
1,800	17,652	26,568	20,015	
1,900	18,633	28,524	21,438	Aumento considerable grieta en unión v-z
2,000	19,613	30,099	22,898	
2,100	20,594	32,017	23,901	Descenso rápido en la lectura de cargas
2,200	21,575	34,227	25,044	
2,300	22,555	36,513	26,492	
2,400	23,536	40,373	28,194	Colapso unión vástago - zapata
0,000	0,000	15,570	12,129	Descarga

"Muro 2: Carga v/s Deformación"
Ciclo: Carga hasta 1 (ton) - descarga



"Muro 2: Carga v/s Deformación"
Ciclo: Carga hasta colapso



9.3.3 MURO DE CONTENCIÓN 3

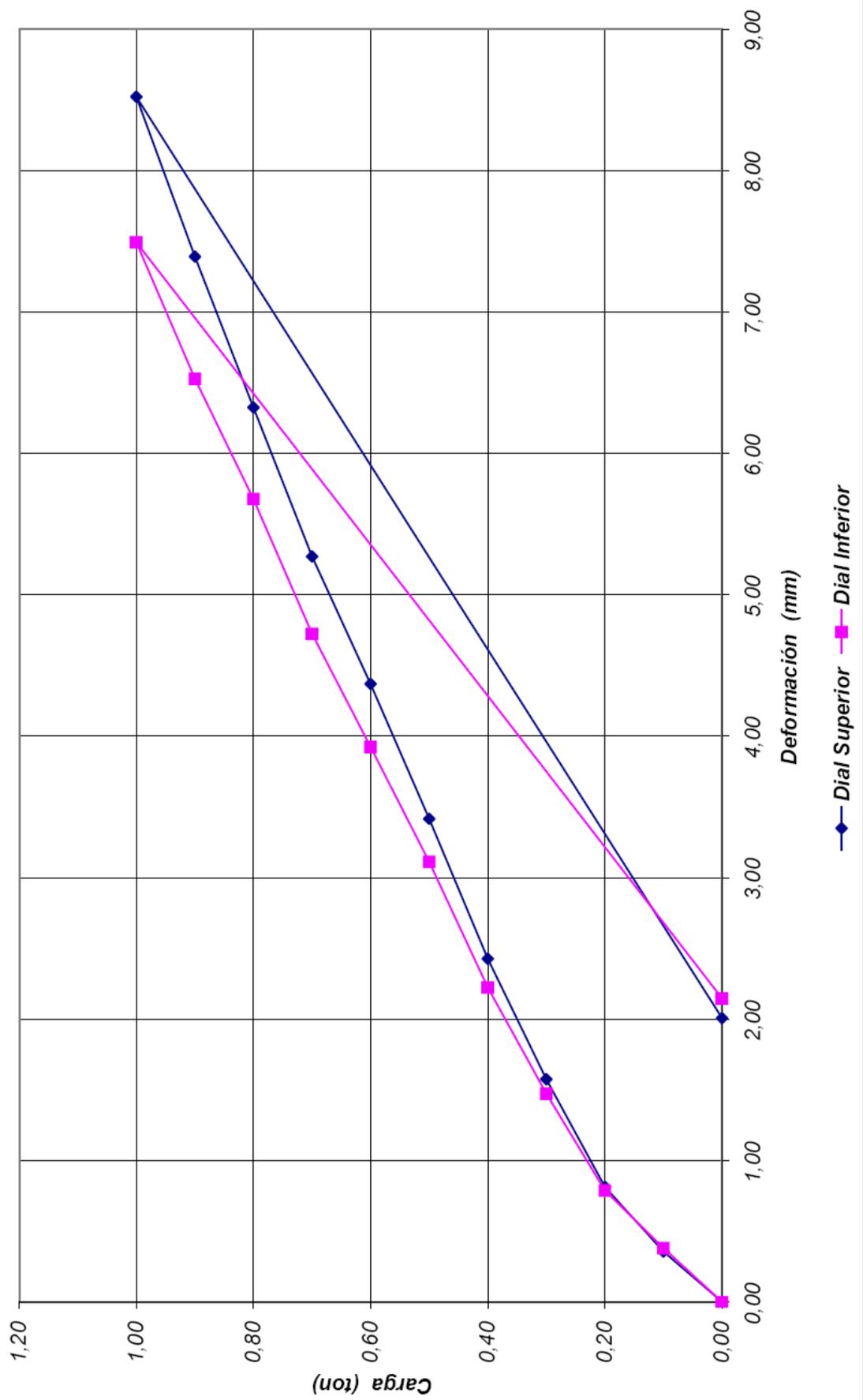
1^{er} Ciclo: Carga hasta 1 (ton) luego descarga.

Carga (ton)	Carga (kN)	Dial sup. (mm)	Dial inf. (mm)
0,000	0,000	0,000	0,000
0,100	0,981	0,356	0,381
0,200	1,961	0,813	0,787
0,300	2,942	1,575	1,473
0,400	3,923	2,426	2,223
0,500	4,903	3,416	3,112
0,600	5,884	4,369	3,924
0,700	6,865	5,271	4,724
0,800	7,845	6,325	5,677
0,900	8,826	7,391	6,528
1,000	9,807	8,522	7,493
0,000	0,000	2,007	2,146

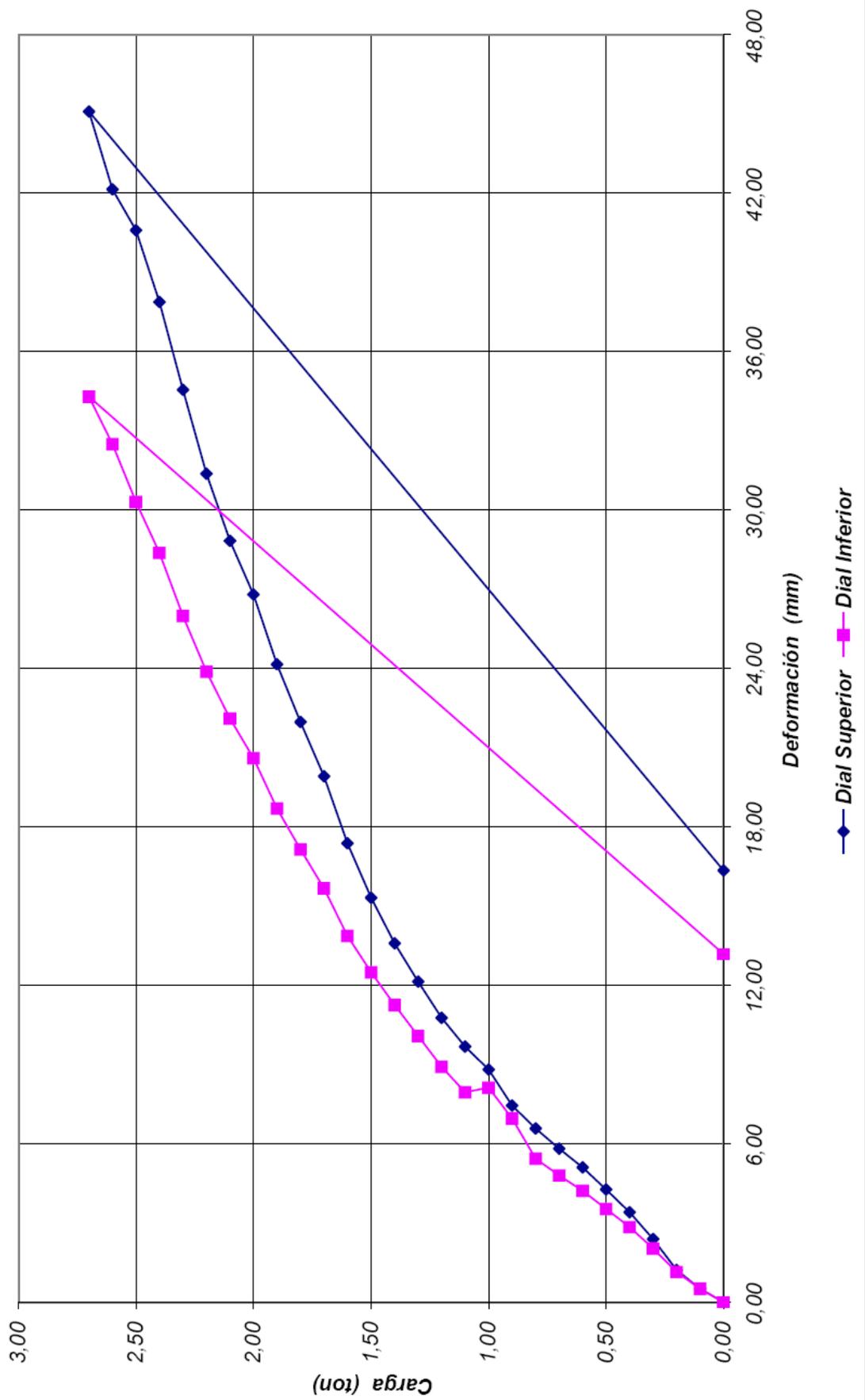
2^{do} Ciclo: Carga hasta el colapso.

Carga (ton)	Carga (kN)	Dial sup. (mm)	Dial inf. (mm)	Observaciones
0,000	0,000	0,000	0,000	
0,100	0,981	0,508	0,508	
0,200	1,961	1,219	1,143	
0,300	2,942	2,388	2,032	
0,400	3,923	3,404	2,845	
0,500	4,903	4,267	3,531	
0,600	5,884	5,105	4,216	
0,700	6,865	5,817	4,801	
0,800	7,845	6,579	5,436	
0,900	8,826	7,442	6,960	
1,000	9,807	8,814	8,128	Primeras grietas poco apreciables en vástago
1,100	10,787	9,677	7,950	
1,200	11,768	10,770	8,915	
1,300	12,749	12,141	10,084	
1,400	13,729	13,589	11,252	Proliferación de grietas en vástago
1,500	14,710	15,316	12,497	Acomodamiento de la estructura
1,600	15,691	17,374	13,868	
1,700	16,671	19,914	15,672	Aparición de grieta en unión vástago – zapata
1,800	17,652	21,971	17,145	
1,900	18,633	24,155	18,694	
2,000	19,613	26,797	20,599	
2,100	20,594	28,829	22,098	Aumento considerable grieta en unión v-z
2,200	21,575	31,369	23,876	
2,300	22,555	34,544	25,984	
2,400	23,536	37,871	28,372	Descenso rápido en la lectura de cargas
2,500	24,517	40,589	30,302	
2,600	25,497	42,139	32,487	
2,700	26,478	45,085	34,290	Colapso unión vástago - zapata
0,000	0,000	16,345	13,183	Descarga

"Muro 3: Carga v/s Deformación"
 Ciclo: Carga hasta 1 (ton) - descarga



"Muro 3: Carga v/s Deformación"
Ciclo: Carga hasta colapso



9.3.4 VALORES PROMEDIO

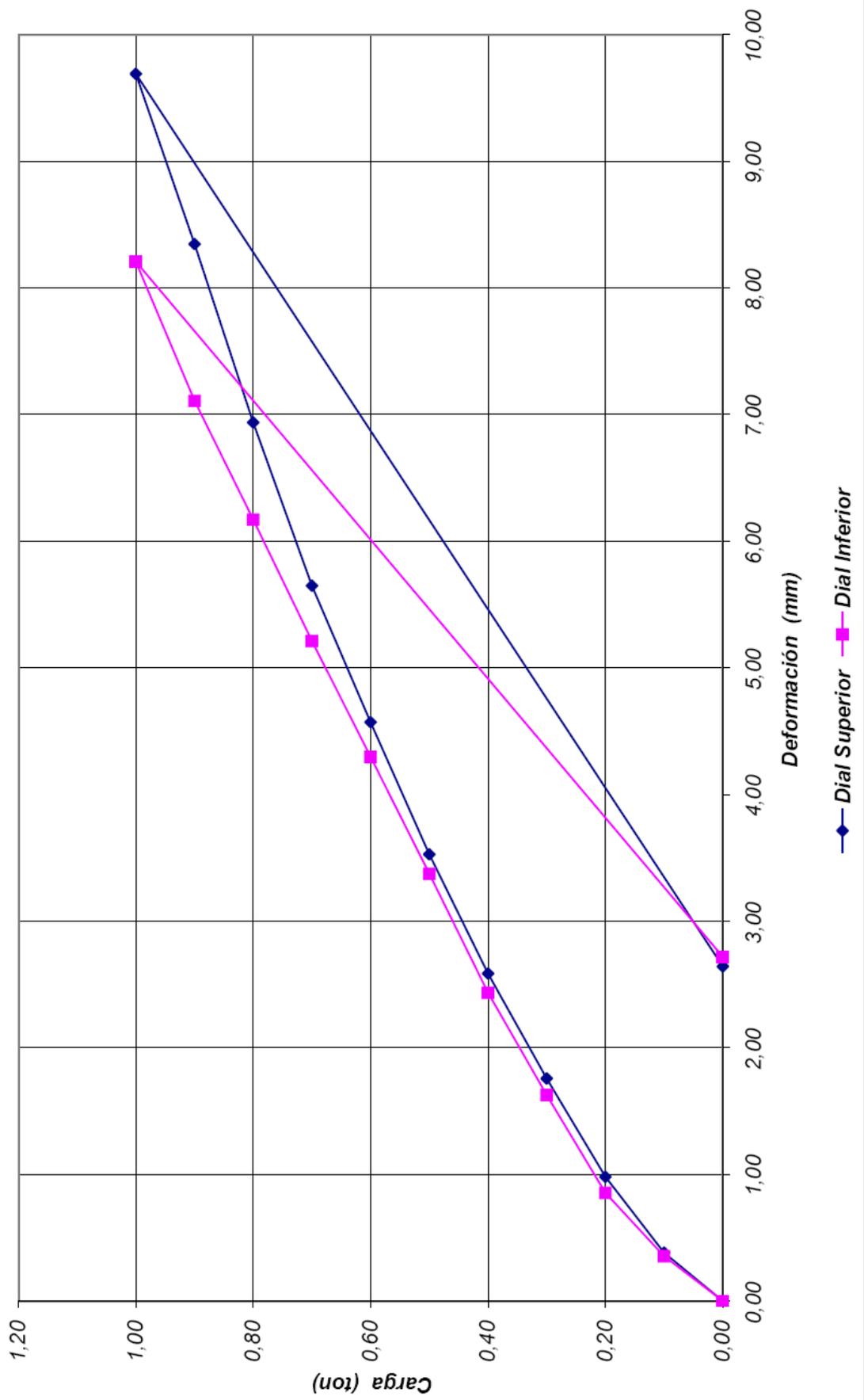
1^{er} Ciclo: Carga hasta 1 (ton) luego descarga.

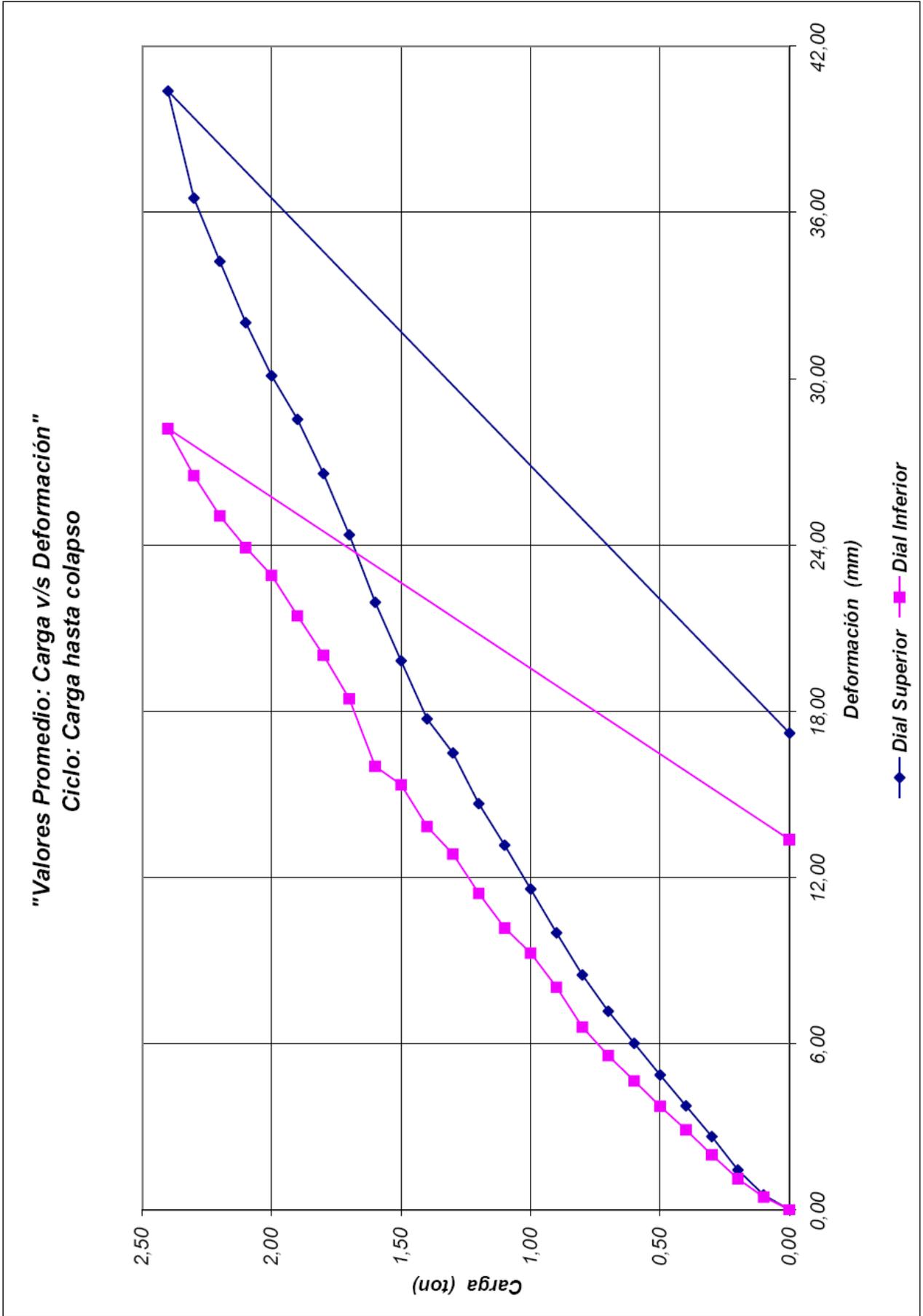
Carga (ton)	Carga (kN)	Dial sup. (mm)	Dial inf. (mm)
0,000	0,000	0,000	0,000
0,100	0,981	0,381	0,353
0,200	1,961	0,980	0,853
0,300	2,942	1,757	1,626
0,400	3,923	2,584	2,434
0,500	4,903	3,526	3,374
0,600	5,884	4,570	4,297
0,700	6,865	5,647	5,211
0,800	7,845	6,936	6,170
0,900	8,826	8,346	7,108
1,000	9,807	9,690	8,206
0,000	0,000	2,642	2,718

2^{do} Ciclo: Carga hasta el colapso.

Carga (ton)	Carga (kN)	Dial sup. (mm)	Dial inf. (mm)
0,000	0,000	0,000	0,000
0,100	0,981	0,533	0,457
0,200	1,961	1,435	1,118
0,300	2,942	2,642	1,981
0,400	3,923	3,747	2,883
0,500	4,903	4,864	3,734
0,600	5,884	6,007	4,648
0,700	6,865	7,163	5,563
0,800	7,845	8,471	6,591
0,900	8,826	9,991	8,035
1,000	9,807	11,574	9,263
1,100	10,787	13,157	10,173
1,200	11,768	14,656	11,417
1,300	12,749	16,485	12,840
1,400	13,729	17,717	13,830
1,500	14,710	19,812	15,342
1,600	15,691	21,920	16,002
1,700	16,671	24,359	18,440
1,800	17,652	26,568	20,015
1,900	18,633	28,524	21,438
2,000	19,613	30,099	22,898
2,100	20,594	32,017	23,901
2,200	21,575	34,227	25,044
2,300	22,555	36,513	26,492
2,400	23,536	40,373	28,194
0,000	0,000	17,200	13,356

"Valores Promedio: Carga v/s Deformación"
 Ciclo: Carga hasta 1 (ton) - descarga





9.3.5 RESULTADOS EN FOTOS

A continuación se entrega información fotográfica de los ensayos efectuados. Las fotos se tomaron casi en su totalidad luego de ocurrido el colapso de las estructuras, salvo que se indique lo contrario.

En las figuras 9.16 a 9.23 se aprecian las fisuras ocurridas en las caras laterales de los muros. En algunas de ellas puede apreciarse la inclinación del conjunto celda de carga – pistón hidráulico, debido a la deformación de los muros.

Como el ensayo efectuado fue de flexión, la cara interna de los muros (cara donde se aplicó la carga) está en compresión y la cara externa en tracción. Las figuras 9.24 a 9.29 muestran las fisuras en compresión y de la figura 9.30 a 9.35 en tracción.

Las figuras 9.36 a 9.39 grafican las fisuras producidas en la zapata y finalmente desde la figura 9.40 a la 9.55 se exponen la forma que tuvo el colapso.



Figuras 9.16 y 9.17
Fisuras en caras laterales
externas de los muros.



Figuras 9.18 y 9.19
Fisuras en caras laterales
internas de los muros.



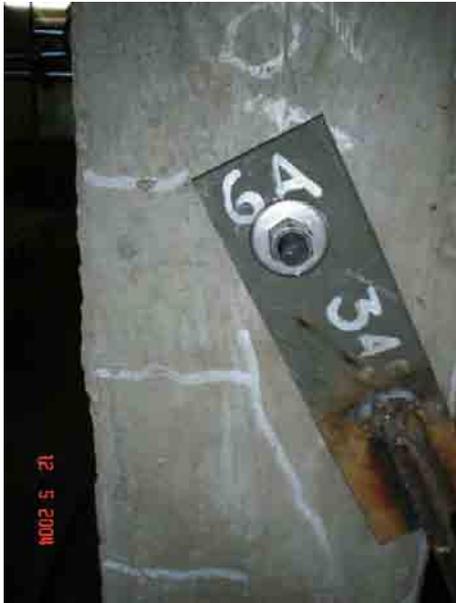


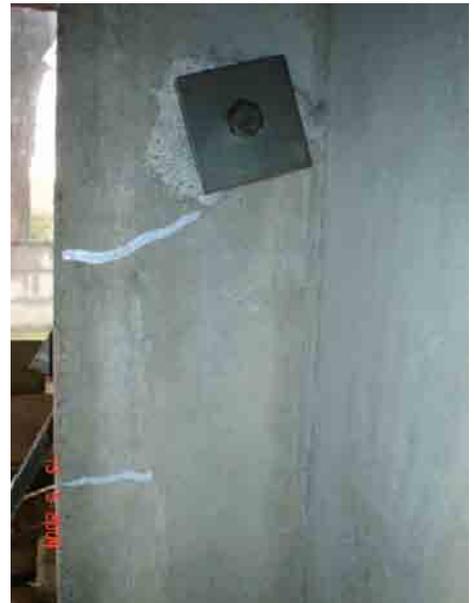
Figura 9.20
Fisuras en caras laterales
externas de los muros.



Figura 9.21
Fisuras en caras laterales
internas de los muros.



Figuras 9.22 y 9.23
Fisuras en caras laterales
internas de los muros.



Figuras 9.24 y 9.25
Fisuras en caras internas
de los muros (superficie
en compresión).

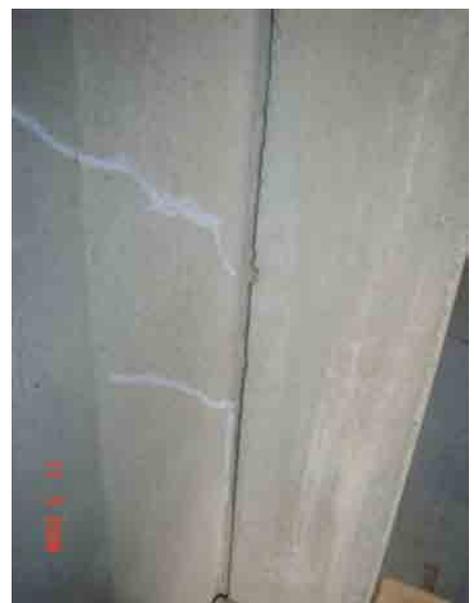




Figura 9.26 y 9.27 Fisuras en caras internas de los muros (superficie en compresión).



Figuras 9.28 y 9.29 Fisuras en caras internas de los muros (superficie en compresión).



Figuras 9.30 y 9.31 Fisuras externas del muro (superficie en tracción).





Figuras 9.32 y 9.33 Fisuras externas del muro (superficie en tracción). Principio agrietamiento y luego del colapso.



Figuras 9.34 y 9.35 Fisuras externas del muro (superficie en tracción) luego del colapso y en la base del muro.

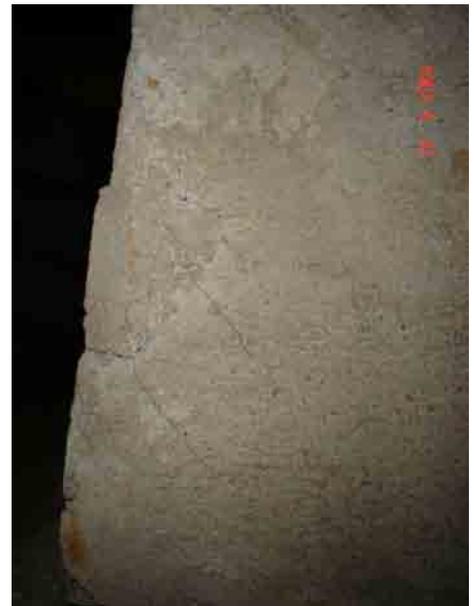


Figura 9.36 Fisuras en zapatas.



Figura 9.37 Fisuras en zapatas.



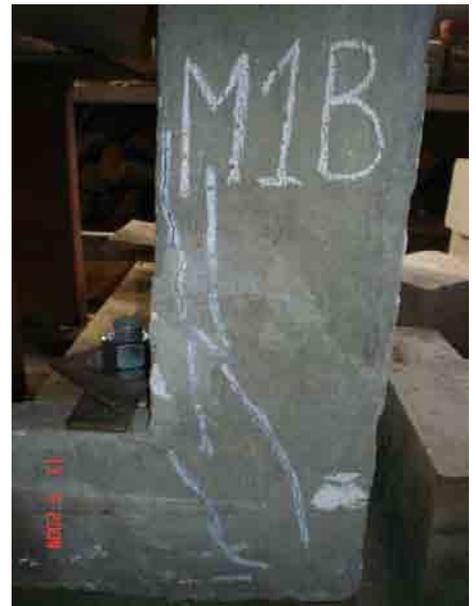
Figura 9.38 Fisuras en zapatas.



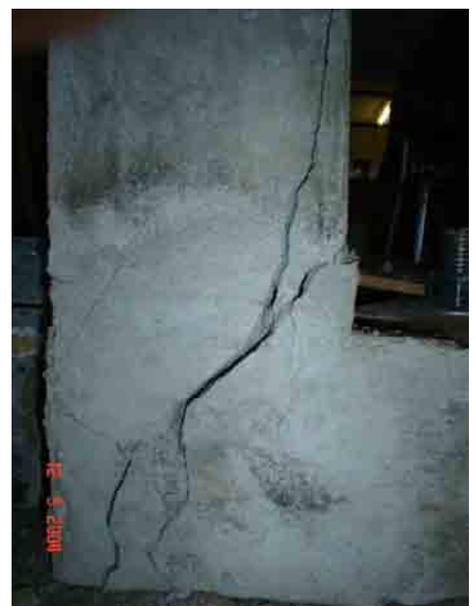
Figura 9.39 Fisuras en zapatas.



Figuras 9.40 y 9.41
Grietas previas al colapso
en unión muro – zapata.

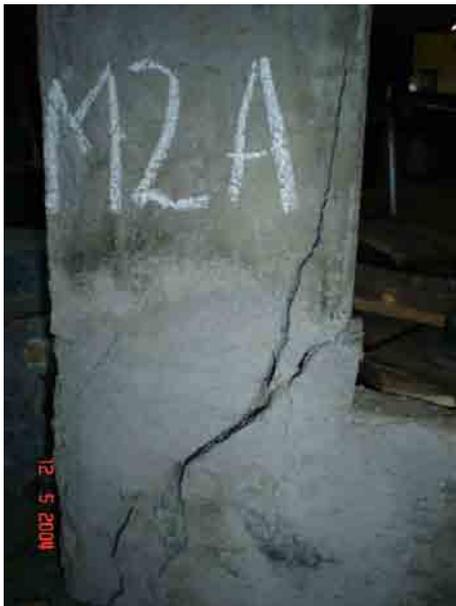


Figuras 9.42 y 9.43
Colapso de estructura
en unión muro – zapata.





Figuras 9.44 y 9.45
Colapso de estructura
en unión muro – zapata.



Figuras 9.46 y 9.47
Colapso de estructura
en unión muro – zapata.



Figuras 9.48 y 9.49 Fisuras externas del muro
(superficie en compresión) luego
del colapso y en la base del muro.



Figuras 9.50 y 9.51
Colapso de estructura
en unión muro – zapata.



Figuras 9.52 y 9.53
Colapso de estructura
en unión muro – zapata.



Figuras 9.54 y 9.55
Colapso de estructura
en unión muro – zapata.



9.4 MÓDULO DE ELASTICIDAD EXPERIMENTAL

El cálculo del módulo experimental se complica bastante debido al tipo de estructura y a su forma de ensayo. Como se ve no es una estructura simplemente apoyada o en voladizo, sino más bien una mezcla de ambas. Además para el tipo de ensayo (carga en el tercio de la estructura), no se encontró en la bibliografía una fórmula o expresión que arroje la flecha máxima como ocurre con estructuras cargadas al centro de su luz efectiva.

Para estos fines se intentará encontrar una ecuación para la deformada de la estructura (Timoshenko, 1965) para luego encontrar un valor para la flecha. Entonces, si consideramos la estructura de la siguiente forma, sólo para fines del cálculo aproximado de la deformación producida por las solicitaciones actuantes, tenemos:

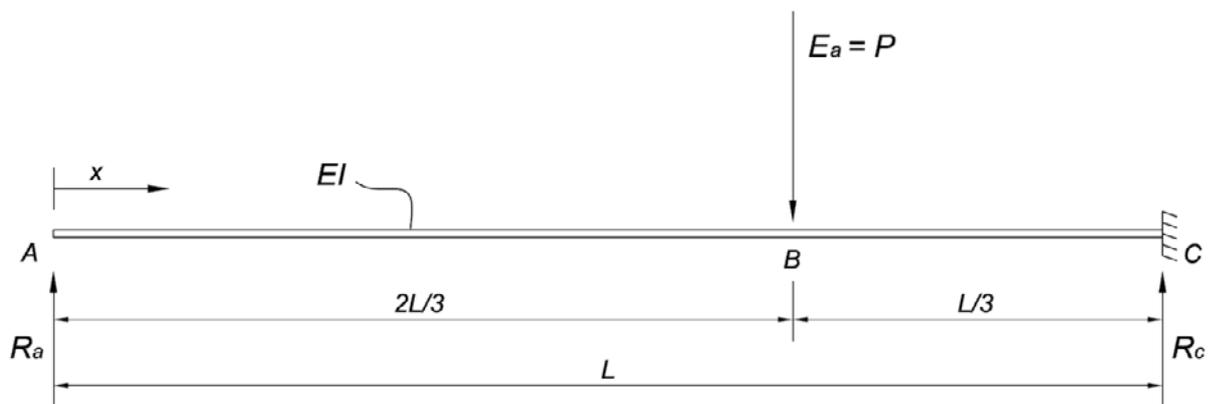


Figura 9.16 Aproximación de estructura.

$$\sum M_C = 0: \quad R \cdot L = P \cdot \frac{L}{3}$$

$$\Rightarrow \quad R_a = \frac{P}{3} \quad , \quad R_c = \frac{2 \cdot P}{3}$$

Ahora, encontraremos una expresión para la deflexión de la estructura. Para ello usaremos el Método de Doble Integración (Hidalgo, 1992). La expresión general del método dice:

$$y'' = \frac{M(x)}{E \cdot I} \quad (9.1)$$

Entonces, las ecuaciones de la elástica tendrán la siguiente forma:

$$M(x_1) = \frac{P}{3} \cdot x_1 \quad \quad \quad M(x_2) = \frac{2 \cdot P}{3} \cdot x_2$$

$$\begin{aligned}
 y''(x_1) &= \frac{1}{EI} \left(\frac{P}{3} \cdot x_1 \right) & y''(x_2) &= \frac{1}{EI} \left(\frac{2 \cdot P}{3} \cdot x_2 \right) \\
 y'(x_1) &= \frac{1}{EI} \left(\frac{P}{6} \cdot x_1^2 + C_1 \right) & y'(x_2) &= \frac{1}{EI} \left(\frac{P}{3} \cdot x_2^2 + C_3 \right) \\
 y(x_1) &= \frac{1}{EI} \left(\frac{P}{18} \cdot x_1^3 + C_1 \cdot x_1 + C_2 \right) & y(x_2) &= \frac{1}{EI} \left(\frac{P}{9} \cdot x_2^3 + C_3 \cdot x_2 + C_4 \right)
 \end{aligned}$$

Las condiciones de borde son:

a) $y(x_1 = L) = 0$

$$\Rightarrow \frac{1}{EI} \left(\frac{P}{18} \cdot L^3 + C_1 \cdot L + C_2 \right) = 0 \Rightarrow C_2 = - \left(C_1 \cdot L + \frac{P \cdot L^3}{18} \right)$$

b) $y(x_2 = 0) = 0 \Rightarrow C_4 = 0$

c) $y'(x_1 = 2L/3) = y'(x_2 = L/3)$

$$\Rightarrow \frac{1}{EI} \left(\frac{P}{6} \cdot \frac{L^2}{9} + C_1 \right) = \frac{1}{EI} \left(\frac{2P}{6} \cdot \frac{L^2}{9} + C_3 \right) \dots \Rightarrow C_1 = C_3 - \frac{1}{27} \cdot PL^2$$

d) $y(x_1 = 2L/3) = y(x_2 = L/3)$

$$\Rightarrow \frac{1}{EI} \left(\frac{P}{18} \cdot \frac{8L^3}{27} + C_1 \cdot \frac{2L}{3} + C_2 \right) = \frac{1}{EI} \left(\frac{P}{9} \cdot \frac{L^3}{27} + C_3 \cdot \frac{L}{3} \right) \dots$$

$$\Rightarrow C_3 = -\frac{5}{108} \cdot PL^2$$

$$\Rightarrow C_1 = -\frac{PL^2}{12}$$

$$\Rightarrow C_2 = \frac{PL^3}{36}$$

Entonces la ecuación de la elástica queda de la siguiente forma:

$$y(x_1) = \frac{1}{EI} \left(\frac{P}{18} \cdot x_1^3 - \frac{PL^2}{12} \cdot x_1 + \frac{PL^3}{36} \right)$$

Ahora, para $y(x_1 = 2L/3)$ tenemos que:

$$\Delta = \frac{29}{108} \cdot \frac{PL^3}{EI}$$

Para el cálculo de la inercia de la sección tenemos lo siguiente:

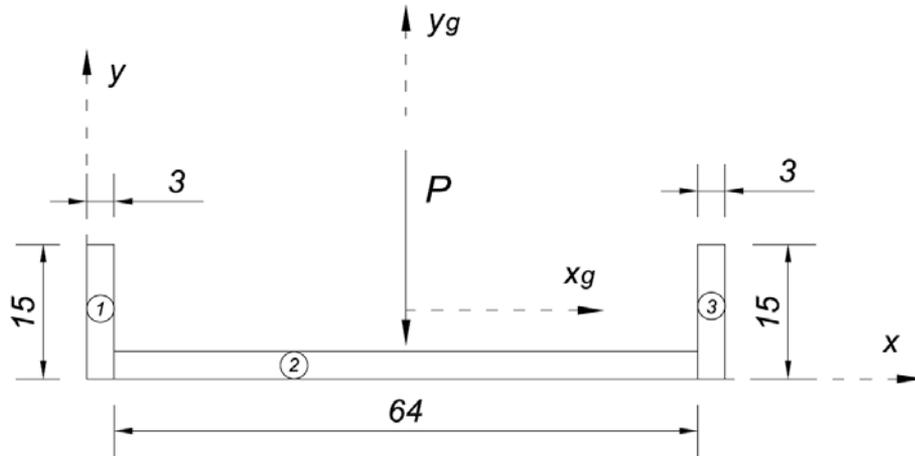


Figura 9.17 Sección para cálculo de inercia.

Elemento	A_i (cm^2)	\bar{y}_i (cm)	$A_i \cdot \bar{y}_i$ (cm^3)	$A_i \cdot \bar{y}_i^2$ (cm^4)	I_o (cm^4)
1 3 / 15	45	1,5	67,5	101,25	843,75
2 64 / 3	192	7,5	1440	10800	144
3 3 / 15	45	1,5	67,5	101,25	843,75
Σ	282		Σ 1.575,00	11.002,50	1.831,50

$$\bar{y}_g = \frac{\sum A_i \cdot \bar{y}_i}{\sum A_i} = \frac{1.575,00}{282,00}$$

$$\bar{y}_g = 5,59 \text{ (cm)}$$

$$I_x = \sum I_o + \sum A_i \cdot \bar{y}_i^2 = 1.831,50 + 11.002,50$$

$$I_x = 12.834 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_{xg} = I_x - \bar{y}_g^2 \cdot \sum A_i = 12.834 - 5,59 \cdot 282$$

$$I_{xg} = 11.257,62 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Con estos datos podemos calcular el módulo de elasticidad experimental en flexión para los muros de contención de ferrocemento mediante la expresión:

$$E = \frac{29}{108} \cdot \frac{PL^3}{\Delta I}$$

Se tomarán las deformaciones registradas por el dial inferior. Ahora, viendo las gráficas de “Carga v/s Deformación” de los muros, se utilizarán los valores para una carga de 0,80 (ton) del primer ciclo. Entonces:

$$\text{Muro 1: } E_{M1} = \frac{29}{108} \cdot \frac{800 \cdot 150^3}{0,628 \cdot 11.257,62}$$

$$E_{M1} \approx 102.550 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Muro 2: } E_{M2} = \frac{29}{108} \cdot \frac{800 \cdot 150^3}{0,655 \cdot 11.257,62}$$

$$E_{M2} \approx 98.322 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Muro 3: } E_{M3} = \frac{29}{108} \cdot \frac{800 \cdot 150^3}{0,568 \cdot 11.257,62}$$

$$E_{M3} \approx 113.382 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Promedio: } E_{\bar{x}} \approx 104.751 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

9.5 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Si bien es cierto, los resultados obtenidos para el módulo de elasticidad experimental son más bajos que los entregados por la teoría, no tiene implicancia en que los resultados sean erróneos.

Comparando los resultados obtenidos con la bibliografía consultada, son bastante aceptables. A continuación se confrontan los resultados obtenidos en este trabajo y algunos valores entregados por diversos autores en sus publicaciones:

Autor / Publicación	Año	Módulo de Elasticidad
Víctor Carrasco, Cementos Bio - Bio <i>"Ferrocemento, una alternativa para la vivienda"</i>	2002	115.000 (kg/cm ²)
Carlos Mesa et al., <i>"Prefabricados de ferrocemento para losas autoconstruibles"</i>	1989	115.320 (kg/cm ²)
Andrea Pinto, <i>"Tesis: Paneles prefabricados multiusos de ferrocemento"</i>	2005	116.692 (kg/cm ²)

Enrique Guevara et al., " <i>Tesis: Ferrocemento como elemento estructural</i> "	1990	70.203 (kg/cm ²)
Iván Rogel, " <i>Tesis: Muros de contención de ferrocemento</i> "	2005	104.751 (kg/cm ²)

Tabla 9.1 Módulo de Elasticidad experimental de paneles sometidos a ensayos de flexión.

En el valor final de elasticidad obtenido pueden haber influido diversos factores como: errores en la lectura de datos, escasez de ayudantes y de tiempo para registrar los datos, errores en el proceso de ensayo entre otros. También se puede comprobar que si bien no influye mucho el tipo de refuerzo empleado, si lo hace su cantidad.

Otro aspecto importante a considerar es el tipo de ensayo efectuado y la forma de la estructura ensayada. Si bien, en otros trabajos similares sobre el tema (realizados por otros alumnos tesistas), los módulos de elasticidad fueron bastante altos, se debe hacer un alcance al respecto. En la mayoría de estos trabajos se construyeron vigas, a diferencia de los trabajos citados en la tabla 9.1 que corresponden a paneles. Además, las vigas son ensayadas con respecto a su eje fuerte, lo que no ocurre con los paneles debido a su relación ancho muro – espesor sección.

10.1 INTRODUCCIÓN

Para la determinación de los costos inherentes a este trabajo, se considerarán los materiales empleados y maquinarias arrendadas.

Durante el proceso de construcción hubo materiales que pudieron conseguirse sin costo, pero se hará una comparación entre los gastos reales y también en la eventualidad de haber comprado y arrendado todos los enseres requeridos.

Es importante mencionar que casi en la totalidad de la ejecución de los moldajes trabajé sólo y salvo en la confección de algunas armaduras y en la preparación y llenado de los moldajes, fui asistido por familiares y amigos. Esto también influye en los costos, lo cual será incluido en un análisis final.

10.2 COSTOS REALES

Aquí se detallan los costos de los materiales y herramientas utilizados sin considerar los bienes y/o servicios que se pudieron obtener en forma gratuita.

MATERIALES	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UN.	TOTAL \$
Tablero contrachapado Inbonic 1,22x2,44x9 mm.	4	piezas	7960	31840
Dimensionado tablero	33	cortes	100	3300
Pino dimensionado verde 1x2" 3,2 m.	13	bazas	439	5707
Pino dimensionado verde 2x2" 3,2 m.	2	bazas	645	1290
Clavo corriente 3".	0,5	kilos	1390	695
Clavo punta 1".	0,5	kilos	2270	1135
Cemento Bio Bio especial	4	sacos	4000	16000
Sikadur 32 Gel, puente de adherencia	1	kilos	6920	6400
Malla Acma C-139 sin ec. de borde 2,60x5,00 m.	1	unidades	21230	21230
Malla hexagonal 3/4"x22, altura 1m.	14	metros	850	11900
Fierro Φ10 mm.A44-28H 6 m.	6	barras	1866	11196
Alambre galvanizado calibre 20.	1	kilos	1500	1500
Espuma poliuretano spray	2	unidades	2990	5980
Perno hexagonal grado 2 3/8"x2 1/2" pavonado	6	unidades	309	1854
Tuerca hexagonal grado 2 3/8" zinc brillante	6	unidades	235	1410
Golilla plana corriente 3/8"	6	unidades	175	1050
Hilo de 2"x1m pavonado	1	metros	8000	8000
Tuerca hexagonal grado 2 2" zinc brillante	15	unidades	450	6750

Polietileno transparente 2 m x 0,1 mm	3	metros	727	2181
Poliestireno expandido	4	unidad	650	2600
			Σ	142018

HERREAMIENTAS / MAQUINARIAS	CANTIDAD	DIAS	PRECIO UN.	TOTAL \$
Trompo eléctrico 150 lt.	1	1	6000	6000
Sierra circular 185mm.	1	2	3500	7000
			Σ	13000

Materiales	\$	142018
Herramientas / maquinarias	\$	13000

Costo Real	\$	155018
-------------------	-----------	---------------

Costo Real por muro	\$	51673
----------------------------	-----------	--------------

10.3 COSTOS AHORRADOS

En esta sección se detallarán los costos derivados de los bienes y/o servicios que se obtuvieron en forma gratuita, incluyendo todos los posibles gastos asociados como: mano de obra y otros materiales o herramientas utilizadas.

MATERIALES	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UN.	TOTAL \$
Arena	0,1	m ³	7800	780
Sikament NF superplastificante	0,025	Tineta	23650	592
Clavo corriente 2"	0,5	kilos	1350	675
Disco de corte Rasta 3 1/2"	4	unidades	990	3960
Broca p/hormigón 10 mm.	1	unidades	650	650
Broca p/hormigón 2".	1	unidades	1480	1480
Consumo agua potable	1	m ³	700	700
soldaduras	7	barras	70	490
Despunte de planchas metálicas	---	---	---	3000
			Σ	12327

HERREAMIENTAS / MAQUINARIAS	CANTIDAD	DIAS	PRECIO UN.	TOTAL \$
Esmeril angular (o de corte)	1	2	3500	7000
Taladro percutor	1	2	6000	12000
Máquina de soldar	1	1	6000	6000
Σ				25000

MANO DE OBRA	CANTIDAD	DIAS	PRECIO UN.	TOTAL \$
Maestro 1 ^a	1	3	12000	36000
Ayudante	1	3	7500	22500
Maestro soldador	1	1	10000	10000
Σ				68500

Materiales	\$	12327
Herramientas / maquinarias	\$	25000
Mano de obra	\$	68500

Costo Ahorrado	\$	105827
-----------------------	-----------	---------------

Costo Ahorrado por muro	\$	35276
--------------------------------	-----------	--------------

10.4 COSTOS FINALES

Finalmente se hace una aproximación de los costos generados por la fabricación de los muros, asumiendo que no existen ahorros de ningún tipo.

Costo Real	\$	155018
Costo Ahorrado	\$	105827

Costo Final	\$	260845
--------------------	-----------	---------------

Costo Final por muro	\$	86948
-----------------------------	-----------	--------------

11.1 CONCLUSIONES GENERALES

La tecnología del ferrocemento tiene condiciones para introducir aspectos positivos inmediatos, como los que se señalan a continuación.

Prefabricación o premoldeo: Aunque no sea imprescindible para la racionalización de la construcción, puede ser aplicado al ferrocemento con mayor facilidad dado los menores volúmenes y el menor peso de los componentes.

Menor inversión de capital: Las instalaciones de producción de componentes pueden ser menos mecanizadas, exigiendo menor capital inicial. Recursos ya existentes en pequeñas y medias empresas pueden ser utilizados sin alteraciones radicales.

Uso de mano de obra especializada: En muchas situaciones es posible emplear mano de obra no especializada. Mientras que, en la producción a gran escala, es conveniente introducir el entrenamiento o capacitación del personal, el control de calidad riguroso y el incentivo a la mayor productividad.

El proyecto y la ejecución de estructuras delgadas, constituidas totalmente o en parte de elementos de pequeño espesor (entre 10 mm y 60 mm por ejemplo) exigen del material empleado algunas características especiales de desempeño.

Tales características deberán variar en función del tipo de obra, del ambiente donde se sitúan, del tipo y del nivel de sollicitación estructural a la que ella estará sometida, etc. De modo general esas características deberán atender requisitos de desempeño como:

- Durabilidad adecuada para atender a las exigencias de vida útil de la estructura, en el medio ambiente y en las condiciones de uso a que ella estuviese siendo sometida.
- Propiedades mecánicas adecuadas para atender a los requisitos relativos a la función estructural, como la resistencia mecánica suficiente, propiedades de deformación conocidas, fisuración controlada, tenacidad satisfactoria, etc.

- Propiedades de constructibilidad, o sea aquellas relativas a la habilitación del material a ser aplicado en la obra de acuerdo con procesos de ejecución racionales y calidad de control eficiente.

En cuanto a las armaduras se puede concluir que la combinación entre armadura discreta y armadura difusa fue usada por el siguiente criterio:

- La tarea de la denominada discreta o suplementaria es absorber los mayores esfuerzos de tracción, garantizando sobre todo la seguridad a la ruptura o deformación plástica excesiva en el Estado Límite Último y el control primario de la fisuración y de la ductilidad.
- Por su parte la armadura difusa colabora en el combate a la fisuración causada por las deformaciones intrínsecas del material (como la retracción del mortero) y la fisuración causada por acciones externas, en la resistencia al impacto, en el aumento de la ductilidad y en otros fenómenos que pueden mejorar la eficiencia del propio mortero y de la armadura discreta.

Si bien el desarrollo del ferrocemento en algunos países es importante, no cabe duda que la aplicación del material fundamentalmente corresponde a experiencias propias del país o experiencias particulares que obedecen a situaciones que tienen que ver con varios aspectos pero, principalmente con un problema cultural y socioeconómico, que les ha permitido desarrollar una de las potencialidades del material como lo es la obtención de curvaturas. Es así como se han desarrollado estructuras cilíndricas (bóvedas), estructuras sinclásticas (cúpulas) y estructuras anticlásticas (paraboloides hiperbólicos), que han permitido la utilización permanente del ferrocemento en techumbres, logrando soluciones en algunos casos extraordinarias. Salvo en países como Brasil, Singapur, Filipinas, en que el desarrollo y grado de industrialización es muy alto, las aplicaciones son, en alguna medida, de elementos repetitivos, pero corresponden a construcción in situ o formas obtenidas artesanalmente.

En nuestro país, el desarrollo del ferrocemento principalmente está ubicado en la zona sur. En la parte marítima tiene un camino claro y definido. En la parte habitacional se están desarrollando sistemas que están enfocados a la industria del prefabricado, a la prefabricación de los distintos elementos componentes de una vivienda, lo que lleva consigo un control de calidad muy eficiente, tanto en la industria con el proceso de prefabricación, como también en la obra con la rapidez en el montaje. Esto permite disminuir la cantidad de partidas en obra, lo que lleva a un costo relativamente menor en relación con los sistemas tradicionales.

11.2 CONCLUSIONES ESPECÍFICAS

Según los resultados obtenidos se verifica que es factible la construcción de muros de contención de ferrocemento como elementos prefabricados.

Se verifica que la aplicación de normativas e hipótesis de diseño destinadas a elementos de hormigón armado pueden también ser empleadas para el diseño y construcción de elementos prefabricados de ferrocemento.

Por tratarse de un muro de contención, las dimensiones y armaduras podrán variar dependiendo de la altura del muro y por consiguiente de la profundidad del relleno. Para el cálculo se utilizó como referencia un suelo granular, por ser considerados superiores a todos los demás suelos debido a que no son susceptibles a la acción del congelamiento y no pierden estabilidad con el paso del tiempo.

Los resultados de los ensayos reflejaron las tendencias gráficas esperadas para el ferrocemento, notándose claramente las diferentes etapas enunciadas en la parte teórica de este trabajo.

El tipo de colapso, el agrietamiento y la gráfica de resultados fueron análogos para los tres muros y sus respectivos ensayos.

Los ensayos demostraron que el prefabricado tiene un buen comportamiento a la fisuración y que además presenta un buen índice de recuperación.

Se pudo concluir finalizado el ensayo que la formación de grietas ocurre a tempranas cargas. Estas grietas no aumentan en número como se pensó, sino que aumentaron su ancho a medida que la sollicitación crecía.

Los muros al ser clasificados como prefabricados de tipo panel, se comportaron según las características ya conocidas en la bibliografía. El módulo de elasticidad obtenido es concordante con otros experimentos realizados a prefabricados de similares formas y características.

Queda de manifiesto que la cantidad de refuerzo influye en el valor final experimental del módulo de elasticidad, debido a que esta armadura extra le otorga a los paneles una mayor rigidez y resistencia.

La carga de diseño, provocada por el empuje de suelo, fue satisfactoriamente superada en todos los especímenes ensayados en un 300%, lo que connota una buena planificación y ejecución de las distintas etapas del proceso constructivo. Lo anterior podría llevar a concluir que se obtuvo un factor de seguridad 3.

Esta carga de diseño estuvo dentro del rango elástico de los tres muros construidos, lo que asegura un excelente desempeño del prefabricado en condiciones reales similares a las hipótesis empleadas en el diseño.

Si bien, el diseño se efectuó considerando al muro con un empotramiento perfecto, el cálculo de las armaduras satisface de igual forma las posibles tensiones originadas sobre la zapata derivadas de la interacción suelo – estructura.

El ensamble de los muros es factible, siempre y cuando se tomen las debidas precauciones a la hora de fabricar los tirantes, teniendo especial cuidado en los largos de éstos y en las perforaciones realizadas a los muros.

Queda claramente establecido que los costos se elevan con respecto a la mano de obra más calificada y al uso de maquinarias más específicas.

Se presentaron muchos problemas a la hora del ensayo, sobretodo por la falta de medios mecánicos directos para su ensaye debido a la forma de la estructura. Se debió acondicionar un espacio físico para tales efectos, lo que trajo como consecuencias un aumento en los costos y pérdida de tiempo.

La elección de construir un moldaje por muro resultó acertada, aunque tiene asociadas ventajas y desventajas. La ventaja radica en la posibilidad de reutilización y en un ahorro directo en los costos. La desventaja se basa en los tiempos de hormigonado y en la espera del fraguado y desmolde de los muros.

Respecto de lo anterior se asume que hubo pequeñas fallas no previstas en la construcción de los moldajes. La idea que al voltear los muros y levantar los moldajes, se produciría un auto-desmolde. Esto no ocurrió debido a la falta de refuerzos en las caras internas de los moldajes y quizás por el excesivo tiempo transcurrido para el descimbre.

Otro inconveniente posible es el elevado peso propio que se obtuvo en los muros (alrededor de 180 kg c/u), debido a su carácter monolítico de construcción. Esto dificulta un poco el traslado para dos personas, las cuales deberían hacer un esfuerzo excesivo.

El tema del peso podría resolverse proyectando una estructura de similares características, pero que sea tri-articulada. O sea, aparte del tirante y sus articulaciones, existe la posibilidad de construir el vástago y la zapata del muro por separado, para luego unirlos mediante otra articulación en la base (la cual obviamente debe ser diseñada). Esto mejoraría el traslado de la estructura y sólo involucra el montaje en el lugar de destino.

Otro punto conflictivo fue el proceso de doblado. En esa parte de trabajo no se cumplió el objetivo y se debió buscar otra solución. Como se mencionó, fue casi imposible doblar la armadura “de buena forma” y finalmente se optó por cortar en dicha parte y dar la forma final a los muros. También se produjo un aumento leve en los costos y en los tiempos, los cuales no se mencionaron.

La solución para esto pasa por haber proyectado los moldajes y armaduras con la forma final desde el principio (forma de L). De esta manera se tendría que haber hormigonado en dos etapas. Primero la zapata y posteriormente el vástago, o viceversa.

A.1 MÓDULO DE ELASTICIDAD EN TRACCIÓN (en Rango Elástico)

Los cálculos de la elasticidad en el rango elástico se basan en la sección 3.3.2a del capítulo homólogo “Propiedades del Ferrocemento”. Para la determinación final de la elasticidad en el rango elástico se usará la ecuación 3.21

$$E_t = \frac{\sum_{j=1}^{N_m} E_{tj} \times n_j \times A_{cj}}{\sum_{j=1}^{N_m} A_{cj}},$$

que considera al compuesto de ferrocemento subdividido en franjas, conteniendo cada una de ellas una capa de malla. Este análisis se basa en que una sección de ferrocemento puede contener refuerzos de malla de diferentes tipos, orientaciones y propiedades mecánicas.

A.1.1 MÓDULO DE ELASTICIDAD PARA FRANJA CON MALLA HEXAGONAL

Luego de haber estudiado las dimensiones, geometría y orientación de la malla hexagonal tenemos:

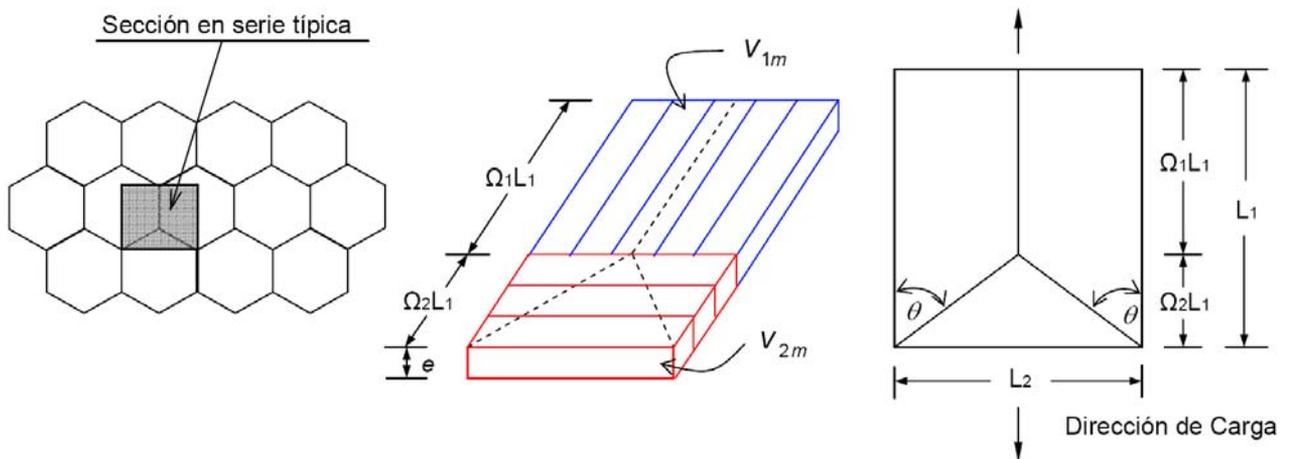


Figura A1. Geometría y dimensión de la serie típica de malla hexagonal.

Tomando el caso mostrado en la figura, que tiene relación con la malla y carga orientadas en dirección "Y" se obtienen los siguientes valores (Paul y Pama, 1992):

<i>Geometría</i>	:	$\theta = 47^\circ$	$L_1 = 2,40 \text{ cm}$	$\Omega_1 = 0,625$
			$L_2 = 1,90 \text{ cm}$	$\Omega_2 = 0,375$
<i>Calibre alambre B.W.G.</i>	:	22		
<i>Diámetro del alambre</i>	:	0,067 cm		
<i>Factor de eficiencia de la malla η_{1y}</i>	:	0,796		
<i>Factor de eficiencia de la malla η_{2y}</i>	:	0,180		

Ahora se procede a calcular el módulo de elasticidad para una sección típica del muro de contención de ferrocemento. El procedimiento de cálculo se hará a través de franjas, dependiendo del tipo de malla involucrado en ellas.

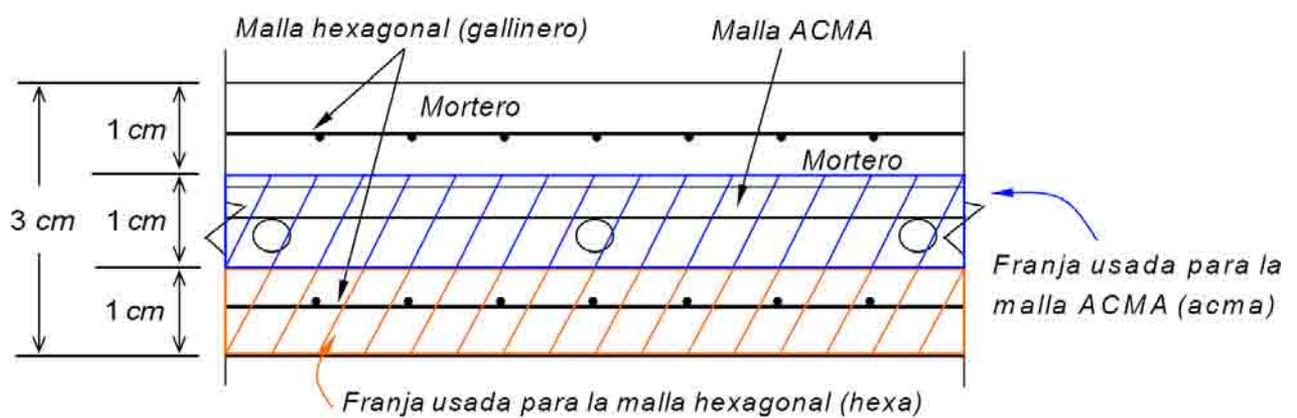


Figura A2. Sección típica del muro de contención estudiado.

Para calcular el módulo de elasticidad de la malla hexagonal, se usará la franja que le corresponde según la figura A2. Entonces las ecuaciones 3.15 y 3.16 para las partes superior e inferior respectivamente, de la franja que contiene la malla gallinero, quedan de la siguiente forma:

$$\text{Parte superior: } E_{t1(hexa)} = E_{m1(hexa)} \times V_{m1(hexa)} + E_{f(hexa)} \times V_{f(hexa)} \times \eta_{1(hexa)} \quad (\text{A.1})$$

$$\text{Parte inferior: } E_{t2(hexa)} = E_{m2(hexa)} \times V_{m2(hexa)} + E_{f(hexa)} \times V_{f(hexa)} \times \eta_{2(hexa)} \quad (\text{A.2})$$

Las ecuaciones se analizarán término a término identificando cada componente. El cálculo se iniciará por la parte superior. Ahora, si tomamos un espesor $e = 1 \text{ cm}$ para la franja que contiene la sección en serie típica de malla hexagonal (figura A1) tenemos:

Módulo de Elasticidad del mortero:

Como el mortero es de calidad M30 $\Rightarrow fc' = 250 \text{ kg/cm}^2$, según el código ACI 318-99

$$\begin{aligned}
 E_{m1(hexa)} &= 15.000 \times \sqrt{fc'} & (A.3) \\
 &= 15.000 \times \sqrt{250} \\
 &\approx 237.171 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Fracción de volumen de las fibras en la parte superior de la sección en serie típica:

$$\begin{aligned}
 V_{f1(hexa)} &= \frac{V_{f1}}{VT} & (A.4) \\
 &= \frac{2 \times \pi \times d^2}{4} \times \Omega_1 \times L_1 \times \frac{1}{L_1 \times L_2 \times e} \\
 &= \frac{2 \times \pi \times 0,067^2}{4} \times 0,625 \times 2,40 \times \frac{1}{2,40 \times 1,90 \times 1} \\
 &= 2,320 \times 10^{-03}
 \end{aligned}$$

Fracción de volumen de las fibras en la parte inferior de la sección en serie típica:

$$\begin{aligned}
 V_{f2(hexa)} &= \frac{V_{f2}}{VT} & (A.5) \\
 &= \frac{2 \times \pi \times d^2}{4} \times \frac{\Omega_2 \times L_1}{\cos \theta} \times \frac{1}{L_1 \times L_2 \times e} \\
 &= \frac{2 \times \pi \times 0,067^2}{4} \times \frac{0,375 \times 2,40}{\cos 47^\circ} \times \frac{1}{2,40 \times 1,90 \times 1} \\
 &= 2,041 \times 10^{-03}
 \end{aligned}$$

Fracción de volumen de mortero en la parte superior de la sección en serie típica:

$$\begin{aligned}
 V_{m1(hexa)} &= \frac{V_{1m}}{VT} - v_{f1} & (A.6) \\
 &= \frac{\Omega_1 \times L_1 \times L_2 \times e}{L_1 \times L_2 \times e} - v_{f1} \\
 &= \frac{0,625 \times 2,40 \times 1,90 \times 1}{2,40 \times 1,90 \times 1} - 2,320 \times 10^{-03} \\
 &= 0,623
 \end{aligned}$$

Módulo de Elasticidad de malla hexagonal:

$$E_{f(hexa)} = 1,04 \times 10^{06} \text{ kg/cm}^2 \quad (A.7)$$

Fracción de volumen de todas las fibras de la sección en serie típica:

$$\begin{aligned}
 V_{f(hexa)} &= V_{f1(hexa)} + V_{f2(hexa)} & (A.8) \\
 &= 2,320 \times 10^{-03} + 2,041 \times 10^{-03} \\
 &= 4,361 \times 10^{-03}
 \end{aligned}$$

Factor de eficiencia de la malla para la parte superior:

$$\begin{aligned}
 \eta_{1(hexa)} &= \eta_{1y} \\
 &= 0,796
 \end{aligned}$$

Ahora, reemplazando los valores en la ecuación principal A.1 tenemos:

$$\begin{aligned}
 E_{t1(hexa)} &= 237.171 \times 0,623 + 1,04 \times 10^{06} \times 4,371 \times 10^{-03} \times 0,796 \\
 &\approx 151.375 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Para el análisis de la parte inferior de la sección, las ecuaciones A.3, A.4, A.5, A.7 y A.8 son iguales. En virtud de esto se tiene:

Fracción de volumen de mortero en la parte inferior de la sección en serie típica:

$$\begin{aligned}
 V_{m2(hexa)} &= \frac{V_{2m}}{VT} - V_{f2} & (A.9) \\
 &= \frac{\Omega_2 \times L_1 \times L_2 \times e}{L_1 \times L_2 \times e} - V_{f2} \\
 &= \frac{0,375 \times 2,40 \times 1,90 \times 1}{2,40 \times 1,90 \times 1} - 2,041 \times 10^{-03} \\
 &= 0,373
 \end{aligned}$$

Factor de eficiencia de la malla para la parte superior:

$$\begin{aligned}
 \eta_{2(hexa)} &= \eta_{2y} \\
 &= 0,180
 \end{aligned}$$

Ahora, reemplazando los valores en la ecuación principal A.2 tenemos:

$$\begin{aligned}
 E_{t2(hexa)} &= 237.171 \times 0,373 + 1,04 \times 10^{06} \times 4,371 \times 10^{-03} \times 0,180 \\
 &\approx 89.283 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Siguiendo con el análisis, si adecuamos la ecuación 3.20 a nuestra franja se obtiene lo siguiente:

$$\begin{aligned}
E_{t(hexa)} &= \frac{E_{t1(hexa)}}{\Omega_1 + \Omega_2 \times \frac{E_{t1(hexa)}}{E_{t2(hexa)}}} \\
&= \frac{151.375}{0,623 + 0,373 \times \frac{151.375}{89.283}}
\end{aligned}
\tag{A.10}$$

Entonces, el módulo de elasticidad para la franja que contiene la sección en serie típica de malla hexagonal es aproximadamente:

$$E_{t(hexa)} \approx 120.578 \text{ kg/cm}^2$$

A.1.2 MÓDULO DE ELASTICIDAD PARA FRANJA CON MALLA ACMA

Debido a la simetría de este tipo de malla, no interesa su orientación con respecto a la dirección de la carga, pues los factores de efectividad serán iguales. En la figura A3 se muestran las principales características de esta malla.

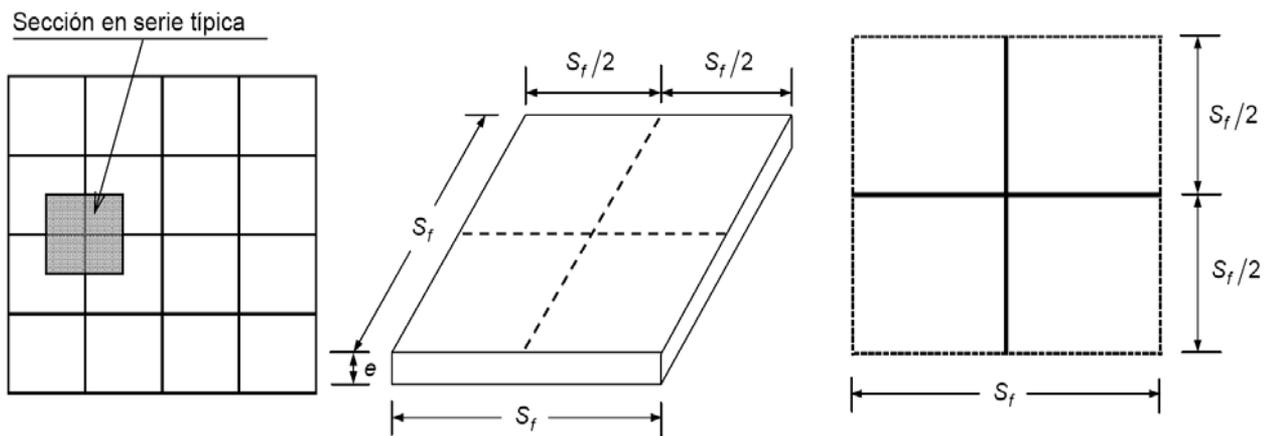


Figura A3. Geometría y dimensión de la serie típica de malla ACMA.

Como se mencionó al final de la sección 3.3.2a, si la sección está formada por mallas cuadradas con propiedades geométricas y mecánicas idénticas e igual orientación, y si la carga está orientada a lo largo de uno de los ejes de simetría; el módulo de elasticidad puede obtenerse utilizando la ecuación 3.15 ó 3.16. Entonces la ecuación 3.15 para una franja de espesor $e = 1 \text{ cm}$, que contiene la sección típica de malla ACMA queda de la siguiente forma:

$$\text{Para toda la sección: } E_{t(acma)} = E_{m(acma)} \times v_{m(acma)} + E_{f(acma)} \times v_{f(acma)} \times \eta_{(acma)} \tag{A.11}$$

Módulo de Elasticidad del mortero:

$$\begin{aligned} E_{m(acma)} &= E_{m1(hexa)} \\ &\approx 237.171 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Fracción de volumen de fibras de la sección en serie típica:

$$\begin{aligned} V_{f(acma)} &= \frac{V_{f(acma)}}{VT} & (A.12) \\ &= \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{2 \times S_f}{S_f^2 \times e} \\ &= \frac{\pi \times 0,420^2}{4} \times \frac{2 \times 10}{10^2 \times 1} \\ &= 2,771 \times 10^{-02} \end{aligned}$$

Fracción de volumen de mortero de la sección en serie típica:

$$\begin{aligned} V_{m(acma)} &= \frac{V_{m(acma)} - V_{f(acma)}}{VT} - V_{f(acma)} & (A.13) \\ &= \frac{(S_f^2 \times e) - 2 \times \left(\frac{\pi \times d^2}{4} \times S_f \right)}{S_f^2 \times e} - V_{f(acma)} \\ &= \frac{100 - 2,771}{100} - 2,771 \times 10^{-02} \\ &= 0,945 \end{aligned}$$

Módulo de Elasticidad de malla hexagonal:

$$E_{f(acma)} = 2,1 \times 10^{06} \text{ kg/cm}^2$$

Factor de eficiencia de la malla para la parte superior:

$$\eta_{(hexa)} = 0,50$$

Reemplazando en A.13 se tiene:

$$E_{t(acma)} = 237.171 \times 0,945 + 2,1 \times 10^{06} \times 2,771 \times 10^{-02} \times 0,50$$

Entonces, el módulo de elasticidad para la franja que contiene la sección en serie típica de malla ACMA es aproximadamente:

$$E_{t(acma)} \approx 253.222 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente para la sección completa, el módulo de Young en el rango elástico para el ferrocemento a tracción está dado por (ecuación 3.21):

$$E_t = \frac{120.578 \times 2 \times (2,40 \times 1,90) + 253.222 \times 1 \times 10^2}{(2,40 \times 1,90) + 10^2}$$

$$E_t \approx 252.696 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora, si tomamos un trozo de muro del tamaño de la sección típica correspondiente a la malla ACMA (10 cm × 10 cm × 3 cm) y superponemos todas las mallas tendríamos lo siguiente:

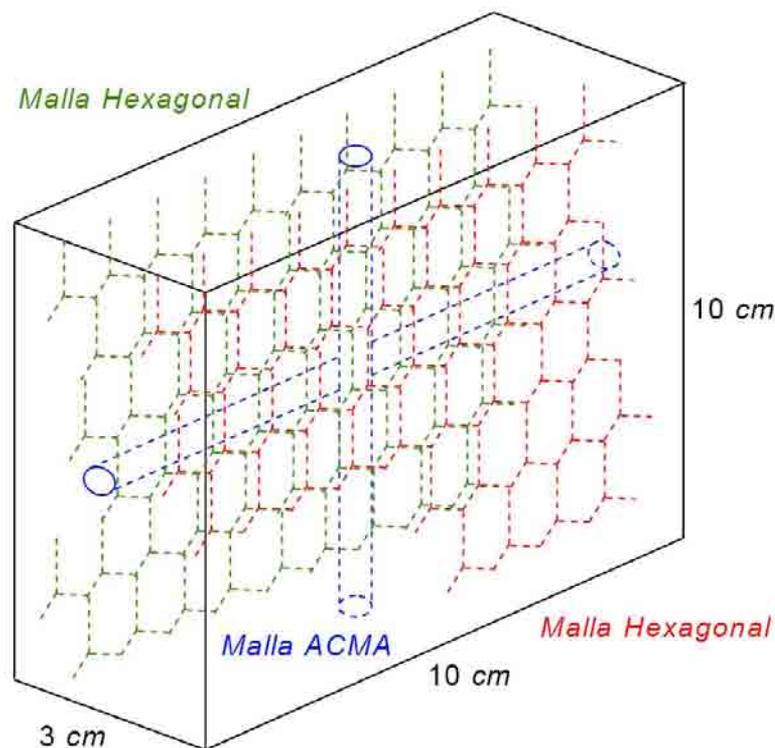


Figura A4. Trozo de muro construido.

Si evaluamos la elasticidad en este trozo y suponiendo que el volumen del mortero es igual a la unidad, la ecuación 3.22 se transforma en:

$$\begin{aligned} E_t &= E_m + 2(E_{hexa} \times v_{hexa}) + E_{acma} \times v_{acma} & (A.14) \\ &= 237.171 + 2(1,04 \times 10^6 \times 1,393 \times 10^{-03}) + 2,1 \times 10^6 \times 9,237 \times 10^{-03} \\ &\approx 259.466 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

A.2 MÓDULO DE ELASTICIDAD EN TRACCIÓN (en Rango de Agrietamiento)

Al principio del agrietamiento el módulo de elasticidad puede ser evaluado de la siguiente forma, donde el sufijo “a” denota la presencia de telas de mallas y “A” la presencia de barras (Wainshtok, 1998):

$$\begin{aligned}
 E_t &= E_a \times v_a + E_A \times v_A & (A.15) \\
 &= 2,1 \times 10^{06} (v_{acma} + v_{barras}) + 1,04 \times 10^{06} \times v_{hexa} \\
 &= 2,1 \times 10^{06} \times (0,0632 + 0,0143) + 1,04 \times 10^{06} \cdot 2,049 \times 10^{-03} \\
 &= 164.881 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Después de que ha ocurrido un agrietamiento considerable, el módulo de Young puede obtenerse de la ecuación 3.31:

$$E_{cr} = \frac{\sigma_{ty} - \sigma_{cr}}{\varepsilon_{ty} - \varepsilon_{cr}}$$

El esfuerzo al cual fluye el compuesto se obtiene a partir de las ecuaciones 3.24 y 3.28. Tomando los valores de las elasticidades obtenidos anteriormente tenemos:

$$\begin{aligned}
 v_{fe} &= \frac{E_t - E_m}{E_f - E_m} \\
 &= \frac{252.696 - 237.171}{2,1 \times 10^{06} - 237.171} \\
 &= 8,334 \times 10^{-03}
 \end{aligned}$$

Entonces:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{ty} &= \sigma_{fy(acma)} \times v_{fe} + \sigma_{fy(hexa)} \times v_{fe} \\
 &= 8,334 \times 10^{-03} \times (5.000 + 2.000) \\
 &= 58,339 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

La resistencia a la primera grieta σ_{cr} puede obtenerse así:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{cr} &= 2,40 \times S_L + \sigma_{mu} \\
 &= 2,40 \times \left(\frac{n \times \pi \times d \times S_f}{L_1 \times L_2 \times e} + \frac{n \times 2 \times \pi \times d}{L_1 \times L_2 \times e} \left[\Omega_1 \times L_1 + \frac{\Omega_2 \times L_1}{\cos \theta} \right] \right) + 1,50 \sqrt{fc'} \\
 &= 2,40 \times \left(\frac{1 \times \pi \times 0,42 \times 10}{10 \times 10 \times 3} + \frac{2 \times \pi \times 0,067}{2,4 \times 1,9 \times 3} \left[1,5 + \frac{0,9}{\cos 47^\circ} \right] \right) + 1,50 \sqrt{250} \\
 &\approx 24,031 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

La deformación del compuesto en fluencia para un $R = 80$ se define como:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{ty} &= \frac{1}{E_f} \left[\sigma_{fy} - \frac{\sigma_{mu} \times R}{2} \right] \\ &= \frac{1}{2,1 \times 10^{06}} \left[2.000 - \frac{1,50 \sqrt{250} \times 80}{2} \right] \\ &= 4,705 \times 10^{-04}\end{aligned}$$

y la deformación en la primera grieta está dada por la relación:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cr} &= \frac{\sigma_{cr}}{E_t} \\ &= \frac{24,031}{252.696} \\ &\approx 9,510 \times 10^{-05}\end{aligned}$$

Reemplazando los términos llegamos a que el módulo de elasticidad en el rango de agrietamiento es igual a:

$$\begin{aligned}E_{cr} &= \frac{58,339 - 24,031}{4,705 \times 10^{-04} - 9,510 \times 10^{-05}} \\ E_{cr} &\approx 91.391 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

A.3 MÓDULO DE ELASTICIDAD EN COMPRESIÓN

Para la compresión, el módulo de elasticidad es similar al de tracción en el rango elástico, donde la ecuación 3.36 es idéntica a la 3.21 (esto se puede apreciar también en la figura 3 “Curva idealizada para una muestra de Ferrocemento a Tracción y Compresión”). Entonces para la compresión tenemos que:

$$E_c \approx 252.696 \text{ kg/cm}^2$$

A.4 MÓDULO DE ELASTICIDAD EN FLEXIÓN

Es posible determinar el módulo de elasticidad reducido a la flexión a través de la ecuación 3.37. Ahora se calculará el módulo de elasticidad utilizando los distintos valores obtenidos anteriormente, tomando en cuenta los valores para la relación E_c/E_t en el ferrocemento sometido a flexión (Wainshtok, 1998).

Luego de una serie de ensayos, según este autor antes del agrietamiento la relación $E_c/E_t = 1$, lo cual se cumple con los valores obtenidos. Entonces:

$$E_r \approx 252.696 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora, al inicio de la etapa de agrietamiento, el autor concluye que el la relación varía aproximadamente a 1,5. En nuestro caso:

$$\frac{E_c}{E_t} = \frac{252.696}{164.881} = 1,53 \quad \text{y el módulo es}$$

$$E_r = \frac{4 \times 164.881 \times 252.696}{\left(\sqrt{164.881} + \sqrt{252.696}\right)^2}$$

$$E_r = 201.811 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente, cuando el material se encuentra totalmente agrietado, la relación E_c/E_t varía entre 3 – 4. Para nosotros:

$$\frac{E_c}{E_t} = \frac{252.696}{91.391} = 2,77 \quad \text{y el módulo es}$$

$$E_r = \frac{4 \times 91.391 \times 252.696}{\left(\sqrt{91.391} + \sqrt{252.696}\right)^2}$$

$$E_r = 142.552 \text{ kg/cm}^2$$

A.5 RESUMEN

<i>Módulo Elasticidad</i>	<i>Rango Elástico</i>	<i>Principio agrietamiento</i>	<i>Agrietamiento avanzado</i>
Tracción	252.696 kg/cm ²	164.881 kg/cm ²	91.391 kg/cm ²
Compresión	252.696 kg/cm ²	---	---
Flexión	252.696 kg/cm ²	201.811 kg/cm ²	142.552 kg/cm ²

B.1 DETALLES DE ARMADURAS

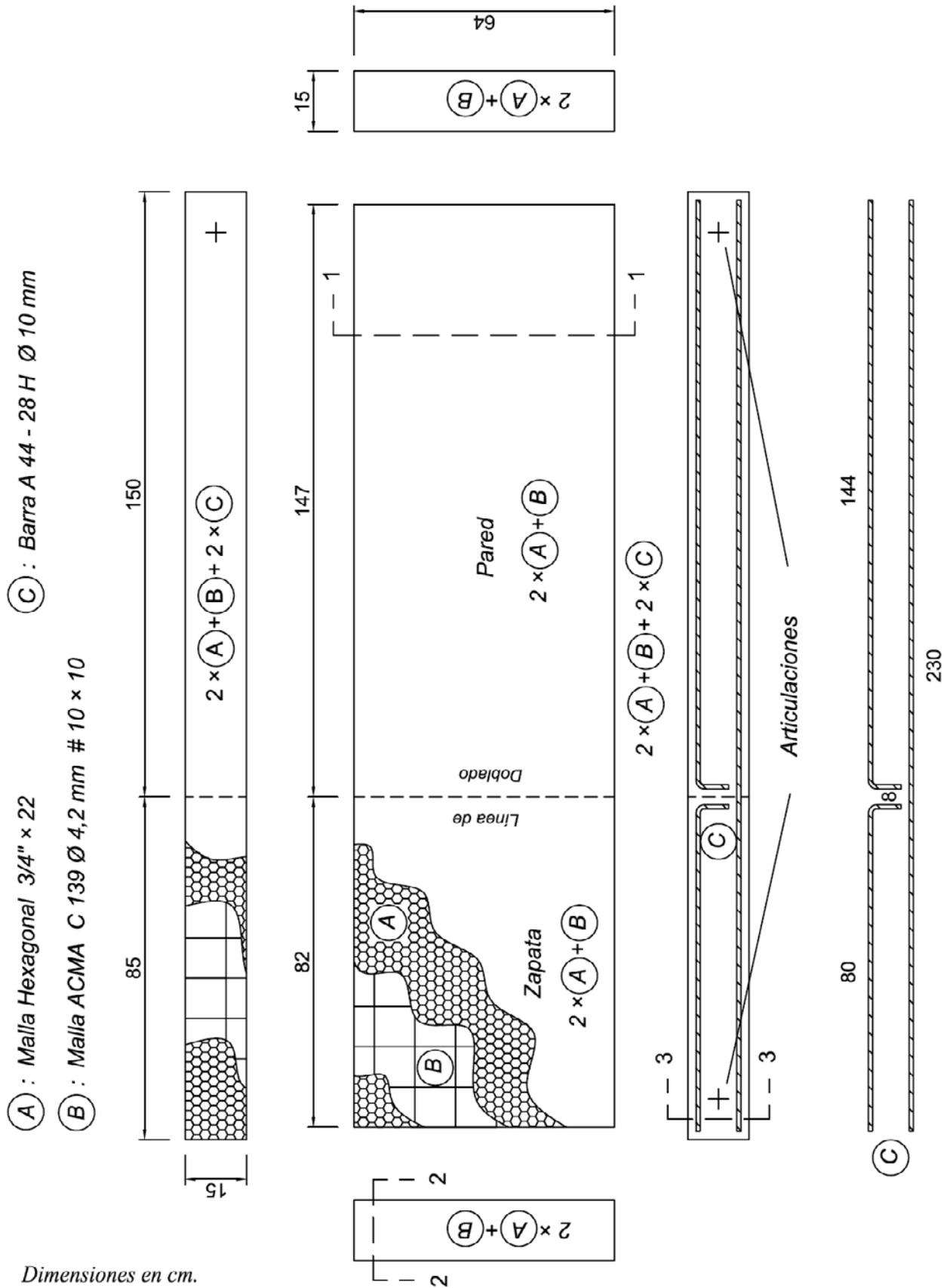


Figura B.1 Detalle de armaduras en las distintas secciones del muro de contención.

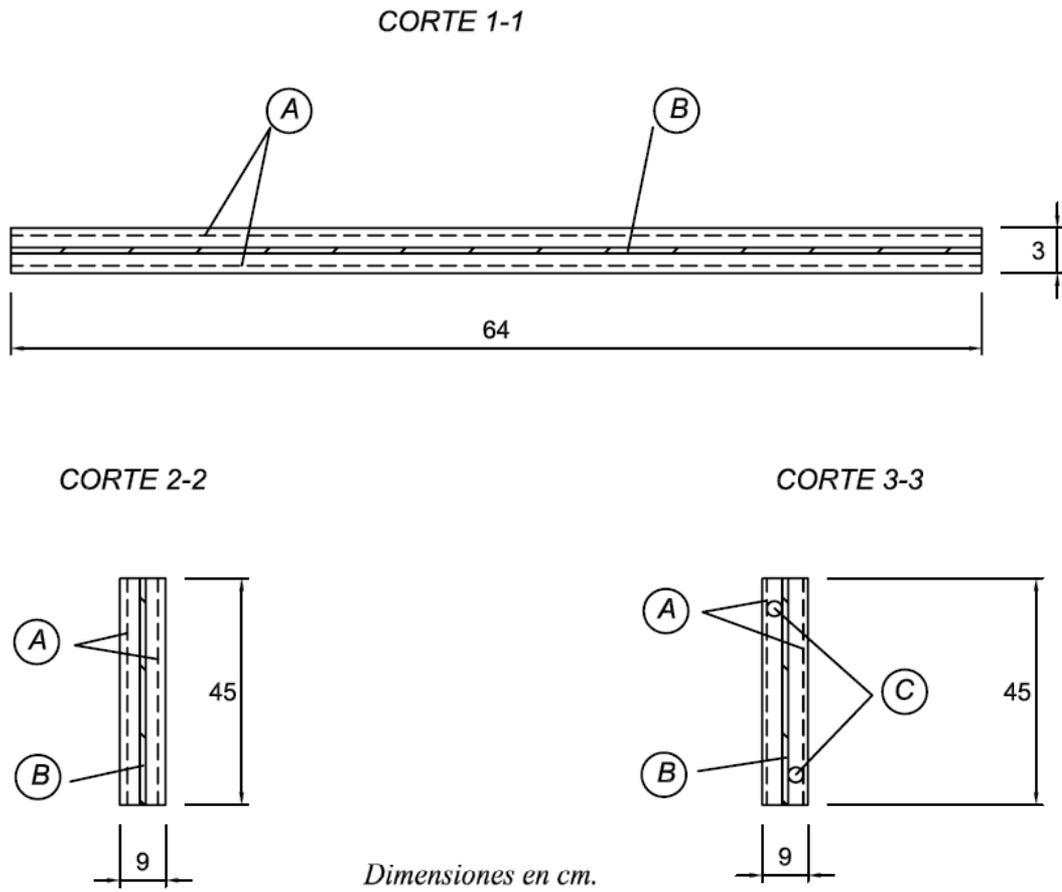


Figura B.2 Cortes representativos para cada sección.

B.2 DETALLES DEL TIRANTE Y UNIONES

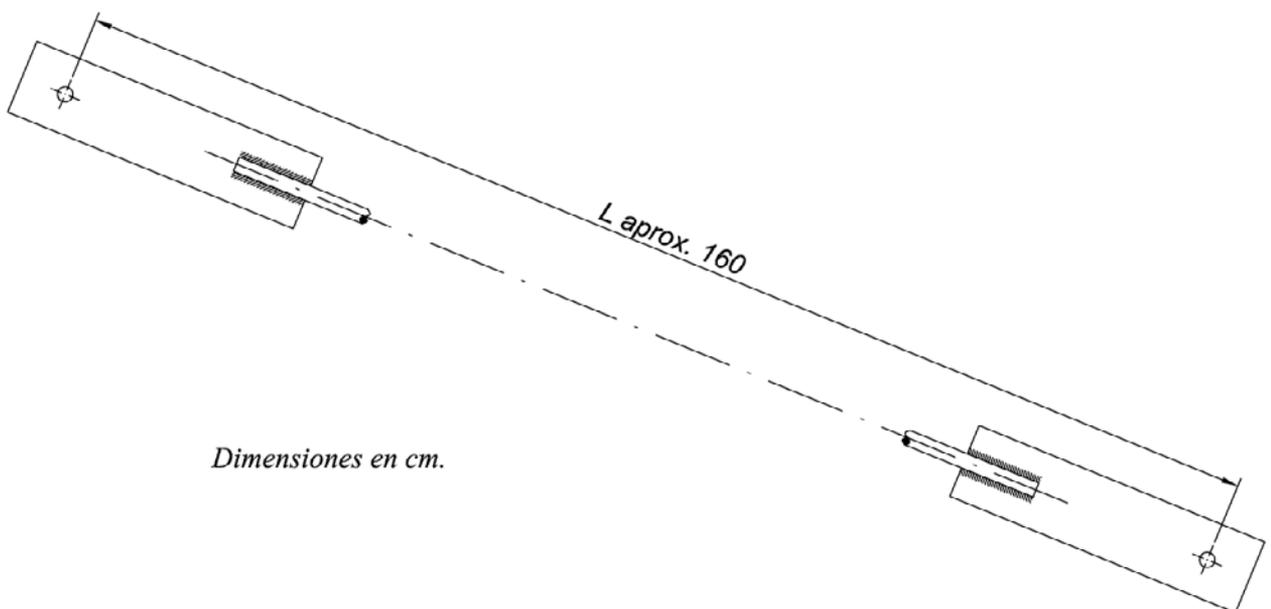


Figura B.3 Detalle del tirante empleado.

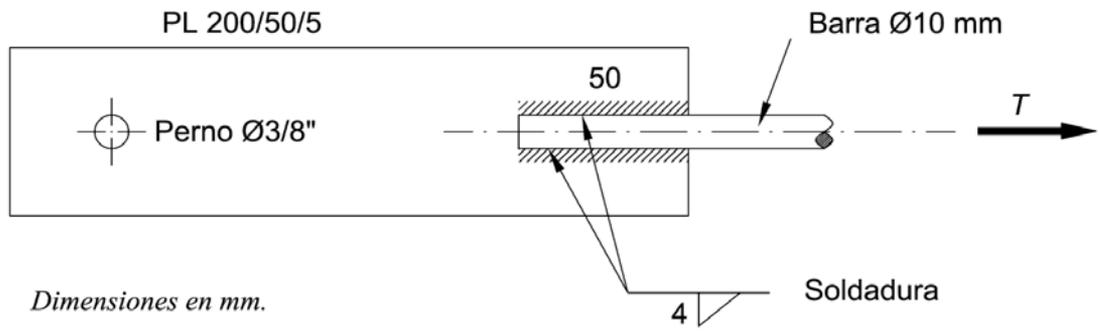


Figura B.4 Detalle de soldaduras empleadas.

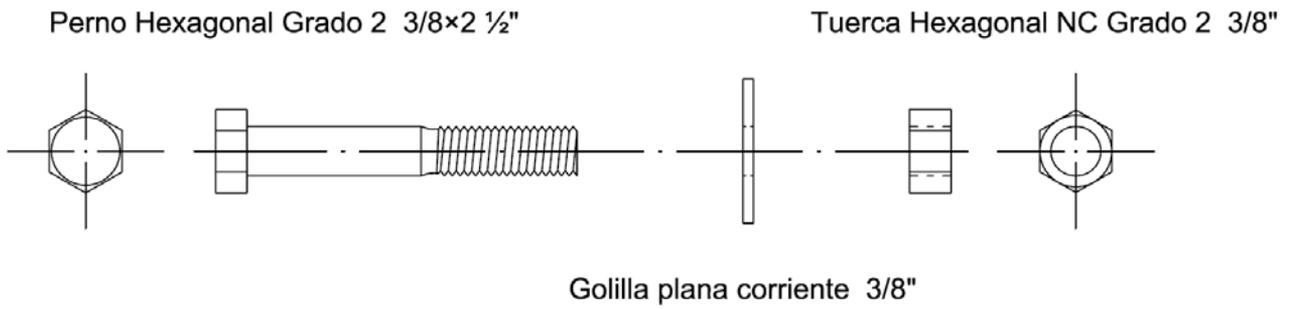


Figura B.5 Detalle de pernos consultados.

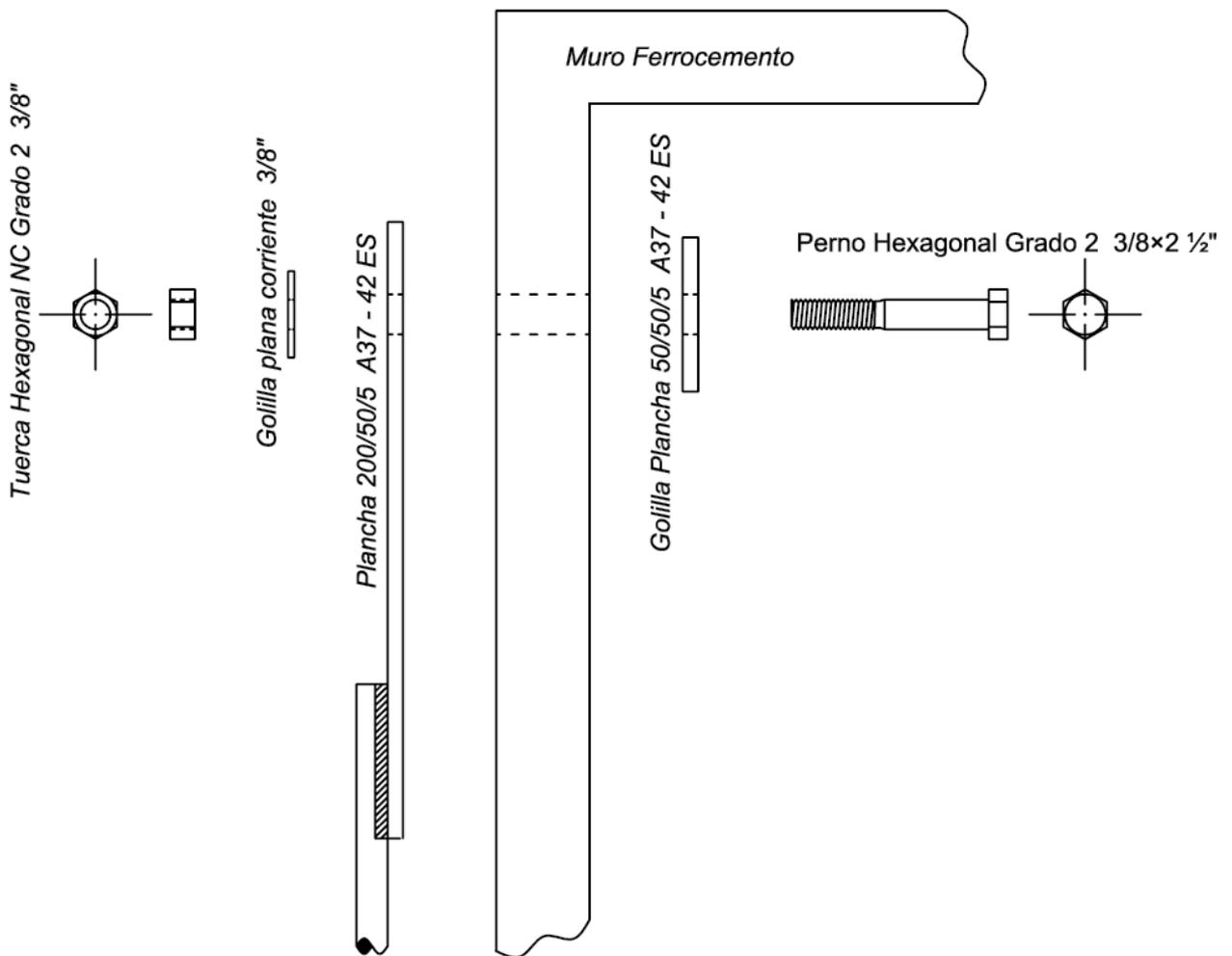


Figura B.6 Detalle de unión Muro – Tirante.

REFERENCIAS

ABDULLAH, S, TAKIGUCHI, Katsuki, NISHIMURA, Koshiro and HORI, Shingo. *Behavior of Ferrocement Subjected to Missile Impact*. Transactions of the 17th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 17). Prague, Czech Republic, August 2003. 6p.

ACMA S.A. *Mallas soldadas de stock, características y ventajas* [en línea]: Acma S.A. [fecha de consulta: 10 Marzo 2005]. Disponible en: <<http://www.acma.cl/mallasstock.html>>

ALVARENGA, Beatriz y MÁXIMO, Antonio. *Cap.9 Conservación de la energía*. En su: *Física general*. México D.F., México: HARLA, S.A. de C.V. 1983. pp. 279-322.

AMERICAN Concrete Institute, Committee 318. *Building code requirements for structural concrete and commentary*. ACI 318-02 and ACI 318R-02. Farmington Hills, USA, 1997. 445p.

AMERICAN Concrete Institute, Committee 549. *State-of-the-art report on ferrocement*. ACI 549 R-97. Farmington Hills, USA, 1997. 26p.

AMERICAN Concrete Institute, Committee 549. *Guide for the design, construction, and repair of ferrocement*. ACI 549.1R-93 (Reapproved 1999). Farmington Hills, USA, 1999. 30p.

AMERICAN Society for Testing of Materials, Committee C09, Subcommittee C09.20. *Standard specification for concrete aggregates*. ASTM C 33 – 01. West Conshohocken, USA, 2001. 8p.

AMERICAN Society for Testing of Materials, Committee C01, Subcommittee C01.10. *Standard specification for blended hydraulic cements*. ASTM C 595 – 00a^{ε1}. West Conshohocken, USA, 2000. 7p.

ARZE C., Elías. *Guía para el diseño en acero*. Santiago, Chile: Universidad de Chile, 1981. 101p.

BEER, Ferdinand P. y JOHNSTON, E. Russell. *Cap.2 Esfuerzo y deformación. Carga axial*. En su: *Mecánica de materiales*. Segunda Edición. Santafé de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Interamericana S.A. 1993. pp. 39-111.

BERRY, Peter y REID, David. *Mecánica de suelos*. Bogotá, Colombia: McGraw-Hill, 1993. 415p.

BRAY, Jonathan D. *Chap.22 Retaining Structures*. En: CHEN, Wai-Fah and LIEW, J.Y. Richard. *The Civil Engineering Handbook*. Second Edition. Boca Raton, Florida: Published by CRC Press LLC, 2003. pp. 895-908.

CÁMARA Chilena de la Construcción. Comisión de Diseño Estructural en Hormigón Armado y Albañilerías. *Código de diseño de hormigón armado, basado en el ACI 318-99*. Santiago : Cámara Chilena de la Construcción, 2003. 576p.

CARRASCO B., Víctor. *Ferrocemento, una alternativa para la vivienda*. Talcahuano, Chile: Gerencia de Asesoría Técnica Zona Sur, Cementos Bio Bio, 2002. 39p.

CARRASCO, Víctor y SOTO, Raúl. *Últimos avances en la fabricación y construcción de viviendas de ferrocemento*. En: XIV Jornadas Chilenas del Hormigón (Octubre 2003, Valdivia, Chile). Trabajos. Talcahuano, Centros Técnicos y Asesoría Cementos Bio Bio S. A., 2003. pp. 1-20.

CEMENTOS Bio Bio. *Manual de Productos y Servicios, Cementos*. Gerencia de Asesoría Técnica Zona Sur. Talcahuano, 2004. 14p.

DAS, Braja M. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 4ª Edición. México: International Thomson Editores, 2001. 862p.

DAS, Braja M. *Shallow foundations, bearing capacity and settlement*. Boca Raton, Florida: Published by CRC Press LLC, 1999. 363p.

EGAÑA, Juan y ZABALETA, Hernán. *Manual del mortero*. Santiago, Chile: Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón, 1996. 95p.

GUEVARA, Enrique, HERRERA, Rubén y MARDONES, Juan. *Ferrocemento como elemento estructural*. Tesis (Ingeniero Civil en Obras Civiles). Santiago, Chile. Universidad de Santiago de Chile, Facultad de Ingeniería, 1990. 119p.

HIDALGO, Pedro. *Análisis estructural*. Segunda edición. Santiago: Ediciones Universidad Católica de Chile, 1992. 448p.

HILD, François, DA SILVA, Ana Rita C., PROENÇA, Sergio P.B. and BILLARDON, René. *A probabilistic approach to predict cracking in lightly reinforced microconcrete panels*. Submitted to the Journal of Engineering Mechanics, August 2002. Revised February 2004 (EM-23284). 48p.

INCHALAM S.A. *Ficha técnica mallas* [en línea]: Industrias chilenas del alambre S.A. 2004 [fecha de consulta: 03 Marzo 2005]. Disponible en: <<http://www.inchalam.cl/docs/mallas.pdf>>

INSTITUTO Nacional de Normalización. *Cemento - Terminología, clasificación y especificaciones generales*. NCh 148: Of.1968. Santiago, Chile. 8p.

INSTITUTO Nacional de Normalización. *Áridos para morteros y hormigones - Requisitos generales*. NCh 163: Of.1979. Santiago, Chile. 23p.

INSTITUTO Nacional de Normalización. *Áridos para morteros y hormigones - Extracción y preparación de muestras*. NCh 164: EOf.1976. Santiago, Chile. 11p.

INSTITUTO Nacional de Normalización. *Áridos para morteros y hormigones - Tamizado y determinación de la granulometría*. NCh 165: Of.1977. Santiago, Chile. 21p.

INSTITUTO Nacional de Normalización. *Acero - Barras laminadas en caliente para hormigón armado*. NCh 204: Of.1977. Santiago, Chile. 12p.

INSTITUTO Nacional de Normalización. *Construcción - Mallas de acero de alta resistencia - Condiciones de uso en el hormigón armado*. NCh 219: Of.1977. Santiago, Chile. 7p.

INSTITUTO Nacional de Normalización. *Especificaciones para el cálculo de estructuras de acero para edificios*. NCh 427.cR 1976. Santiago, Chile. 179p.

INSTITUTO Nacional de Normalización. *Acero - Alambre liso o con entalladuras de grado AT-56-50H, para uso en hormigón armado - Especificaciones*. NCh 1173: Of.1977. Santiago, Chile. 6p.

INSTITUTO Nacional de Normalización. *Hormigón - Agua de amasado - Requisitos*. NCh 1498: Of.1982. Santiago, Chile. 3p.

LARSON, Ron, HOSTETLER, Robert y EDWARDS, Bruce. *Cap.P Preparación para el capítulo 1*. En su: *Cálculo I*. Séptima edición. Madrid, España: Ediciones Pirámide. 2002. pp. 1-10.

LÓPEZ P., Jesús, LÓPEZ G., Luis y MORENO V., Amparo. *Muros de contención y de sótano*. En: *Curso de cálculo de estructuras de hormigón armado* (Octubre 1999, Albacete, España). Trabajos. Universidad de Castilla – La Mancha. 1999. 51p.

LÓPEZ, María J. *Cómo elaborar referencias bibliográficas*. Santiago, Chile: Central de apuntes REUNA. 2001. 10p.

MCCORMAC, Jack C. *Cap.11 Zapatas y Cap.12 Muros de retención*. En su: *Diseño de concreto reforzado*. 4ª edición. México D.F. México: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V. 2002. pp. 387-488.

MESA, Mario, MUNERA, Ángel de Jesús y OESCH, Rudolf. *Prefabricados de ferrocemento para losas autoconstruibles*. Medellín, Colombia: Editorial Lealon. 1989. 144p.

MIGLIORE J., Angelo R. *Estruturas de contenção com elementos pre-moldados de argamassa armada*. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas). São Paulo, Brasil. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, 1987. 151p.

NILSON, Arthur H. *Cap.16 Zapatas y cimentaciones, y Cap. 17 Muros de contención*. En su: *Diseño de estructuras de concreto*. Duodécima edición. Bogotá, Colombia: McGraw – Hill, Interamericana S.A. 1999. pp. 499-549.

OLVERA López, Alfonso. *El ferrocemento y sus aplicaciones*. 2ª reimpresión. México DF, México: Alfaomega Grupo Editor. 2002. 614p.

ORGANIZACIÓN Internacional de Normalización. *Documentación - referencias bibliográficas contenido, forma y estructura*. ISO 690, 12 ed. 1987. Universidad Católica de Valparaíso. Valparaíso, Chile. 26p.

PONTIFICIA Universidad Católica de Chile. *Guía para la redacción de citas bibliográficas*. Santiago, Chile: Sistema de Bibliotecas Pontificia Universidad Católica de Chile. 2001. 33p.

PAUL, B. K. y PAMA, R. P. *Ferrocemento*. 2ª reimpresión. México DF, México: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., 1992. 228p.

RIDDELL, Rafael e HIDALGO, Pedro. *Diseño estructural*. Segunda edición. Santiago: Ediciones Universidad Católica de Chile, 1999. 525p.

SAAVEDRA, Claudia. *Ferrocemento: innovación tecnológica económica para construir vivienda social*. Revista BIT, 26: 21-23, Junio 2002.

SIKA S.A. Chile, *Ficha técnica Sikadur 32 gel, puente de adherencia epóxico* [en línea]: Sika S.A. Chile. 2005 [fecha de consulta: 24 Febrero 2005]. Disponible en: <http://www.sikachile.cl/upload/fichas/Sikadur@_32_Gel.pdf>

SIKA S.A. Chile, *Ficha técnica Sikament NF, aditivo superplastificante para hormigón* [en línea]: Sika S.A. Chile. 2005 [fecha de consulta: 28 Febrero 2005]. Disponible en: <http://www.sikachile.cl/upload/fichas/Sikament@_NF.pdf>

TERZAGHI, Karl. *Theoretical soil mechanics*. New York: John Wiley & Sons, 1943. 510p.

TIMOSHENKO, Sthepen P. *Theory of structures*. 2ª edición. New York: McGraw-Hill, 1965. 629p.

UNIVERSIDAD Católica del Norte, Departamento de Construcción Civil, *Tamizado y determinación de la granulometría, módulo de finura* [en línea]: Universidad Católica del Norte. 2004 [fecha de consulta: 28 Diciembre 2004]. Disponible en: <<http://www.ucn.cl/FacultadesInstitutos/laboratorio/TamizT3.htm>>

USACE (U.S. Army Corps of Engineers). *Engineering and design: retaining and flood walls*. Engineer Manual 1110-2-2502. Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers. Washington, DC. 1989. 448p.

USACE (U.S. Army Corps of Engineers). *The seismic design of waterfront retaining structures*. U.S. Army Technical Report ITL-92-11. Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers. Washington, DC. 1992. 327p.

USACE (U.S. Army Corps of Engineers). *Design of sheet pile walls*. Engineer Manual 1110-2-2504. Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers. Washington, DC. 1994. 75p.

WAINSHOK Rivas, Hugo. *Ferrocemento, diseño y construcción*. 3ª edición. Guayaquil, Ecuador: Offset Abad Cía. Ltda., 1998. 227p.

WANG, Chu-Kia and SALMON, Charles. *Reinforced concrete design*. Sixth edition. Menlo Park, California : Addison-Wesley Publishers, 1998. 1028p.

WANG, Linan and GONG, Chao. *Chap.29 Abutments and retaining structures*. En: CHEN, Wai-Fah and LIAN, Duan. *Bridge Engineering Handbook*. Boca Raton, Florida: Published by CRC Press LLC, 2000. pp. 492-515.