

# Universidad Austral de Chile

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

# "DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UN GALPÓN EN BASE A MARCOS TRIARTICULADOS DE FERROCEMENTO"

Tesis para optar al Título de: INGENIERO CIVIL EN OBRAS CIVILES

Profesor Patrocinante: Sr. Hernán Arnés V. Ingeniero Civil U. Católica

VICTOR MANUEL PEROLDO MACHADO

VALDIVIA – CHILE

2005

# **INDICE**

CAPITULO I		INTRODUCCIÓN				
	1.1	Prese	ntación del pr	oblema	1	
	1.2	Objeti	vos		2	
		1.2.1	Objetivos ge	nerales	2	
		1.2.2	Objetivos es	pecíficos	2	
	1.3	Metod	lología y estru	ictura del trabajo	3	
CAPI	TULO	II.	EL FERRO	CEMENTO	4	
	2.1	Defini	ción de Ferro	cemento	4	
		2.1.1	Principales of	aracterísticas	4	
		2.1.2	Desarrollo hi	stórico	4	
		2.1.3	El Ferrocem	ento en Cuba	6	
	2.2		•	stituyen el Ferrocemento	8	
		2.2.1	Mortero		8	
			2.2.1.1	Resistencia Mecánica	9	
			2.2.1.2	Módulo de deformación longitudinal	10	
			2.2.1.3	Retracción	10	
			2.2.1.4	Permeabilidad	11	
			2.2.1.5	Masa específica	11	
			2.2.1.6	Protección de la armadura	11	
		2.2.2	Cemento		12	
		2.2.3	Agregados		13	
		2.2.4	Agua		14	
		2.2.5	Aditivos		14	
		2.2.6	Armaduras		15	
			2.2.6.1	Tela de malla hexagonal	16	
			2.2.6.2	Tela de malla tejida	16	
			2.2.6.3	Tela de malla soldada	16	
			2.2.6.4	Alambrones y barras	18	
CAPÍ	TULO		ANÁLISIS Y	DISEÑO DE ELEMENTOS	19	
	3.1	Gene	ralidades	19		
3.2 Hipót			tesis de cálculo del Ferrocemento			

	3.3	Requisitos de res	sistencia y trabajo	19
	3.4	Cargas de diseño	o y combinaciones de carga	20
	3.5	Modelación de la	estructura	20
	3.6	Análisis sísmico		21
		3.6.1 Análisis sí	smico	21
		3.6.1.1	Ubicación Geográfica	21
		3.6.1.2	Parámetros dependientes del tipo de suelo	21
		3.6.1.3	Categoría del edificio	21
		3.6.1.4	Valores de factores de modificación de	21
			Respuesta	
		3.6.1.5	Determinación del Período de la estructura	22
		3.6.1.6	Cálculo del coeficiente sísmico "C"	22
		3.6.1.7	Valores máximos y mínimos del	22
			Coeficiente "C"	
		3.6.2 Distribució	ón de Fuerzas Sísmicas	23
	3.7	Cálculo de la acc	ción del Viento	25
	3.8	Determinación de	e momentos de diseño	27
	3.9	Cálculo y diseño	de uniones apernadas	30
CAP	TULO	IV FABRICA	CIÓN DE ELEMENTOS QUE CONFORMAN	34
		LOS MAR	RCOS	
	4.1	Materiales utiliza	dos	34
	4.2	Confección de m	oldajes	35
	4.3	Confección de ar	rmaduras y mallas	37
		4.3.1 Almas		37
		4.3.2 Pilares		38
		4.3.3 Perfilería		39
	4.4	Hormigonado de	almas y perfiles	42
	4.5	Descimbre de los	s elementos	43
	4.6	Construcción de	fundaciones	44
	4.7	Armado de vigas	compuestas	47
	4.8	Perforaciones pa	ara ensamble de marcos y para	52
		anclaje de funda	ciones	
	4.9	Traslado de pilar	res y vigas	53
	4.10	Instalación de vig	gas	55
	4.11	Colocación de co	ostaneras	60
				61

4.13 Term	ninaciones del galpón	62
CAPÍTULO V	ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE COSTOS	65
5.1 Cost	os de fabricación	65
CAPÍTULO VI	CONCLUSIONES	68
ANEXOS		
Anexo A,	Modelación de la estructura	70
Anexo B	Diseño de costaneras de techumbre	83
Anexo C	Ensayo probetas RILEM	86
Anexo D	Diseño de fundaciones	90
Anexo E	Períodos de la estructura según modelación	92
	en SAP2000	
REFERENCIAS		95
BIBLIOGRAFÍA		96

#### RESUMEN.

El presente trabajo consiste en el diseño y construcción de un galpón en base a marcos de Ferrocemento. Los marcos están formados por perfilería de Ferrocemento, entendiéndose por esto almas y perfiles tipo "L" que en conjunto constituyen vigas compuestas.

La construcción de los marcos implicó un trabajo especialmente cuidadoso ya que la mayoría de los elementos son de espesores pequeños, por lo que son frágiles al manipularlos. Para lograrlo, se establecieron etapas en su construcción, las que fueron seguidas sin ninguna alteración a fin de no provocar daños que pudiesen afectar la estructura final.

Como objetivo primordial se pretende mostrar la factibilidad de construir galpones con un material fuera de los comúnmente usados observando la ventajas y desventajas que éste presente.

### **SUMMARY**

The present research work consists in the design and construction of a storage made of Ferrocement frames. The frames are conformed by Ferrocement profiles, that is, core and profiles "L" type, which, as a whole, conformed composed beams.

The frame construction implied an especially careful labor since most part of elements are small thickness, so, they are fragile when being manipulated. In order to achieve it, it was established construction stages, which were followed with no alteration, in order to do not provoke damages which could damage the final structure.

As main objective, it is expected to prove the high possibility of constructing storages with a material different from the ones commonly utilized, observing the advantages and disadvantages of this material.

# **CAPÍTULO I**

### INTRODUCCIÓN.

### 1.1.- PRESENTACIÓN DEL PROBLEMA.

En todo el conjunto de problemas de la economía actual, las construcciones ocupan un lugar muy importante en el desarrollo de una nación y garantizan los ritmos de crecimiento de la economía nacional.

Actualmente, los materiales más utilizados en la construcción son el hormigón y el acero ya que cumplen con los requisitos fundamentales exigidos para construcciones industriales, civiles, viviendas, instalaciones agropecuarias y otras obras. La tendencia en el uso del hormigón armado indica que cada día se trabaja para desarrollar nuevas técnicas en la construcción de elementos estructurales con un menor peso propio, menor gasto de materiales y mayor seguridad y durabilidad.

Una de las soluciones posibles para los problemas planteados en el párrafo anterior, es la introducción en la construcción de estructuras de paredes delgadas construidas con Ferrocemento.

El Ferrocemento se puede definir como una delgada capa de mortero de cemento reforzada con una o más capas de malla de alambre y es considerado como un material innovador dentro materiales de construcción comúnmente usados. Al construir elementos de Ferrocemento, se ha comprobado que el peso propio de las estructuras y el volumen de los materiales pueden reducirse en más de un 50% y las armaduras de refuerzo hasta en un 35% en comparación con estructuras tradicionales de hormigón armado.

Hoy en día, el Ferrocemento es cada vez más usado como material estructural en diversos tipos de construcciones debido a sus extraordinarias características mecánicas tales como su excelente resistencia al impacto y una gran resistencia a la rotura y elasticidad del mortero.

En años anteriores el Ferrocemento era utilizado principalmente en obras de construcción naval y sólo en algunas obras civiles de pequeña envergadura. Con el paso de los años se ha comprobado el buen comportamiento de las estructuras de Ferrocemento y por esta razón, se ha utilizado en la construcción de muros y/o tabiques y diversos tipos de vigas. Estas últimas han sido estudiadas mediante ensayos de la laboratorio, en los cuales se han estudiado sus características mecánicas llegando a buenos resultados.

Aparte de lo antes mencionado, las estructuras de Ferrocemento son una excelente alternativa en muchos rubros, tales como en obras para uso industrial, agrícola, etc, debido principalmente a su economía en el uso de materiales de construcción en comparación con estructuras comunes de acero, hormigón o madera, lo cual reduce significativamente los costos totales de construir tales estructuras.

Hoy en día, es posible calcular y diseñar una gran diversidad de elementos y estructuras de Ferrocemento gracias a los grandes avances de la ingeniería estructural en este tipo de material.

Por lo anterior, se plantea en este trabajo de titulación la factibilidad de diseñar y construir un galpón en base a marcos de Ferrocemento con una estructura de techumbre de madera de Roble (Nothofagus Oblicua). Además, en la construcción de esta estructura, se estudiará el comportamiento práctico de algunos elementos estructurales de Ferrocemento construidos y ensayados en laboratorio en trabajos de titulación anteriores.

### 1.2.- OBJETIVOS.

#### 1.2.1.- OBJETIVO GENERALES

 Diseño y construcción de un galpón en base a marcos triarticulados con perfilería de Ferrocemento.

#### 1.2.2.- OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Construir elementos estructurales livianos en base a perfiles "L" de Ferrocemento, de espesores pequeños (1,5 a 3,0 cm).
- Observar y controlar el comportamiento de la estructura de Ferrocemento durante la etapa de montaje.
- Realizar una comparación de costos con otras alternativas de estructuras, tal como un galpón de acero de similares características.

### 1.3.- METODOLOGÍA Y ESTRUCTURA DEL TRABAJO.

#### 1.- Modelación de la estructura.

Para la obtención de los esfuerzos a los que están sometidos los marcos de Ferrocemento se utilizará el software Avwin98 y el estudio de elementos en forma separada se realizará manualmente.

#### 2.- Diseño de la estructura.

Una vez obtenidos los esfuerzos solicitantes de la estructura se procederá al diseño de los distintos elementos de Ferrocemento, estructura de techumbre, fundaciones y placas de unión de elementos y de anclaje.

#### 3.- Construcción de moldajes y de elementos estructurales de Ferrocemento.

Se fabricarán por separado los perfiles ángulos y las almas, tanto de los pilares como de las vigas, fundaciones, placas de anclaje y placas de unión.

La construcción de los moldajes se realizará, en una primera instancia en el Laboratorio de ensaye de Materiales de Construcción (LEMCO) de la Universidad Austral de Chile, con la colaboración del profesor guía en su fabricación y especialmente en su llenado. Tanto los moldajes de estructuras de mayor tamaño como los de la perfilería se fabricarán en el recinto donde se ubicará el galpón.

Los espesores de los elementos serán aproximadamente d 3 cm para las almas y de 1,5 cm para los perfiles.

### 4.- Ensamble de los elementos y colocación de los marcos.

Considerando ensayos y resultados obtenidos con anterioridad en otros trabajos de titulación con este material y para vigas compuestas, se decidió utilizar pernos como forma de unión entre los elementos prefabricados.

Todas las perforaciones necesarias para el ensamble de los elementos y cualquier detalle constructivo se tratará de solucionar antes de la colocación final de los elementos debido a restricciones del lugar físico donde se ubicarán (no se cuenta con energía eléctrica). El levantamiento de los marcos se hará por métodos a definir durante el desarrollo de la presente memoria, pudiendo ser en forma manual o por medio de grúas hidráulicas.

### **CAPITULO II**

#### **EL FERROCEMENTO**

### 2.1.- DEFINICIÓN DE FERROCEMENTO.

El Ferrocemento se puede definir como un material compuesto utilizado en la construcción. Generalmente se compone por elementos de espesores delgados, entre 2 a 5 cm, fabricados con armaduras de acero o mallas, arena con granulometría fina y un mortero rico en cemento.

### 2.1.1.- Principales características.

- Los materiales utilizados en la fabricación del Ferrocemento son de fácil adquisición.
- Los elementos fabricados son generalmente de espesores pequeños, lo que significa menores cargas muertas en comparación con otros materiales.
- Debido a su composición, se les puede dar variadas formas, dependiendo del uso al cual estén destinados.
- De acuerdo a su forma de fabricación, presenta las características ideales para ser un material prefabricado.
- Es un material con un alto grado de impermeabilidad, por lo cual a sido utilizado en la construcción de cascos de barcos y otras aplicaciones marítimas.
- En relación con el último punto, es un material de fácil mantención y reparación.

#### 2.1.2.- Desarrollo histórico.

La historia del Ferrocemento se remonta a 1848 cuando el francés Jean Louis Lambot(1814-1885), construyó botes pequeños, recipientes para agua y otros objetos con un material que llamo Ferciment <sup>(1)</sup>. Él lo describió como un nuevo producto que puede reemplazar la madera donde esté expuesta al agua o a la humedad. La base para el nuevo material es una red metálica de alambres o barras interconectadas hasta formar una malla tejida flexible. Esta red se conforma hasta adquirir una forma similar a

la del artículo a fabricar y luego se utiliza cemento hidráulico, un alquitrán bituminoso o una mezcla para llenar los espacios.

En 1943, el ingeniero – arquitecto italiano Pier Luigi Nervi (1881-1960), retomó la idea original de Lambot y realizó sus propias experiencias, principalmente en el área de la construcción naval. Según Nervi, el Ferrocemento tenía como base conceptual, debido a la mayor subdivisión y distribución del refuerzo metálico en el mortero, una mayor deformación del material.

Nervi, en sus primeras experiencias <sup>(2)</sup> estudió el comportamiento de placas reforzadas con varias capas de telas de mallas de alambre de 0,5 a 1,5 mm de diámetro, con una abertura de 1 cm y con un peso de 0,6 a 1,5 kg/m². El mortero estaba formado por cemento con una dosificación entre 950 y 1200 Kg. por metro cúbico de arena. Las características más importantes evidenciadas en estos ensayos, fueron la gran deformabilidad y resistencia al agrietamiento, producto de la gran subdivisión y dispersión del acero.

A pesar de todo lo estudiado en el área naval, Nervi se destacó en el campo de la construcción civil donde realizó obras notables. Una de sus primeras obras, fue un pequeño almacén en 1946 con dimensiones de 11 x 12 m en planta, techo y paredes constituidas por elementos de 3 cm de espesor. Pero sin duda, la aplicación más importante del Ferrocemento de Nervi 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 solo ocho meses. En los años siguientes, Nervi realizaría muchas otras obras utilizando el Ferrocemento como material estructural portante o como material complementario para estructuras de hormigón armado.

La obra de Nervi atrajo la atención de científicos e ingenieros de todo el mundo. Sin embargo, este interés fue limitado debido al poco interés en realizar investigaciones sobre el Ferrocemento. Esto se puede explicar por la mentalidad de los ingenieros que por años han sido formados bajo la influencia del trabajo con el hormigón armado tradicional.

Los elementos de Ferrocemento con paredes delgadas y secciones pequeñas (1 a 5 cm) influyeron sicológicamente en los especialistas y provocaron desconfianza e inseguridad en su resistencia. Especialmente existían dudas en su durabilidad debido a la formación de grietas en los elementos delgados, lo cual amenaza con corroer la armadura. También preocupaba la necesidad de que los elementos de paredes delgadas tuvieran que ser espaciales, lo cual complicaba el encofrado y la compactación de la mezcla debido a la densidad del refuerzo.

Además de todos los inconvenientes ya mencionados, se agregaron los considerables gastos de trabajo manual, lo que frenó por mucho tiempo el uso generalizado del Ferrocemento.

En Nueva Zelanda, a finales de los 50, comenzó a tomar auge la construcción de barcos de Ferrocemento.

En el caso de la República Popular china, la construcción de barcos de Ferrocemento ha tenido un gran desarrollo, desde pequeños botes para uso en la agricultura hasta barcos de transporte para 600 pasajeros y de carga hasta 3000 toneladas <sup>(3)</sup>.

Posteriormente, la construcción de barcos de Ferrocemento se difundió rápidamente por Inglaterra, Canadá, Rusia, EE.UU. y Cuba. En Rusia, el trabajo sobre el Ferrocemento se inició en 1957 y a partir de esa fecha se han construido más de 10 millones de m² de área cubierta por estructuras de Ferrocemento.

Cabe señalar que en 1967 ya existían en la antigua Unión Soviética normas para el uso del Ferrocemento que describían las primeras recomendaciones oficiales sobre su uso en edificaciones. La versión más reciente de estas normas está vigente desde Julio de 1986.

En Brasil, uno de los países de mayor desarrollo en la aplicación de ésta técnica de construcción, el Ferrocemento se utilizó por primera vez en la Escuela de Ingeniería de San Carlos de la Universidad de San Pablo.

En Bolivia y Ecuador se ha comenzado a utilizar el Ferrocemento hace no muchos años, especialmente en Bolivia, donde se ha utilizado en viviendas e iglesias utilizando elementos curvos con gran éxito.

El recuento de todas las estructuras construidas en Ferrocemento sería interminable y todo lo señalado en los párrafos anteriores parece suficiente para demostrar que su aplicación cubre casi todos los continentes, ya sea en países desarrollados como en vías de desarrollo.

Un rol muy importante en la investigación y desarrollo de este material cumple el Centro de Información Internacional del Ferrocemento (IFIC). Se creó en Octubre de 1976 y tiene como sede el Instituto Asiático de Tecnología de Bangkok, Tailandia.

#### 2.1.3.- El Ferrocemento en Cuba.

A mediados de la década de los sesenta se planteó en Cuba la necesidad de desarrollar una flota pesquera que satisficiera las necesidades crecientes del país en la explotación de los recursos marinos. Se necesitaba sustituir las antiguas embarcaciones de pesca de madera, debido a que la madera cada vez era más escasa

y debía ser importada de otros países. Otra limitación era la poca experiencia en la construcción de barcos de acero, además, no existía mano de obra calificada ni una industria siderúrgica que pudiera garantizar el acero necesario, por lo que debían buscarse nuevas alternativas. En 1967 se decidió construir un prototipo a partir de un proyecto existente para un barco de madera denominado FC-I, el cual se lanzó al mar en 1969. Sin embargo, la embarcación desplazó más de lo calculado debido al exceso de peso del casco lo que determinó que el barco no cumpliera los requisitos establecidos por los reglamentos navales, por que no se construyó ninguna otra embarcación de este tipo.

Después de analizar los resultados obtenidos con el FC-I, se construyó un nuevo prototipo, el FC-II, con el que se obtuvieron mejores resultados.

A partir de 1970 comenzó a realizarse un programa de investigación sobre las características del Ferrocemento construido con materiales del país que concluyó en 1973 con el prototipo FC-IV, construido teniendo en cuenta todas las experiencia anteriores y que podía representar gran avance en la construcción de barcos de pesca de Ferrocemento en Cuba.

Los resultados obtenidos en este programa permitieron sentar las bases para el estudio de la solución estructural de los barcos de Ferrocemento a construir en Cuba, ya que hasta ese momento solo era posible determinar las dimensiones y el refuerzo a utilizar.

A partir de 1974 nuevos modelos de barcos de pesca se han construido en Cuba, así como de recreación, de pasajeros, etc. Además, cesó por completo la construcción de barcos de madera, sustituyéndola por ocho centros de producción de barcos de Ferrocemento capaces de fabricar más de 200 embarcaciones al año.

En los últimos años las construcciones de Ferrocemento se han multiplicado en Cuba: depósitos de agua, monumentos, pontones y tanques de biogás han sido ejecutados en varias provincias. Sin embargo, las obras más importantes y numerosas son las construcciones de viviendas, piscinas y para mobiliario urbano.

En 1986 comienza a utilizarse en Cuba el Ferrocemento en la construcción de viviendas económicas, específicamente se construyó el primer pueblo en el plan turístico Baconao de la provincia de Santiago de Cuba. Esta experiencia se extendió rápidamente a otras provincias del país, aplicándose los resultados obtenidos en la construcción de viviendas de uno, dos o más pisos.

### 2.2.- MATERIALES QUE CONSTITUYEN EL FERROCEMENTO.

### 2.2.1.- **MORTERO**

El mortero es el material adhesivo o matriz presente en el Ferrocemento. Normalmente se fabrica con cemento hidráulico, arena y agua, al que eventualmente se le pueden añadir aditivos que mejoran sus propiedades. En presencia del agua, el cemento reacciona formando un gel cementante que se transforma en una masa firme y dura llamada pasta de cemento endurecido.

Las propiedades del mortero se rigen por el tipo y calidad de los materiales constituyentes, de la proporción de su combinación, de sus condiciones de preparación y de los factores ambientales.

Los requisitos generales para elementos de Ferrocemento son:

- resistencia a la compresión,
- impermeabilidad
- alta dureza y resistencia al ataque químico,
- consistencia uniforme, compacta y sin huecos, detrás de las concentraciones del refuerzo y de las mallas.

Por lo general, la mayoría de las propiedades mecánicas del mortero se relacionan con su resistencia a la compresión, es decir, un exceso de agua en la mezcla afecta negativamente las propiedades del mortero.

La densidad media del mortero que se toma para el cálculo, dependen de la cantidad de armadura retícula utilizada, por ejemplo, si el elemento cuenta con una capa de malla metálica de celdas pequeñas, la densidad media se toma igual a 2300 kg/m³, con dos capas de mallas 2400 kg/m³ y para un mayor número de capas, la densidad media se aumenta en 50 kg/m³ por cada capa de malla adicional.

Si se utilizan otros tipos de armaduras tales como barras, alambrones, torones, cables y otros, su peso se incluye en forma adicional. Naaman <sup>(4)</sup> establece que el asentamiento sea el menor posible que permita una buena compacidad en toda la masa y recomienda no exceder de los 6 cm.

El mortero resulta esencialmente de una mezcla de cemento, agua y áridos, por lo que es necesario tener en cuenta dos importantes relaciones:

- Relación árido/cemento
- Relación agua/cemento

Para un uso normal se recomienda para el mortero una relación arena/cemento entre 1; 1,5 y 2, que puede llegar a 2,5 – 3,0 cuando el mortero sea colocado por medio de equipos de lanzamiento a presión debido a la pérdida de granos por rebote, o para construcciones de poca importancia que utilizan cemento entre 500 y 800 kg/m³ aproximadamente.

La relación agua/cemento es el indicador más importante en la mayoría de las propiedades del mortero. No solo determina la plasticidad o la fluidez de la pasta de cemento, sino también, y de manera decisiva, las propiedades del mortero endurecido.

En general, la relación agua/cemento puede variar entre 0,4-0,6 en peso, dependiendo de la forma y de la técnica en que sea colocado. Hanai<sup>(5)</sup> cita a Kowalski<sup>(6)</sup> para comentar que la relación mínima de agua/cemento para una correcta hidratación del cemento es del orden de 0,25 aunque el valor mínimo práctico para la colocación es de aproximadamente 0,4 cuando se utiliza arena de buena graduación y se vibra. Si se coloca en forma manual, la relación agua/cemento puede llegar a ser mayor de 0,50 y cercana a 0,6 si se utiliza arena de grano anguloso. La resistencia a la compresión a los 28 días en probetas de 4x4x16 cm, curadas en ambiente húmedo no debe ser menor a 350 kg/cm², salvo los casos excepcionales mencionados anteriormente en que puede llegar a 275 kg/cm².

#### 2.2.1.1.- Resistencia Mecánica.

Al igual que en el hormigón, la resistencia mecánica en el mortero es una propiedad muy importante y sirve como indicador de otras características mecánicas. Una buena resistencia mecánica puede obtenerse, en la mayoría de los casos, como consecuencia de los cuidados tomados tales como una adecuada laborabilidad, baja permeabilidad, adecuada protección del acero contra la corrosión, etc.

La resistencia mecánica del mortero, con una cantidad de cemento que oscila entre 500 y 800 kg/m³ y con una relación agua/cemento entre 0,40 y 0,50, varía entre 275 y 550 kg/cm².

Es conocido que la resistencia mecánica del mortero depende fundamentalmente de la relación agua/cemento, de la proporción cemento/árido y de las propiedades de estos últimos, granulometría, forma y resistencia. La gran importancia de la relación agua/cemento se debe al hecho de que determina la porosidad de la pasta de cemento endurecido, por ende, cuanto menor es la porosidad, mayor es la resistencia de la pasta y del mortero.

La relación cemento/árido tiene influencia sobre la resistencia de los hormigones de resistencia media y alta, aunque es un factor secundario en la resistencia del hormigón. Estudios realizados han demostrado que la resistencia a la compresión disminuye gradualmente cuando el volumen de áridos, en porcentaje del volumen total, aumenta de 0 a 20 %, sin embargo, desde 40 a 80 % aumenta la resistencia. En el mortero utilizado generalmente, el volumen porcentual del árido usado está entre un 40 y 60 %, por lo que probablemente con una disminución del consumo de cemento se

consiga aumentar la resistencia mecánica del mortero, aunque se debe tener en cuenta que ésta no es la única propiedad a considerar.

### 2.2.1.2.- Módulo de deformación longitudinal.

Generalmente, en comparación con un hormigón de igual resistencia el mortero presenta un módulo de elasticidad inferior. Esto ha sido observado en ensayos de laboratorio con probetas donde se han medido las deformaciones, comparándose los resultados obtenidos en morteros con relación arena7cemento de 2:1 y en hormigones con relación de 4:1 y 6:1 para resistencias aproximadamente iguales, el módulo de deformación del mortero es menor que el del hormigón. Esto puede justificarse, en primera instancia, por la presencia en el mortero de una mayor cantidad de pasta y menor cantidad de agregados rígidos como arena, basalto, granito y otros, que en el hormigón.

Las normas técnicas y los códigos internacionales generalmente indican expresiones analíticas para estimar el módulo de deformación tangente inicial en función de la resistencia media a compresión del hormigón. En el caso del mortero se puede tomar como referencia la recomendación de la norma rusa para Ferrocemento <sup>(7)</sup> que permite estimar el módulo de deformación del mortero igual a 0,80 del módulo calculado para un hormigón de igual resistencia.

#### 2.2.1.3.- 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 de que fragüe el cemento. Esta llamada retracción plástica se corresponde con una reducción del volumen del conjunto aguacemento. La retracción plástica se acentúa cuando se permite la evaporación del agua de la superficie del mortero y pueden aparecer fisuras superficiales. Durante la ejecución del Ferrocemento debe tomarse el mayor cuidado posible para evitar la rápida evaporación del agua e iniciar el curado lo más pronto posible.

Después del fraguado puede ocurrir retracción o expansión; un aumento de la hidratación cuando existe agua disponible da como resultado una expansión; en caso contrario ocurre retracción.

Altas relaciones agua/cemento a mediano plazo acarrean mayor retracción. Una mayor concentración de pasta en el mortero lleva a mayores valores de retracción por evaporación, a este aspecto se agrega 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. Valores bajos de la relación agua/cemento producen menor retracción.

#### 2.2.1.4.- Permeabilidad.

La permeabilidad de los morteros y hormigones es una de las propiedades más importantes ya que refleja la capacidad del material para obstaculizar la penetración de líquidos y gases en su interior. Debido a que la permeabilidad depende fundamentalmente de la porosidad de la pasta endurecida de cemento, pudiera interferirse que a mayor cantidad de pasta de cemento empleada en el mortero este sería más permeable. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que con el empleo de un bajo factor agua/cemento, la porosidad capilar de la pasta de cemento endurecida es bastante reducida y le da al mortero la cualidad de material "impermeable".

La permeabilidad de la pasta de cemento disminuye a medida que se produce hidratación, según Neville, se observa también que la disminución del coeficiente de permeabilidad es tanto mayor cuanto menor fue la relación agua/cemento.

Una baja permeabilidad a líquidos y a gases es una de las más importantes propiedades del mortero, y se consigue generalmente con una baja relación agua/cemento, una mayor cantidad de cemento, una granulometría adecuada, buena ejecución y buen curado.

#### 2.2.1.5.- Masa específica.

Hanai<sup>(5)</sup> señala que la mayor cantidad de pasta de cemento usada hace que el mortero tenga una masa específica menor que la de los hormigones comunes, obteniendo en mediciones efectuadas en un mortero con relación arena cuarzosa/cemento igual a dos y una relación agua/cemento igual a 0,40 valores de la masa específica media igual a 2180 kg/m³, aunque señala que para el establecimiento de un valor característico deben realizarse mediciones sistemáticas en otras proporciones y tipos de arena.

#### 2.2.1.6.- Protección de la armaduras.

Uno de los factores que afectan la durabilidad de la construcciones y que en el caso del Ferrocemento es lo que suscita las mayores preocupaciones, es la corrosión de las armaduras. En las aplicaciones del Ferrocemento, existen investigaciones que han mostrado ejemplos positivos, en que construcciones de Ferrocemento con más de veinte años se presentan en muy buen estado, como negativos, en los cuales el daño

por corrosión de la armadura se ha manifestado en poco tiempo. Hanai<sup>(5)</sup> enfatiza que la calidad del mortero es capital para la protección de la armadura contra la corrosión.

El carbonato de calcio es la causa fundamental de la corrosión de las armaduras, y la carbonatación de la pasta de cemento ocurre a lo largo del tiempo en el mortero a partir de la superficie externa del elemento hacia el interior, formando así una capa de material para la cual el medio es menos elástico. Si la profundidad de la capa carbonatada es superior al recubrimiento del acero, entonces éste se encontrara desprotegido y sujeto a corrosión.

Por lo tanto es muy importante obtener morteros compactos, impermeables y exentos de defectos de ejecución, de forma que se disminuya la velocidad de carbonatación y la profundidad de la capa carbonatada. Como se menciono anteriormente, la permeabilidad de la pasta de cemento es menor a medida que aumenta el grado de hidratación del cemento y cuando se utilizan bajas relaciones de agua/cemento. Ensayos realizados han comprobado que el efecto de carbonatación es sensiblemente disminuido cuando se tienen relaciones agua/cemento menores a 0,50.

De acuerdo con Khaidukov<sup>(8)</sup> , mediciones realizadas de la profundidad de carbonatación en elementos de 15 años de edad en la ex Unión Soviética dieron apenas 1 o 2 mm. Cabe mencionar que la norma rusa especifica un recubrimiento mínimo de 4 mm para las telas de mallas metálicas. Hanai<sup>(5)</sup> recomienda valores menores 0,45 y que el mortero sea objeto de un curado especialmente cuidadoso.

#### 2.2.2.- **CEMENTO**.

El cemento puede describirse como un material con propiedades de adherencia y cohesión que le dan la característica de aglutinar fragmentos minerales en una masa compacta.

El cemento más utilizado y de mayor disponibilidad en el mercado es el cemento Portland, ya sea Puzolánico o Siderúrgico, de grado corriente o de alta resistencia. Sin embargo, también pueden ser utilizados los tipos de cementos mencionados en la norma chilena NCh 148.

La elección del cemento a utilizar depende principalmente de las condiciones de servicio a las que se verá afectado. Estas condiciones se clasifican electroquímicamente activas o pasivas. Estructuras como silos, estanques y piscinas son estructuras pasivas, excepto en el caso que estén en contacto con el suelos que contengan sulfatos, y en este caso lo más recomendable es usar cementos resistentes a los sulfatos. Para el caso de las estructuras pasivas se pueden utilizar cementos

comunes e incluso cementos Portland puros para dar una mayor resistencia mecánica a los elementos fabricados.

En el Ferrocemento, más que en el hormigón armado, la calidad del cemento puede afectar significativamente 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.

Lo más usual en el Ferrocemento es una proporción de cemento entre 500 y 800 Kg/m³ de mortero. Hanai<sup>(5)</sup> menciona que el Grupo de San Carlos recomienda una cantidad mínima de 500 Kg/m³ para garantizar los requisitos de calidad en el trabajo con el Ferrocemento.

### 2.2.3.- **AGREGADOS.**

El agregado utilizado normalmente en la construcción de elementos de Ferrocemento es la arena natural, que puede ser una mezcla de materiales tales como sílice, roca basáltica o piedra caliza. Debe tenerse mucha precaución en la elección de las arenas a usar, ya que arena blandas pueden verse afectadas por la abrasión y/o reacciones químicas. También debe cuidarse el uso de materiales porosos, ya que la presencia de humedad dentro de secciones muy delgadas pueden afectar el comportamiento estructural y la durabilidad del mortero de hormigón.

Por lo general, el tamaño máximo de las partículas de arena no debe ser superior a los 5 mm., a excepción de casos especiales en los cuales pueden utilizarse arenas de granulometría gruesas y finas.

Las principales características y propiedades de este tipo de árido son similares a las que se exigen para el árido fino que se usa para la fabricación del hormigón, pero existen diferencias entre los tipos de áridos utilizados para el mortero y el hormigón, como las que se indican a continuación:

- La relación árido fino cemento normalmente es diferente a la utilizada en el hormigón.
- □ Las características de los áridos tales como su granulometría, contenido de partículas finas, porosidad, estabilidad física y química, influyen de manera importante en las propiedades y características del mortero.

Todos los requisitos granulométricos de la arena se encuentran en la norma NCh 163 Of 79 " Áridos para Morteros y Hormigones. Requisitos Generales".

### 2.2.4.- AGUA.

El agua que se utiliza en la fabricación del mortero debe ser agua potable, libre de materias orgánicas y de sustancias contaminantes que puedan afectar la resistencia del mortero. Lo antes mencionado, es fundamental para la obtención de un mortero de buena calidad, ya que las impurezas presentes en el agua pueden causar uno o más problemas de los que se indican a continuación:

- Interferir en el fraguado del cemento
- Afectar la resistencia del mortero o manchar su superficie
- Provocar la corrosión de la armadura de refuerzo

En ningún caso puede utilizarse agua de mar en la fabricación del mortero. Todos los requisitos que se exigen para agua se definen en la norma NCh 1498.

### 2.2.5.- **ADITIVOS**.

Los aditivos se utilizan para disminuir el gasto de cemento, mejorar las características físico-mecánicas y acelerar el endurecimiento del mortero. Estos pueden ser aditivos minerales y químicos.

Los aditivos minerales que pueden usarse son el polvo de ceniza, escorias granuladas de alto horno, arena cuarzosa molida y polvo de piedra, que sirven para disminuir el gasto de cemento. Su superficie específica no debe ser menor de 2000 cm²/g. El contenido de partículas combustibles no debe sobrepasar un 10%. Se ha probado que los aditivos minerales más efectivos en el mortero son las cenizas y las escorias.

Los aditivos químicos son los de mayor uso y se clasifican según las características que le proporcionan al mortero.

1.- Plastificantes o reductores de agua: se agregan al mortero fresco y le proporcionan una mejor trabajabilidad, lo cual permite reducir la cantidad de agua en la mezcla, obteniéndose así una mejoría en la resistencia mecánica, impermeabilidad y durabilidad del mortero.

También existen los denominados aditivos superplastificantes que contienen productos químicos de alto poder dispersante y que permiten obtener morteros fluidos,

automoldeables, con una reducción de la cantidad de agua del 25 al 35% y mayores resistencias desde edades tempranas.

- 2.- Aceleradores y retardadores de fraguado: se utilizan para acelerar y retardar la reacción del fraguado del cemento respectivamente. Su uso depende de las características particulares de la construcción y del medio ambiente.
- 3.- *Incorporadores de aire*: su función es promover la formación de una gran cantidad de minúsculas burbujas de aire en el mortero las cuales le dan una mejor trabajabilidad, impermeabilidad y resistencia al intemperismo.
- 4.- Aditivos de expansión: se emplean para provocar una expansión controlada de la pasta de cemento con el fin de compensar el efecto de retracción, como por ejemplo en juntas.
- 5.- *Impermeabilizantes*: son aditivos empleados para disminuir la permeabilidad del mortero reduciendo la cantidad de vacíos.

Además de los aditivos ya mencionados, existen muchos tipos de aditivos que pueden utilizarse en la construcción de Ferrocemento. En cualquier caso, el uso de aditivos debe regirse según las normas vigentes o, en caso contrario, según resultados basados en ensayos realizados.

Para la construcción de los elementos necesarios para la realización de esta tesis no se utilizará ningún tipo de aditivo.

# 2.2.6.- **ARMADURAS**.

La función de la armadura de refuerzo en el Ferrocemento es, en primer lugar, conformar la estructura y posteriormente absorber los esfuerzos de tracción que el hormigón o mortero no sería capaz de soportar, y favorecer el surgimiento de una configuración de grietas poco espaciadas. El comportamiento final del Ferrocemento depende principalmente del tipo, cantidad, orientación y resistencia del refuerzo y de manera muy especial del grado de concentración de las mallas.

La armadura de refuerzo empleada en el Ferrocemento puede dividirse en dos clases: armadura difusa o distribuida formada por mallas de alambres de pequeño diámetro a poca separación y armadura discreta constituida de alambres o barras de acero de diámetros pequeños.

El refuerzo de telas de mallas es uno de los componentes esenciales del Ferrocemento y pueden ser formadas con alambres tejidos, trenzados o soldados. Entre las más usadas se encuentran las siguientes:

### 2.2.6.1.- Tela de malla hexagonal.

Se conoce comúnmente como malla de gallinero, es la más barata, fácil de manipular y disponible en la mayoría de los mercados de los países. Se forma con alambres trenzados entre sí de diámetros entre 0,5 y 1,5 mm y con espaciamientos de 12,5 a 25 mm o mayores. Presenta la opción de ser galvanizada.

En nuestro país es fabricada por INCHALAM, Industrias Chilenas del Alambre S.A., y los diferentes tipos se muestran en la tabla siguiente:

	Alturas no	rmales de	0,60 - 0,80	- 1,00 -1,20	- 1,50 y 1,8	0m
	Abertura	Alamhre	Peso	Diámetro	Carga	Zinc gr/m²
Tino	Abellula	Alallible	aprox.	Diametro	Rup.	Zilic gi/ili
Tipo	Dulgadaa	DMC	leados 2	Alambre	Alambra ka	Alambre
	Pulgadas	BWG	kg/m²	mm	Alambre kg	
½ x 22	1/2	22	0,51	0,67	11	38,0
¾ x 22	3/4	22	0,36	0,67	11	38,0
1 x 21	1	21	0,36	0,76	14	28,0
1 ½ x 20	1/2	20	0,30	0,84	17	49,2

Para la construcción de los elementos, tanto perfiles como almas, utilizaremos la malla 1 x 21, que es la de mayor disponibilidad en nuestro mercado.

#### 2.2.6.2.- Tela de malla tejida.

Se forma por el entrelazado de los alambres galvanizado o no, que conforman una malla cuadrada o rectangular. Estos alambres no son perfectamente rectos y forman pequeñas ondulaciones. Su principal dificultad es la dificultad de manipularla y colocarla en la posición deseada. Las pruebas realizadas demuestran que esta tela de malla se comporta igual o mejor que la malla hexagonal o cuadrada soldada.

#### 2.2.6.3.- Tela de malla soldada.

La tela de malla soldada está formada por alambres rectos de acero colocados de manera que forman mallas cuadradas o rectangulares soldadas entre sí en los puntos de contacto. Por ser una malla rígida, presenta ventajas de montaje en superficies planas, tornándose más difícil su manejo en superficies curvas o con formas especiales. Las mallas más utilizadas son las con fierros de 2,5 a 3 mm de diámetro y con espaciamientos de 2,5 x 5; 5 x 5 y 10 x 10 cm. Existe también con galvanizados.

En nuestro país se encuentra disponible en el mercado una variedad de mallas con distintas características denominadas mallas ACMA.

Malla	Distancia Barras		Diámetro Barras		Sección de Acero		Peso Malla
	Longit. mm	Transv. mm	Longit mm	Transv. mm	Longit. cm²/m	Transv. cm²/m	Kg
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

En nuestro caso utilizaremos la malla ACMA – C139, que posee las siguientes características:

■ Medidas: 2,60 x 5,00 m.

Abertura cuadrada 10 x 10 cm.

Calidad: Acero AT56-50H de alta resistencia, donde:

- A : Acero

- T : Trefilado

- 56 : 5600 kg/cm<sup>2</sup> → Límite de Ruptura

- 50 : 5000 kg/cm<sup>2</sup> → Límite de Fluencia

- H : Para hormigón.

Las mallas ACMA fabricadas en nuestro país presentan las siguientes propiedades:

- Las soldaduras son por fusión eléctrica sin aporte de material lo que permite uniones de alta calidad y mejores terminaciones.
- Las uniones soldadas no permiten variaciones en las aberturas de la malla.
- Debido a su alta resistencia, el acero AT56-50H, permite reducir las secciones logrando así una reducción del peso propio.

### 2.2.6.4.- Alambrones y barras.

El refuerzo utilizado normalmente para la armadura de esqueleto está formado por alambrones o barras de acero con diámetros entre 3 y 10 mm. Este tipo de armaduras se separan tanto como sea posible, hasta 30 cm cuando no cumplen una función estructural. En el caso de estructuras o elementos sometidos a altos esfuerzos pueden usarse en forma de reticulados o armazones de diámetros diferentes.

Si el elemento es pretensado se utilizan alambres, torones y cables de alta resistencia. En el caso de estructuras de grandes superficies, como en barcos o cubiertas de estructuras laminares se utilizan incluso tubos de acero como armadura de esqueleto.

Como armadura de esqueleto utilizaremos barras de acero para hormigón de 8 mm de diámetro de calidad A42-28H.

### **CAPITULO III**

### **ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS**

### 3.1.- GENERALIDADES.

A continuación se describen las condiciones, consideraciones y suposiciones necesarias para la construcción de los marcos de Ferrocemento, los procesos de cálculo de los distintos elementos, vigas compuestas, pernos, costaneras, etc. y las cargas usadas en el diseño.

### 3.2.- HIPÓTESIS DE CALCULO DEL FERROCEMENTO.

- El Ferrocemento es un material homogéneo é isotrópico.
- El Ferrocemento, como un todo, resiste tracciones.
- Una sección plana antes de aplicarse la carga, permanece plana después de la carga y la deformación es proporcional a la esfuerzo.
- La deformación de la fibra es aproximadamente igual a la deformación del mortero que la rodea.
- Los esfuerzos internos permanecen en equilibrio.
- La contribución del mortero a la tracción es nula.
- No existe creep ni retracción en el mortero.

### 3.3.- REQUISITOS DE RESISTENCIA.

Todos los elementos estructurales que forman parte de los pórticos deben diseñarse de manera que tengan una resistencia de diseño por lo menos igual a la resistencia calculada para las cargas y fuerzas mayoradas.

El método de diseño a utilizar será el Método de Tensiones Admisibles.

La resistencia requerida, tanto para fuerzas como momentos, se expresa en términos de cargas mayoradas. Las cargas mayoradas son las dispuestas según los métodos de diseño y según la Ordenanza General de Urbanismo y Construcción, amplificadas por los factores de carga apropiados.

### 3.4.- CARGAS DE DISEÑO Y COMBINACIONES DE CARGA.

Las combinaciones de carga a utilizar se definen en las siguientes expresiones:

$$D_1 = 0.75 (PP + V)$$
  
 $D_2 = 0.75 (PP + S)$   
 $D_3 = 0.67 (PP + V + S)$ 

donde:

D<sub>I</sub> = Resistencia requerida

PP = Carga permanente o carga muerta

S = Carga Sísmicas

V = Cargas de Viento

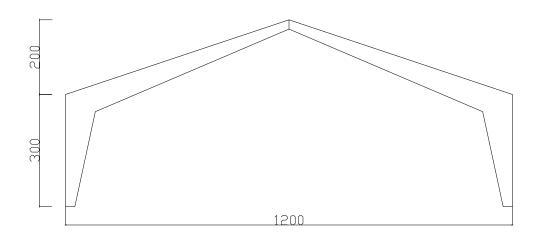
Consideraremos las cargas de peso propio como las de un hormigón armado común. Las sobrecargas de uso para techo se incluyeron en el peso propio de la estructura.

Para efectos de considerar el peso propio de los elementos de techumbre, utilizaremos costaneras de madera de Roble de sección 2" x 5" con una separación entre ellas de 60 centímetros.

La separación entre pórticos de será de 4,5 metros.

### 3.5.- MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura se modelará como un marco triarticulado, con una altura de hombro de 3 metros, cumbre de 5 metros y una luz de 12 metros. La separación de las costaneras será de 60 cm. pero para efectos de la modelación se supondrá como una carga distribuida.



### 3.6.- ANÁLISIS SISMICO.

El galpón será destinado a fines agrícolas por lo que el diseño sísmico se hará de acuerdo a la norma NCh 433 Of.96, "Diseño sísmico de edificios".

#### 3.6.1.- Análisis Sísmico.

#### 3.6.1.1.- <u>Ubicación Geográfica.</u>

Construcción pertenece a zona sísmica 3, según Norma Chilena NCh 433. Of96, Tabla 6.2, pagina 30.

Por lo tanto la aceleración efectiva  $A_0 = 0.40g$ .

### 3.6.1.2.- Parámetros dependientes del tipo de suelo.

A simple vista y apreciando las características físicas del suelo de fundación, y para compararlo con la clasificación propuesta en la normativa, lo clasificamos como un suelo cohesivo duro, por lo que consideraremos que el suelo de fundación corresponde a un **suelo tipo II**. De lo anterior se obtienen los siguientes parámetros dependientes del tipo de suelo según NCh 433. Of96, Tabla 6.3, página 30:

S = 1

 $T_0 = 0.3$ 

T' = 0.35

n = 1.33

p = 1.5

### 3.6.1.3.- Categoría del Edificio.

Según clasificación de edificios y estructuras de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla, según NCh 433. Of96, Tabla 6.1, página 30, la estructura corresponde a un edificio **Categoría B**. De esta clasificación se obtiene un valor del coeficiente **I =1,2**.

### 3.6.1.4.- Valores de factores de modificación de respuesta.

Los valores máximos de los factores de modificación de la respuesta según NCh 433. Of96, Tabla 5.1, página 30, para un material no clasificable en alguna de las categorías descritas en la tabla son:

R = 2

### 3.6.1.5.- Determinación del Período de la estructura T\*.

El período de la estructura se determinó por medio del Software estructural SAP2000 y su el valor correspondiente al modo fundamental de vibrar es:

$$T^* = 0,145 \text{ seg.}$$

El detalle de los períodos correspondientes a todos los modos de vibrar se muestran en el Anexo E.

### 3.6.1.6.- Cálculo del coeficiente sísmico "C".

$$C = \frac{2,75A_0}{gR} (T/T^*)^n$$

reemplazando todos los parámetros obtenemos:

$$C = \frac{2,75 \cdot 0,4g}{g \cdot 2} (0,35 / 0,145)^{1,33} = 1,776 seg$$

### 3.6.1.7.- Valores máximos y mínimos del Coeficiente "C".

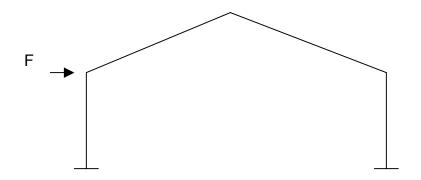
Según NCh 433. Of96:

o Valor mínimo de C = 
$$\frac{A_0}{6g} = \frac{0.4 \cdot g}{6 \cdot g} = 0.067$$

o Valor máximo de C = 
$$0.35 \frac{S \cdot A_0}{g} = 0.35 \frac{1 \cdot 0.4 \cdot g}{g} = 0.14$$

o De los cálculos anteriores se obtiene un coeficiente sísmico C = 0,14

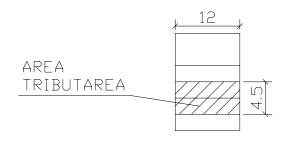
### 3.6.2.- Distribución de Fuerzas Sísmicas.



Donde:

$$F = C[PP + 0.25SC]$$

### AREA TRIBUTARIA PARA CADA MARCO.



Para cada marco obtenemos un área tributaria de 54 m<sup>2</sup>.

 $\Rightarrow$  Área Tributaria = A<sub>T</sub> = 54m<sup>2</sup>

### MATERIALES A UTILIZAR.

COSTANERAS: de Roble de sección 2" x 5"

CUBIERTA DE TECHUMBRE: Zinc de 0,4 mm de espesor

FERROCEMENTO: con densidad de 2700 Kg/m<sup>3</sup>

### PESOS PROPIOS DE MATERIALES.

PP<sub>COSTANERAS</sub> = 23 Kg/m

 $PP_{ZINC}$  = 32,4 Kg/m

 $PP_{VIGAS}$  = 135 Kg/m

 $PP_{COLUMNAS} = 135 \text{ Kg/m}$ 

### CALCULO DE FUERZAS ACTUANTES SOBRE CADA PORTICO.

Para el cálculo de las fuerzas utilizaremos las sobrecargas establecidas en la NCh 1537.Of86, "Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso".

### CALCULO DE "F".

### PESOS PROPIOS

- PP<sub>cost + zinc</sub> =  $350Kg \cdot 2 = 700Kg$ 

con 6,3 = longitud viga

- 
$$PP_{viga}$$
 =  $450Kg \cdot 2 = 900Kg$ 

- PP<sub>columna</sub> = 
$$80Kg \cdot 2 = 160Kg$$

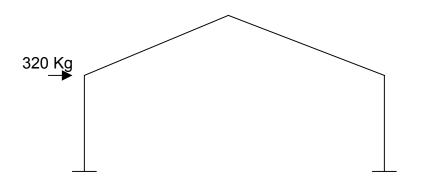
 $-PP_{TOTAL} = 1760 \text{ Kg}$ 

### SOBRECARGAS

Área tributaria lateral = 13,5 m<sup>2</sup>

$$\Rightarrow q_{sc} = 30 \cdot [54 + 13.5] = 2025 Kg$$

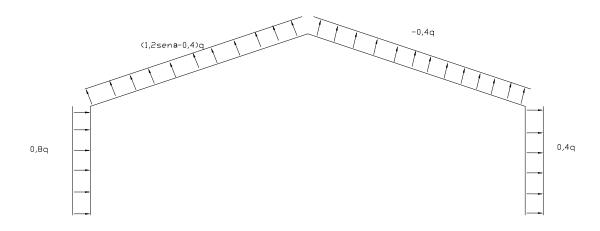
$$F = 0.14[1760 + 0.25 \cdot 2025] = 320 Kg$$



# 3.7.- CALCULO DE LA ACCIÓN DEL VIENTO.

Los cálculos efectuados en este punto se desarrollan de acuerdo a la Norma Chilena Oficial "Cálculo de la acción del sobre las construcciones", NCh 432.Of71.

El galpón estará situado a campo abierto y será cerrado para los efectos del cálculo de las fuerzas producidas por la acción del viento.



De la Tabla 1 de la norma NCh432, Pág. 6 obtenemos la presión básica del viento para construcciones situadas a campo abierto y a 5 metros de altura sobre el suelo.

o Presión básica:

$$q = 78,33 \frac{Kg}{m^2}$$

Pendiente de la techumbre:

$$\tan \alpha = \frac{2}{5} \Rightarrow \alpha = 18,435^{\circ}$$

- Áreas tributarias:
  - Para techumbre:

$$A_T = 27 \text{ m}^2$$

Para pared lateral:

$$A_T = 13.5 \text{ m}^2$$

o Cálculo de fuerzas producidas por presión básica del viento:

$$q_1 = (1, 2sen\alpha - 0, 4) \cdot q_{BAS}$$

$$q_{1} = (1,2sen \cdot 18,435 - 0,4) \cdot 78,33 = -1,608 \frac{Kg}{m^{2}}$$

$$q_{2} = q_{3} = 0,4q_{BAS}$$

$$q_{2} = q_{3} = 0,4 \cdot 78,33 = 31,332 \frac{Kg}{m^{2}}$$

$$q_{4} = 0,8q_{BAS} = 0,8 \cdot 78,33 = 62,664 \frac{Kg}{m^{2}}$$

A continuación realizaremos las correcciones debidas a las áreas tributarias para obtener las cargas actuantes sobre cada uno de los elementos.

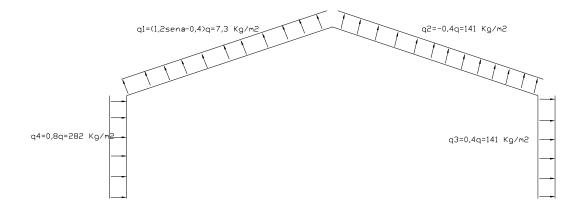
Para q<sub>1</sub> y q<sub>2:</sub>

A<sub>T</sub> = 27 m<sup>2</sup> 
$$\Rightarrow q_1 = -1,608 \cdot \frac{27}{6} = -7,3 \frac{Kg}{ml}$$
  
 $\Rightarrow q_2 = 31,332 \cdot \frac{27}{6} = 141 \frac{Kg}{ml}$ 

Para q<sub>3</sub> y q<sub>4</sub>:

A<sub>T</sub> = 13,5 m<sup>2</sup> 
$$\Rightarrow q_3 = 31,332 \cdot \frac{13,5}{3} = 141 \frac{Kg}{m^2}$$
  
$$q_4 = 62,664 \cdot \frac{13,5}{3} = 282 \frac{Kg}{m^2}$$

Por lo tanto la distribución de fuerzas por los efectos del viento sobre los elementos es la siguiente:



### 3.8.- DETERMINACIÓN DE MOMENTOS DE DISEÑO.

Los esfuerzos a los cuales estará sometida la estructura, en este caso cada uno de los marcos, fueron calculados por medio del software estructural Avwin98, el cual nos entregó los valores de momentos, esfuerzos de corte y axial para los diferentes estados de carga.

Los valores entregados por el software se muestran en el Anexo A.

### **COMBINACIONES DE CARGA.**

$$D_2 = 0.75(PP + S)$$
  
 $D_3 = 0.67(PP + V + S)$ 

donde:

PP = Cargas por Peso Propio

V = Cargas por Viento

S = Cargas Sísmicas

$$\Rightarrow D_1 = 0.75(2021.8 + 1879.5) = 2926Kg \cdot m$$

$$D_2 = 0.75(2021.8 + 672) = 2021Kg \cdot m$$

$$D_3 = 0.67(2021.8 + 1879.5 + 672) = 3062Kg \cdot m$$

Por lo tanto, el momento de diseño "M<sub>D</sub>" es 3062 Kg⋅m.

# DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS SOLICITANTES EN PERFILES.

o Esfuerzo en cada perfil:

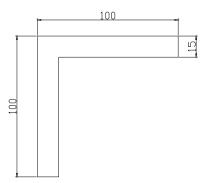
$$F_D = \frac{M_D}{h}$$
, con h = distancia al eje de gravedad de la sección.

$$F = \frac{F_D}{2}$$

o Cálculo de enfierradura en cada perfil:

Cálculo de eje neutro:

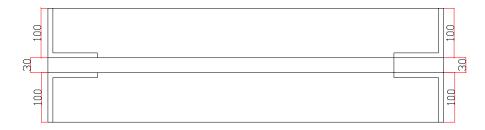
# SECCION PERFIL



$$y = \frac{1,5 \cdot 10 \cdot 5 + 1,5 \cdot 8,5 \cdot 9,25}{1,5 \cdot 10 + 1,5 \cdot 8,5} = 6,953cm$$

$$x = 10 - 6,953 = 3,047cm$$

## SECCION VIGA



$$\Rightarrow h = 80 - 2 \cdot 3,047 = 73,91cm$$

Luego, la fuerza a la que están sometidos cada uno de los perfiles está dada por la siguiente expresión:

$$F = \frac{M}{h} = \frac{3062}{0.7391} = 4143Kg$$

y en nuestro caso, la tensión admisible del acero es:

$$\sigma_{ADM} = 1600 \frac{Kg}{cm^2}$$

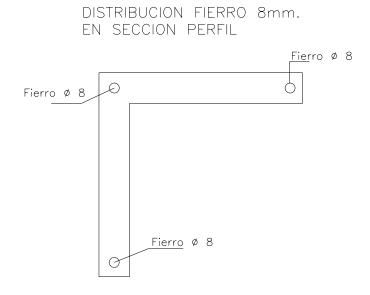
por lo tanto,

$$Area_{acero} = \frac{4143}{1600} = 2,59cm^2$$

Con el área de acero calculada nos referimos a la Tabla 115 (Áreas de barras redondas en cm²), de la Norma DIN núm. 488 para obtener los diámetros de los refuerzos necesarios para asegurar un buen comportamiento de los elementos.

$$\Rightarrow$$
 para Área<sub>acero</sub>= 2,59 cm<sup>2</sup> = Usar 6Φ8  
 $\Rightarrow$  Usar 3Φ8 en cada perfil.

Por lo tanto, se usarán 3 barras de 8 mm. de diámetro distribuidas en cada perfil según se indica en el siguiente esquema:



Las barras de 8 mm. deben soportar los esfuerzos de tracción que se produzcan en la estructura en forma conjuntos con las mallas de acero que conforman la armadura de los elementos.

### 3.9.- CÁLCULO Y DISEÑO DE UNIONES APERNADAS.

Como ya se mencionó anteriormente, el método de unión se entre almas y perfiles L será por medio de pernos de alta resistencia y de 8 mm de diámetro. Este diámetro se escogió por el buen comportamiento de elementos ensayados en experiencias anteriores por alumnos tesistas de la Universidad en referencia al mismo tema en tratamiento.

El objetivo de utilizar pernos de alta resistencia es realizar un menor número de perforaciones en los elementos para de este modo no afectar su resistencia y para asegurar que no sea el método de unión el que falle al momento de montar la estructura.

Los tipos de pernos de alta resistencia disponibles en el mercado local no son muchos, más aún, el único en su tipo disponible al momento de ser necesaria se adquisición es el perno clase 8.8.

Sus especificaciones se detallan en la siguiente tabla:

CLASE DE PROPIEDAD	INTERVALOS DE TAMAÑO INCLUSIVE	RESISTENCIA MINIMA A TENSIÓN (MPa)	RESISTENCIA ULTIMA MINIMA A TENSIÓN (MPa)	RESISTENCIA DE FLUENCIA MINIMA A TENSIÓN (MPa)	MARCA DE LA CABEZA
4.6	M5 – M36	225	400	240	4.6
4.8	M1.6 – M16	310	420	340	4.8
5.8	M5 – M24	380	520	420	5.8
8.8	M16 – M36	600	830	660	8.8
9.8	M1.6 – M16	650	900	720	9.8

Tabla 3.9.1.- Especificaciones mecánicas métricas para pernos.

Las propiedades mecánicas de los pernos clase 8.8 son las siguientes:

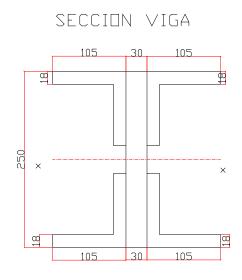
o Tensión de Fluencia: F<sub>Y</sub> = 6000 Kg/cm<sup>2</sup>

 $\circ$  Sección : A<sub>P</sub> = 0.5026 cm<sup>2</sup>

# DISEÑO DE PERNOS.

Cálculo de Inercias viga.

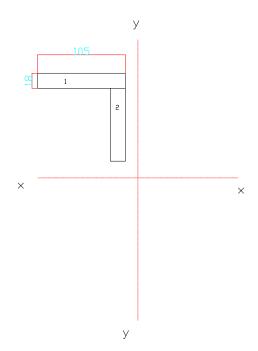
Teóricamente, el espesor de las alas de los perfiles es de 15 mm, pero efectos de cálculo de los momentos de inercia de la sección se considerarán de 18 mm por presuntas variaciones que puedan sufrir los moldajes al momento de fabricarlos.



### Alma:

$$\frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} \cdot 3 \cdot 25^3 = 3907cm^4$$

#### Perfil Angulo:



$$I = \frac{1}{12} \cdot 10,5 \cdot 1,8^{3} + 10,5 \cdot 1,8 \cdot 11,6^{2} + \frac{1}{12} \cdot 1,8 \cdot 8,7^{3} + 1,8 \cdot 8,7 \cdot 6,35^{2} = 3278,513cm^{4}$$

luego, la inercia de los cuatro perfiles en conjunto es:

$$I_{TOTALPERFILES} = 4.3278,513cm^4$$

y la inercia de la sección completa:

$$I_{TOTAL} = 17021cm^4$$

A continuación calculamos el Momento Estático:

$$Q = A \cdot d$$

donde:

Q = Momento Estático

A = Área de la sección

d = Distancia desde eje de simetría al eje neutro de la sección

$$A = 10.5 \cdot 1.8 + 1.8 \cdot 8.7 = 34.56cm^{2} \cdot 2 = 69.12cm^{2}$$

$$d = 9.22cm$$

$$\Rightarrow Q = 69.12 \cdot 9.22 = 637.3cm^{2}$$

entonces:

$$q = \frac{V \cdot Q}{I_{TOTAL}} = \frac{1400 \cdot 637,3}{17021} = 52,42 \frac{Kg}{cm^2} = 5242 \frac{Kg}{cm^2}$$

El valor de "q" obtenido, nos sirve para calcular la separación a la cual colocaremos los pernos. Para esto, utilizaremos expresiones calculadas en una memoria de cálculo desarrollada el año 2004 en la Universidad.

$$y = 743393 \cdot x^{-1,66663}$$

donde:

y = esfuerzo de corte en los pernos

x = espaciamiento entre pernos

$$\Rightarrow x^{1,66663} = \frac{743393}{5242} = 141,82$$
$$x = 19,5cm$$

Por lo tanto, se adoptará una distancia de 19 cm entre pernos.

# Verificación al aplastamiento del hormigón.

A verificar:

Tensión de Cizalle = 
$$\frac{V}{n \cdot d \cdot e}$$
, donde:

V : Corte máximo

n : Nº de pernos por metro lineal

d : diámetro del perno

e : espesor del elemento

$$\Rightarrow$$
 Tensión de Cizalle  $=\frac{1400}{5\cdot0.8\cdot3}=116.67\frac{Kg}{cm^2}\left<400\frac{Kg}{cm^2}\right>$  **OK**

# **CAPITULO IV**

# FABRICACIÓN DE ELEMENTOS QUE CONFORMAN LOS MARCOS.

# 4.1.- MATERIALES UTILIZADOS.

#### o Moldajes.

- Planchas de Terciado Estructural de 9 mm de espesor con dimensiones de 1,22m x 2,44 m.
- Listones de madera de Coigue de sección 3 x 3 cm.
- Tablas de 1" en diferentes dimensiones.
- Clavos de 1,5".
- Clavos Hilting.
- Tornillos para Madera

#### o Construcción de Almas y Perfiles.

- Cemento especial Bio-Bío o Polpaico dependiendo de su disponibilidad.
- Fierro para hormigón en rollo de 8 mm de diámetro.
- Malla ACMA C139.
- Malla hexagonal o de gallinero con abertura de 1 pulgada.
- Alambre Na22.

#### o Otros.

- Desmoldantes: Petróleo y/o aceite.
- Sierra Circular.
- Martillos y alicates.
- Brochas.
- Atornilladores.
- Huincha.
- Escuadra.
- Lienza y lápiz carpintero.
- Esmeril angular con discos de corte para acero y hormigón y de desbaste.
- Taladro.
- Betonera eléctrica.
- Vibrador de inmersión.





Sierra Circular

Esmeril Angular





Taladro

Betonera

# 4.2.- CONFECCIÓN DE MOLDAJES.

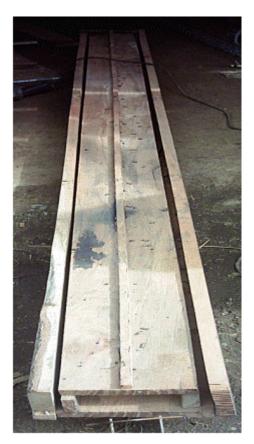
Los moldajes para almas y perfiles se construyeron pensando en su reutilización, por lo que se trato de fabricarlos de manera que sean de fácil ensamble, limpieza y desarme, sin que sea necesario deteriorarlos.

Para el caso de las almas, se utilizaron planchas de terciado estructural, apoyadas sobre un radier de hormigón y ancladas mediante tornillos o clavos. Se unieron mediante piezas de madera de sección 3 x 3cm clavadas a ellas con clavos de 1,5 pulgadas. Debido a la geometría de las almas fue posible confeccionar dos elementos continuos para aprovechar al máximo los moldajes, en el caso de las vigas, tal como se muestra en la Fotografía 5.

En la confección de los moldajes para los perfiles se usaron tablas de 1 pulgada de espesor de diferentes anchos y largos según se necesitaran. Estos moldajes se armaron solo con tornillos para madera para facilitar el desmolde de los elementos de hormigón. El moldaje permitía el llenado simultáneo de dos elementos tal como se aprecia en la Fotografía 6.



Fotografía 5. Moldaje para vigas.



Fotografía 6. Moldaje para perfilería de Ferrocemento.

# 4.3.- CONFECCIÓN DE ARMADURAS Y MALLAS.

#### 4.3.1.- ALMAS.

Las almas de todos los elementos componentes del marco están compuestas por una armadura de esqueleto ubicada en todo el perímetro de los elementos estructurales, que en nuestro caso será de fierro para hormigón de 8 mm. de diámetro, y una armadura difusa consistente en malla ACMA y malla hexagonal o de gallinero.

El fierro utilizado como esqueleto fue fierro de 8 mm. en rollo. Éste se enderezó por medio de un yunque y un combo de 8 libras de peso. Previamente fue cortado a la medida necesaria dándole 50 cm. más por alguna inexactitud en la medición y por las curvaturas requeridas.

Una vez confeccionado el moldaje y colocada en él la armadura de esqueleto se procedió a cortar la malla ACMA, colocándola posteriormente sobre ella para su posterior fijación al esqueleto por medio de alambre Nº 22. Puesta la malla ACMA y fijada al esqueleto se envolvió la armadura formada con una capa de malla de gallinero amarrada minuciosamente con alambre Nº 22 para prevenir que ésta sobresalga una vez llenados los moldajes con mortero y se colocaron en los moldajes respectivos listas para su hormigonado.



Fotografía 7. Armadura de vigas listas para hormigonar.

#### 4.3.2.- PILARES.

La fabricación de las armaduras para los pilares del marco fue de manera similar a la utilizada para las vigas. Se utilizaron los mismos métodos para el dimensionamiento, corte, fijación y colocación de los elementos. En cada placa de terciado estructural se colocó un moldaje para un pilar debido a que sus dimensiones no permitían las elaboración simultánea de dos elementos.



Fotografía 8. Armadura Pilar.



**Fotografía 9.** Moldaje del pilar listo para hormigonar.



Fotografía 10. Armadura Pilar completa, sin malla de gallinero.



Fotografía 11. Detalle malla de gallinero.



Fotografía 12. Detalle empalme armadura.

# 4.3.3.- PERFILERÍA.

Los perfiles de Ferrocemento poseen una armadura de esqueleto (Malla ACMA C-139), armadura distribuida (Malla de gallinero) y armadura de refuerzo (fierro para hormigón de 8mm). Estos últimos son los que tomarán según el diseños las tensiones a las cuales estarán sometidos los elementos estructurales.

La geometría de las secciones son fijas para todos los perfiles L, pero en la práctica pueden existir ciertas variaciones debido principalmente a la flexibilidad y longitud de los moldajes.

La dimensiones teóricas de las secciones de los perfiles son las siguientes:

Ángulos : Largo ala = 100 (mm)

Espesor = 15 (mm)

Sección =  $27,75 \text{ (cm}^2)$ 

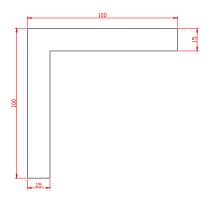


Figura 4.1 .- Geometría sección Perfil L.

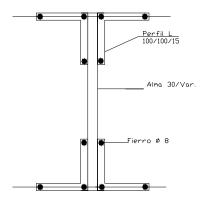
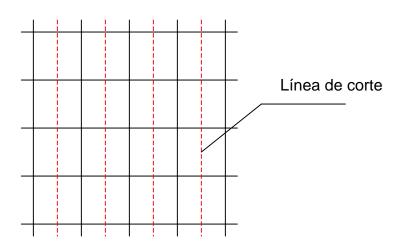


Figura 4.2.- Sección Viga Compuesta.

# o CONSTRUCCIÓN ARMADURA DE PERFILES L.

La malla ACMA se cortó con un esmeril angular de acuerdo a la longitud requerida y según se indica en el esquema siguiente:



Una vez cortada la malla ACMA, cada elemento cortado se dobló con la ayuda de un combo de 6 libras de peso y un yunque de acero. Luego se colocaron dentro de los moldajes y se cortaron todos los extremos mal cortados o con longitudes variables. Posteriormente se amarraron los fierros de 8 milímetros, previamente dimensionados y enderezados, a la malla ACMA. Finalmente se envolvió por completo la armadura con una capa de malla de gallinero fijándose por medio de alambre Nº 22.



Fotografía 13. Confección de armadura de perfiles L.



**Fotografía 14.** Colocación de malla gallinero.

**Fotografía 15.** Armadura de perfiles listas.

#### 4.4.- HORMIGONADO DE ALMAS Y PERFILES.

El hormigonado de los pilares se realizó en Laboratorio de Ensaye de Materiales (LEMCO) de la Universidad Austral de Chile bajo la supervisión del Profesor guía de la presente memoria el Señor Hernán Arnés Valencia.

El mortero se elaboró en forma manual en una carretilla dosificándose con probetas pertenecientes al Laboratorio. Una vez mezclado en forma óptima el mortero se vació sobre el moldaje por medio de palas distribuyéndose lo más homogéneamente posible. Después de colocar aproximadamente un tercio del volumen del mortero se vibró con un vibrador de inmersión con la ayuda de personal que trabaja en el Laboratorio. Vibrado el molde completo, se emparejó su superficie expuesta con un pedazo de tabla.

Terminada la faena del hormigonado de pilares se cubrieron con un nylon transparente para evitar una transpiración excesiva que deteriore el proceso de fraguado y por si no era posible el humedecimiento diario de los elementos.



Fotografía 16. Pilares hormigonados listos para el proceso de fraguado.

En el caso de las almas de las vigas, debido a sus mayores dimensiones en comparación con las de los pilares, su fabricación se realizó en una bodega habilitada con un radier de hormigón en el lugar donde se levantarán los marcos.

El proceso de llenado fue de manera similar al de los pilares, al igual que su vibrado, que se realizó con el mismo vibrador de inmersión facilitado por la Universidad para tales efectos.

Estos elementos no fueron cubiertos con nylon ya que se humedecieron diariamente hasta los 14 días después de su hormigonado.



Fotografía 17. Hormigonado y vibrado de almas de vigas.

En el caso de los perfiles L, el llenado de los moldajes se realizó de manera similar a las almas, pero con la salvedad de que el vibrado se hizo en forma mucho más minuciosa teniendo especial cuidado en que no queden zonas huecas en las partes de difícil hormigonado.

#### 4.5.- DESCIMBRE DE LOS ELEMENTOS.

Tanto las almas de los pilares como de las vigas se mantuvieron inalteradas en sus moldajes respectivos hasta 28 días después de su llenado.

En el caso de la perfilería, los elementos se desmoldaron entre 2 a 5 días después del llenado dependiendo de la disponibilidad del vibrador facilitado por la Universidad. Generalmente los perfiles se hormigonaban los días Viernes en la tarde y se desmoldaban el Domingo al mediodía para posteriormente volver a llenarlos.



Fotografía 18. Perfiles L descimbrados.

# 4.6.- CONSTRUCCIÓN DE FUNDACIONES.

Como se indicó en capítulos anteriores el sistema de fundaciones a utilizar será en base a fundaciones aisladas.

Las dimensiones de estas fundaciones aisladas son 60 x 60 cm y 1 metro de profundidad, sin ningún tipo de armadura. Debido a la profundidad de las excavaciones necesarias se optó por colocar moldaje a cada una de las fundaciones aisladas. Para construir los moldajes se utilizaron tablas y placas de terciado estructural sobrantes de la construcción de los otros elementos.



Fotografía 19. Moldajes para fundaciones.

Una vez construidos los moldajes, se trazó y niveló el terreno donde se construirá el galpón. Hechas las faenas se hicieron las excavaciones y se instalaron los moldajes.



Fotografía 20. Colocación de moldajes para fundaciones.

Instalados los moldajes, se construyó en sus partes superiores, una estructura de madera cuya función será soportar y fijar las placas de anclaje al moldaje de la fundación en el momento del hormigonado.



**Fotografía 21.** Moldaje de fundación con estructura de soporte para placas de anclaje.



**Fotografía 22.** Placas de anclaje instaladas sobre el moldaje.

Con los moldajes listos para ser llenados, se confeccionó el hormigón con una dosificación 4 : 1 (árido : cemento). El mezclado del hormigón se realizó in situ en un trozo de nylon habilitado para tales efectos.



Fotografía 23. Áridos y cemento para hormigón de fundaciones.



Fotografía 24. Elaboración de la mezcla de hormigón.

Listo el hormigón, se fue vaciando con palas directamente sobre los moldajes compactándolos por capas con una varilla de acero y con un pisón. Una vez llenado hasta su extremo se emparejó su superficie expuesta con una tabla.



Fotografía 25. Fundaciones aisladas listas para su fraguado.

Las fundaciones se cubrieron con un trozo de nylon y se dejaron fraguar por aproximadamente un mes.

#### 4.7.- ARMADO DE VIGAS COMPUESTAS.

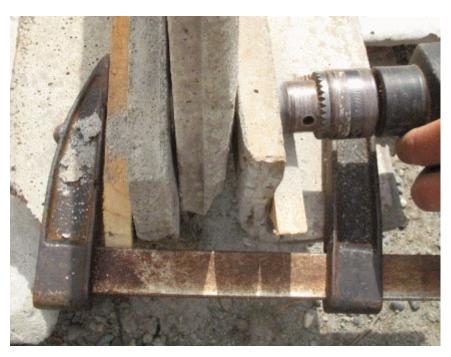
Una vez fraguados y emparejadas todas las imperfecciones más sobresalientes de los elementos, se colocaron almas y perfiles L en sus posiciones definitivas para ser unidas entre sí.

El método de unión utilizado fue por medio de pernos de alta resistencia de 8 mm de diámetro. El proceso de cálculo de los conectores se realizó mediante un proceso obtenido previamente como conclusión de una Memoria de Titulación de nuestra Escuela.

Almas y perfiles fueron colocados en su posición definitiva y prensados por medio de una prensa llamada "prensa de carpintero". Una vez fijados todos los elementos correspondientes se procedió a realizar las perforaciones necesarias para las uniones con un taladro y brocas para hormigón de 8 mm.



Fotografía 26. Fijación de elementos para su posterior perforación.



Fotografía 27. Perforación de elementos.



Fotografía 28. Vigas apernadas.

Como consecuencia de las perforaciones, ya sea por la presencia de huecos en el mortero, o por perforar en secciones donde se encontraba armadura, se presentaron fallas en el mortero en la parte de salida de la broca y/o hundimiento del mortero al apretar los pernos.

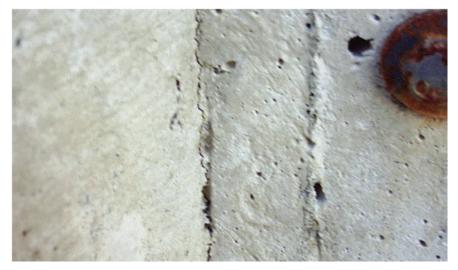


Fotografía 29. Falla en el mortero debido a perforación.



Fotografía 30. Hundimiento de mortero.

Debido a las imperfecciones que presentaban tanto las almas como los perfiles, principalmente en su horizontalidad (superficies planas no perfectas), al momento de apretar los pernos se presentaron grietas en los perfiles L, por lo que fue necesario ir apretando en forma pareja los pernos para no forzar demasiado la sección agrietada.





Fotografías 31 y 32. Grietas en perfiles.

En el caso del armado de las vigas, se tuvo especial cuidado en no dejar las uniones de los perfiles en una misma sección, evitando así dejar zonas demasiado débiles.

Terminados los ensambles de los pilares y vigas, se colocaron sobre las últimas trozos de madera de sección 2" x 3" cuya función será soportar las costaneras de techumbre. Estos trozos de madera se conectaron a la parte superior de cada una de las vigas por medio de pernos de 6 mm de diámetro.



**Fotografía 33.** Soportes para costaneras.



**Fotografía 34.** Detalle de soporte para costaneras.



Fotografía 35. Vigas terminadas.

# 4.8.- PERFORACIONES PARA ENSAMBLE DE MARCOS Y PARA ANCLAJE FUNDACIONES.

Con todos los elementos listos para ser levantados y dar forma al galpón, sólo faltaba cuadrar los pilares con las vigas y realizar las perforaciones necesarias para su óptima unión. Para esto, se cuadró la mitad de cada marco sobre un radier de hormigón teniendo mucho cuidado en no dañar los elementos al estar en contacto (roce) con el radier de hormigón.

Terminado el procedimiento anterior quedaba realizar las perforaciones en los pilares requeridas para el anclaje de la estructura completa al sistema de fundaciones. Fue necesario arrendar un taladro a la empresa CHILEMAX S.A. con sus respectivos accesorios para realizar tales perforaciones debido al diámetro requerido de perforación.



**Fotografía 36.** Confección de perforaciones para anclaje.

# 4.9.- TRASLADO DE PILARES Y VIGAS.

El traslado de los elementos al lugar definitivo donde se construirá el galpón se realizó por medio de una camioneta y de un acoplado para tractor de uso para fines agrícolas.

Para el caso de los pilares, éstos fueron cargados sobre una camioneta con capacidad para 1000 Kg. con la ayuda de 2 personas. Se aprovechó la altura de la camioneta para descargar los pilares directamente sobre las fundaciones colocando inmediatamente los pernos de anclaje.

Instalados los 4 pilares, se colocaron arriostramientos y diagonales para evitar movimientos no deseables.



Fotografía 37. Instalación de Pilares.



Fotografía 38. Detalle anclaje.



Fotografía 39. Pilares instalados.

En el caso de las vigas, debido a sus pesos y dimensiones, fue necesario trasladarlas sobre un acoplado remolcado por un tractor al sitio definitivo.

Para cargarlas sobre el acoplado fue necesario levantarlas con un tecle con una capacidad de levante de 2000 Kg.



Fotografía 40. Levante de vigas.

Una vez sobre el acoplado, las vigas fueron trasladadas al sitio donde se ubicará el galpón, distante a unos 400 metros de la bodega donde se fabricaron la perfilería.

# 4.10.- INSTALACIÓN DE VIGAS.

Con las vigas ya trasladadas, se construyeron dos torres de madera en la parte central de cada marco cuya función será soportar las vigas para su posterior ensamble. Lo anterior se hizo de forma de poder optimizar el tiempo de colocación de las vigas, ya que para esto fue necesario arrendar una excavadora que levante las vigas. Con las vigas sobre los pilares y las torres nos fue posible acomodarlas a su posición final en forma manual. Cada viga fue amarrada con lazos de nylon aproximadamente en sus tercios para equilibrarlas al momentos elevarlas. Al momento de instalarlas sobre los pilares se colocaron a lo menos 3 pernos por unión para facilitar en ensamble final. El tiempo ocupado por la excavadora en levantar todas las vigas fue de 1,5 hrs.



Fotografía 41. Levante de vigas.



Fotografía 42. Colocación de vigas.



Fotografía 43. Apoyo de vigas sobre torre central.



Fotografía 44. Unión viga – pilar.



Fotografía 45. Marcos instalados sobre torres de apoyo.

El paso siguiente consistió en acomodar las vigas a su posición definitiva para ser unidas por medio de 2 placas de acero con 2 pernos de 13 mm de diámetro por lado. Esto se consiguió levantando simultáneamente ambas vigas con la ayuda de dos tecles previamente fijados a los extremos superiores de las torres.



Fotografía 45. Placas de acero para cumbre del marco.

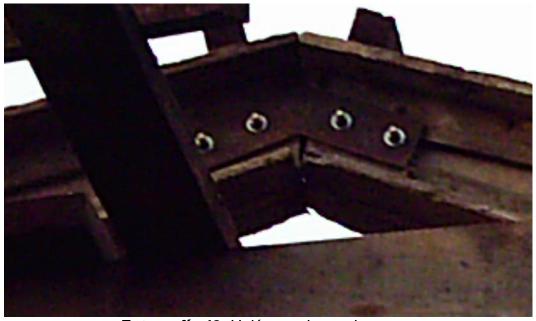


Fotografía 46. Ajuste de vigas por medio de tecles.

Las perforaciones para colocar las placas en la cumbrera se hicieron in situ para evitar hacer perforaciones innecesarias debilitando así los elementos.



Fotografía 47. Perforación de vigas.



Fotografía 48. Unión cumbrera de marco.



Fotografía 49. Detalle cumbrera.

Terminado el armado de los marcos se colocaron arriostramientos laterales para evitar movimientos excesivos que pudieran causar daños a la estructura.



Fotografía 50. Arriostramientos laterales.

# 4.11.- COLOCACIÓN DE COSTANERAS.

Con los pórticos arriostrados, correspondía la etapa de colocación de las costaneras de techumbre.

Como se mencionó en capítulos anteriores, las costaneras son de madera de Roble (seca), de sección 2" x 5". Su colocación fue rápida ya que los soportes para ellas fueron puestos con anterioridad por lo que sólo fue necesario dimensionarlas e instalarlas en sus soportes. Para unirlas a los soportes se utilizaron clavos de 4 pulgadas.



Fotografía 51. Colocación de costaneras.



Fotografía 52. Detalle soporte costaneras.

### 4.12.- CUBIERTA DE TECHUMBRE.

Para la cubierta de techumbre del galpón se utilizaron planchas de zinc usadas en buen estado y con espesores variables. Éstas se fijaron a las costaneras por medio de clavos para techo de 2,5 pulgadas. En promedio se colocaron 6 clavos por cada plancha distribuidos en tres líneas de clavado.



Fotografía 53. Colocación de planchas de zinc.



Fotografía 54. Galpón con cubierta terminada.

Una vez que se colocó toda la cubierta de zinc, se aplicó una capa de antióxido para evitar un deterioramiento de las planchas de zinc, así como por estética al ser éstas de segunda mano.

# 4.13.- TERMINACIONES DEL GALPÓN.

Con la cubierta de techumbre terminada, el último paso consistió en desarmar las torres centrales de apoyo para los marcos y quitar todos los diagonales y puntales extras que se habían colocado para darle estabilidad a la estructura.

# FOTOGRAFÍAS GALPÓN TERMINADO













# CAPÍTULO V.

# ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE COSTOS.

# 5.1.- COSTOS DE FABRICACIÓN.

En el presente capítulo detallaremos los costos asociados a la construcción de los marcos de Ferrocemento. Algunos de los valores indicados son aproximados o valores promedios debido a la variación de precio de algunas de las materias primas en el tiempo.

Sólo consideraremos los costos de los marcos sin tomar en cuenta fundaciones ni estructura de techumbre, ya que aproximadamente son costos similares en estructuras tipo galpón confeccionados de otro material.

#### COSTOS DE FABRICACIÓN VALORES CON IVA

ITEM	UNIDAD	<b>CANTIDAD</b>	<b>VALOR UNITARIO</b>	VALOR TOTAL
Terciado estr. 9 mm	unid.	3	11500	34500
Listones 3x3cm.	ml	40	300	12000
Clavos 1,5" y 2,5"	kg	2	800	1600
Tornillos	unid.	80	20	1600
Malla ACMA C139	unid.	5	21000	105000
Fierro 8 mm	kg	285	450	128250
Malla Gallinero	ml	80	700	56000
Cemento	unid.	15	4400	66000
Arena	m3	4	7000	28000
Alambre Nº22	kg	4	300	1200
Vibrador	día	6	8000	48000
Taladro	día	1	9500	9500
Betonera	día	2	10000	20000
Pernos 8 mm	unid.	404	220	88880
Pernos 13 mm	unid.	8	600	4800
Pernos 22 mm	unid.	4	2650	10600
Placas anclaje	kg	20	500	10000
Placas cumbrera	kg	12	500	6000
Discos corte acero	unid.	4	1200	4800
Discos corte horm.	unid.	8	950	7600
Brocas horm. 8mm	unid.	8	650	5200
Broca horm. 19 mm	unid.	1	2850	2850
Tablas moldajes	unid.	6	1200	7200
Varios				20000
TOTAL				679580
Imprevistos 10%				67958
TOTAL FINAL				747538

En la tabla de costos se omitieron algunos ítem de difícil detalle los cuales fueron incluidos en el ítem varios. Del costo total calculado se desprende que el costo por cada marco construido es de \$ 373.769.

El estudio de costos consiste en comparar la estructura de Ferrocemento con otra de similares características pero de otro material. Dentro de los materiales más utilizados está el acero por lo que nuestra comparación se basará en este material.

Según cotización obtenida en el mercado, tenemos:

Aproximadamente el valor de una estructura de acero es de \$1200 / kg de material.

La cubicación de un galpón de las dimensiones del construido en Ferrocemento nos da que la superficie construida es de 54 m², por lo que al pesar una estructura de acero 12 Kg/m² el costo total de una estructura de acero es:

Superficie construida:

$$m^2 = 4.5 \times 12 = 54m^2$$

Con un peso de 12 Kg/m<sup>2</sup>

$$54 \times 12 = 648 Kg$$

⇒ el valor total de la estructura de acero es:

$$=648 \times 1200 = \$777.600$$

De los cálculos anteriores podemos deducir que el costo por marco es de **\$388.800**. Visto de ésta manera obtenemos que el valor de un pórtico de acero es más caro que el de Ferrocemento.

Sin embargo, en los costos del galpón de Ferrocemento no se consideró la mano de obra, por lo que por mínimo valor que ésta tenga es más caro que los pórticos de acero.

En forma aproximada, el valor por mano de obra en estructuras de Ferrocemento, según cotizaciones efectuadas a un maestro albañil y enfierrador es de \$8000/día.

En nuestro caso, calculando un tiempo promedio de ejecución del trabajo, con una jornada de ocho horas diarias, tenemos un tiempo total de 8 días, por lo tanto:

Costo de mano de obra:

Costo = 
$$8 \text{ días } x \$8000 = \$64000$$

Costo por marco:

Al agregar el valor de la mano de obra a los costos de los materiales, obtenemos un valor por marco construido de **\$ 405.769.** 

De la comparación de costos realizada podemos concluir que la diferencia de costos entre pórticos de Ferrocemento y de Acero es mínima, teniendo el primero la desventaja de tener un proceso de construcción más minucioso y de trabajar con elementos de hormigón de espesores pequeños lo cual los vuelve muy frágiles al maniobrarlos.

# **CAPÍTULO VI.**

### CONCLUSIONES.

- Es totalmente factible la construcción de galpones en base a marcos de Ferrocemento.
- La manipulación de los elementos por separado es muy delicada debido a sus pequeños espesores, pero al ser éstos apernados se logra una mayor estabilidad de los elementos lo que facilita su movimiento.
- Las grietas que se presentaron al apernar los elementos no mostraron ser muy importantes al momento de levantar los marcos, sin producirse un agrandamiento de ellas.
- La unión entre vigas y pilares, usando pernos de 8 mm. y de alta resistencia, se comportó satisfactoriamente.
- Producto de que los moldajes se construyeron en forma artesanal y con madera,
   se produjeron variaciones en las dimensiones teóricas de los elementos,
   producto de la deformación de los moldajes al ser llenados con el mortero.
- El amarre de los distintos tipos de malla por medio de alambre debe ser muy minucioso y a cortos intervalos para evitar que las mallas queden expuestas a la intemperie al momento del hormigonado.
- Como alternativa al amarre con alambre, puede ser posible la utilización de un proceso de soldadura que puede dar mayor rapidez a este engorroso proceso.
- Al construir los moldajes con otro tipo de material o en forma más industrial pueden reutilizarse y proporcionar las dimensiones requeridas exactas, lo cual puede ser un factor importante en reducir los costos de fabricación.
- En zonas con ambientes oxidantes puede ser beneficioso el uso de estructuras de Ferrocemento.

- No es necesaria mano de obra especializada para la construcción de los elementos de Ferrocemento.
- o En la comparación de costos con pórticos de acero, tomando como base para una estructura de acero de similares características una valor referencial de \$1200 por Kg de material, se concluye que la diferencia es mínima, existiendo muchos factores que pueden ser de menor costo al construir estructuras a mayor escala.
- El levantamiento de los marcos debe ser hecho de manera muy cuidadosa.
   Debido al peso de los elementos, el montaje debe realizarse por medio de grúas con gran sensibilidad evitando provocar daños a la estructura.
- La colocación de las costaneras de techumbre fue un proceso muy rápido, por lo que es aconsejable colocar los soportes para éstas en forma previa al levantamiento de los marcos.
- O Puede ser aconsejable, a fin de evitar dañar los elementos en las zonas de anclaje a las fundaciones, utilizar otro tipo de anclaje como un empotramiento directo a la fundación, sin la necesidad de realizar grandes perforaciones con los posibles daños que esto conlleva.

#### **ANEXO A**

# MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

El galpón a construir es en base a marcos, por lo que se modeló un marco tipo para obtener los esfuerzos a los cuales está sometido. Esta modelación se realizó en Avwin98, que es un software estructural se fácil manejo y que nos entrega toda la información necesaria para realizar los cálculos de diseño.

#### CONSIDERACIONES PARA MODELAR LA ESTRUCTURA.

- En los apoyos y en la cumbre se colocaron articulaciones que simulen el método de unión a utilizar.
- Las cargas producidas por la estructura de techumbre se modelaron como cargas distribuidas sobre las vigas.
- Tanto el material (Ferrocemento) como la sección de los elementos fueron creados de acuerdos a las dimensiones reales de los elementos, con la salvedad de los elementos de sección variable en su longitud, para los cuales se utilizó una sección fija.
- La estructura se calculó para cada estado de carga por separado, sin realizar combinaciones de carga.
- o Los valores de las cargas fueron calculados en forma previa.

A continuación se muestran los diagramas de los esfuerzos actuantes sobre los marcos con sus respectivos valores.

( Ver en documento impreso. Biblioteca Miralores. Universidad Austral de Chile.)

### **ANEXO B**

# DISEÑO DE COSTANERAS DE TECHUMBRE.

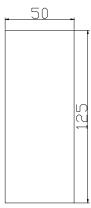
Según el análisis realizado para todos los estados de carga posibles, las costaneras se diseñaran para los siguientes esfuerzos solicitantes:

$$M = 133,37 Kg \cdot m$$
$$V = 68,55 Kg$$

Como costaneras utilizaremos elementos de madera de Roble de sección 2" x 5" a verificar. Todos los cálculos se realizarán de acuerdo a la Norma Chilena NCh 1198.Of91, "Madera- Construcciones en madera-Cálculo".

### PROPIEDADES DE LA SECCIÓN:

Sección Costanera



Inercia.

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 5 \cdot 12,5^3 = 813,8cm^4$$

Cálculo de Tensiones de trabajo.

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{M \cdot \overline{y}}{I} = \frac{13337 \cdot 6,25}{813,8} = 102,43 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\tau_{\text{max}} = \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.5 \cdot 68.55}{5 \cdot 12.5} = 1.65 \frac{Kg}{cm^2}$$

### Verificaciones de Tensiones de diseño.

Propiedades del tipo de madera:

Humedad relativa = H = 17% (estado verde)

Grupo estructural = E4

Grado estructural = 3

Clase estructural = f11

Razón de Resistencia = 0,48

$$\Rightarrow$$
 F<sub>f</sub> = 110 Kg/cm<sup>2</sup>

o Tensión de diseño en flexión en la zona flexo-traccionada.

$$F_{ft,dis} = F_f \cdot K_{H} \cdot K_D \cdot K_C \cdot K_{hf},$$

donde:

F<sub>ft,dis</sub> = tensión de diseño en flexión en el borde traccionado, Mpa;

F<sub>t</sub> = tensión admisible en flexión;

K<sub>H</sub> = factor de modificación por contenido de humedad;

K<sub>D</sub> = factor de modificación por duración de la carga;

K<sub>c</sub> = factor de modificación por trabajo conjunto;

K<sub>hf</sub> = factor de modificación por altura

y sus valores correspondientes son:

$$K_{H} = 1$$

$$K_{D} = 1$$

$$K_{c} = 1$$

$$K_{hf} = \left(\frac{50}{h}\right)^{\frac{1}{9}} = \left(\frac{50}{125}\right)^{\frac{1}{9}} = 0.903$$

$$\Rightarrow F_{ft,dis} = 110 \cdot 1,15 \cdot 0.903 = 114,255 \frac{Kg}{cm^{2}}$$

Tensión de diseño en flexión en la zona flexo-comprimida.

$$F_{fv,dis} = F_f \cdot K_H \cdot K_D \cdot K_c \cdot K_v$$

donde:

F<sub>fv,dis</sub> = tensión de diseño en flexión considerando efectos de inestabilidad por volcamiento;

K<sub>H</sub> = factor de modificación por contenido de humedad;

K<sub>D</sub> = factor de modificación por duración de la carga;

K<sub>c</sub> = factor de modificación por trabajo conjunto;

K<sub>v</sub> = factor de modificación por volcamiento;

F<sub>f</sub> = tensión admisible en flexión.

y sus valores correspondientes son:

$$K_H = 1$$

$$K_D = 1$$

$$K_c = 1$$

 $\frac{h}{b} = \frac{125}{50} = 2.5 \langle 3 \Rightarrow K_v = 1$  (con apoyo en los extremos)

$$\Rightarrow F_{fv,dis} = 110 \cdot 1,15 \cdot 1 = 126,5 \frac{Kg}{cm^2}$$

o Tensión de diseño de cizalle longitudinal.

$$F_{cz,dis} = F_{cz} \cdot K_H \cdot K_D \cdot K_c \cdot K_r$$

donde:

F<sub>cz.dis</sub> = tensión de diseño de cizalle longitudinal;

F<sub>cz</sub> = tensión admisible de cizalle longitudinal;

K<sub>H</sub> = factor de modificación por contenido de humedad;

K<sub>D</sub> = factor de modificación por duración de la carga;

K<sub>c</sub> = factor de modificación por trabajo conjunto;

K<sub>r</sub> = factor de modificación por rebaje (inferior o superior).

en este caso  $K_r = 1$ , ya que los elementos son sin rebaje en los extremos.

$$\Rightarrow F_{cz,dis} = 10,5 \cdot 1,15 = 12,08 \frac{Kg}{cm_2}$$

$$\Rightarrow \sigma_{ extit{MAX}} \left\{ \! egin{align*} \langle F_{ extit{fi},dis} \ \langle F_{ extit{fi},dis} \ \end{pmatrix} \!, \quad \mathsf{y}$$

$$au_{MAX} \langle F_{cz,dis} 
angle$$

Por lo tanto, la sección cumple las condiciones de diseño establecidas en la normativa.

#### **ANEXO C**

# **ENSAYO PROBETAS RILEM**

Las probetas RILEM se ensayan con el objeto de tener una estimación de la resistencia que poseerá el hormigón a una cierta cantidad de días posteriores a su fabricación. En nuestro caso, todas las probetas fueron ensayadas a los 28 días.

Sus dimensiones son las de un cubo de 4 x 4 x 16 cm.

Se presentan los resultados obtenidos del ensayo de las probetas RILEM muestreadas de confección de hormigón.

Las probetas se llenaron mediante el siguiente procedimiento:

- 1.- Se les aplica, previo a su llenado, una capa de aceite que actúa como desmoldante.
- 2.- Las probetas se llenan aproximadamente hasta la mitad para luego compactarlas por medio de 60 golpes dados producto de dejarlas caer desde una altura de 1cm.
- 3.- Posteriormente, se coloca el resto del mortero hasta llenar las probetas. La compactación se realiza de manera similar a la anterior.
- 4.- Se empareja su superficie para tratar de obtener una superficie plana.



5.- Aproximadamente a los 3 días se desmoldan las probetas y se sumergen en la piscina de curado en las dependencias del LEMCO de la Universidad.



Después de transcurrido el tiempo de curado, las probetas se extrajeron de la piscina para ser medidas y pesadas. Posteriormente, se ensayo cada una de las probetas a Flexotracción en la máquina habilitada para tales efectos. El ensayo consiste en aplicar una carga constante en el centro a la probeta hasta que se produzca su falla. Esta máquina registra una lectura al momento que se produce la falla de la probeta.

 $F = [L \times 5,98 + 15,27]$  (Kg.), con L = Lectura de falla obtenida.



Máquina ensayo a Flexotracción.

Con los 2 trozos de probetas, producto de la rotura de ésta por el ensayo a Flexotracción, se realiza el ensayo a Compresión. La máquina para este tipo de ensayo registra la lectura a la cual la probeta falla.

$$F = \frac{L}{A}$$
, con A = Área de la placa de carga = 16 cm² 
$$\Rightarrow F = \frac{L}{16} \big[ Kg \big]$$



Máquina para ensayo a Compresión.

Los resultados obtenidos en los ensayos de la probetas RILEM fueron los siguientes:

Edad	N⁰	Peso	Flexotracción	Compresión	Promedio	Promedio
(Días)	Probeta	(grs)	(Kg/cm2)	(Kg/cm2)	Flexotracción	Compresión
	1	562	330	388		
	2	569	350	403		
	3	566	315	391	332	394
	4	581	305	400		
	5	587	315	395		
	6	582	316	410	312	402
	7	564	305	400		
28	8	566	315	425		
	9	559	315	405	312	410
	10	565	290	385		
	11	563	291	390		
	12	572	309	395	297	390
	13	567	320	410		
	14	571	315	400		
	15	569	315	405	317	405
	16	572	295	390		
	17	576	305	385		
	18	578	290	395	297	390
	19	580	305	400		
	20	574	295	395		
	21	576	290	410	297	402
	22	581	300	415		
	23	576	310	400		
	24	585	320	408	310	408

Por lo tanto, el mortero utilizado es del tipo H40.

### **ANEXO D**

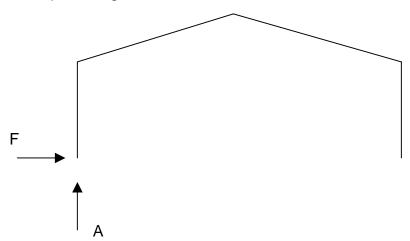
# DISEÑO DE FUNDACIONES.

Para el diseño de las fundaciones se tuvo en consideración la existencia, en el mismo predio en donde se construirá el galpón, de una estructura en base a marcos de acero de características similares. Por ésta razón se tomaron como base las dimensiones de las fundaciones existentes para posteriormente verificar su comportamiento.

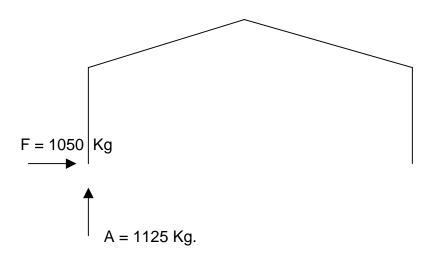
El sistema de fundaciones para la estructura será en base a fundaciones macizas aisladas.

### DISEÑO DE FUNDACIÓN AISLADA.

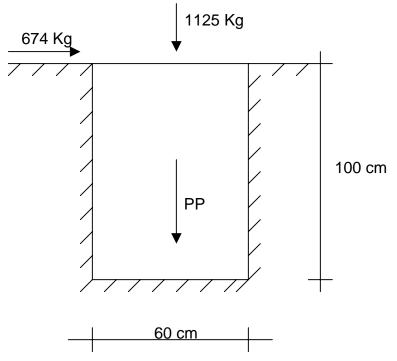
Las fuerzas laterales y axiales a las cuales estarán sometidas las fundaciones fueron dadas por el análisis estructural realizado en el software Avwin98, y actúan como se indica en el esquema siguiente:



Los valores de F y A son:



Las dimensiones tentativas de la fundación son de 60 x 60 cm y 1 metro de profundidad.



# PESO PROPIO DE LA FUNDACIÓN.

Para hormigón sin armar se considera una densidad de 2400 Kg/m<sup>3</sup>.

$$\Rightarrow PP_{FUNDACION} = 0.6 \cdot 0.6 \cdot 2400 = 864 Kg$$

entonces, las fuerza axial total (N), actuante sobre la fundación es la transmitida por el pórtico más el peso propio de la fundación:

$$N = 1125 + 864 = 1989$$
Kg

La fuerza horizontal o de corte que actúa a nivel del suelo se transmite como un momento (M) al nivel inferior de la fundación:

$$\Rightarrow M = 674 \cdot 1 = 674 Kg \cdot m$$

### CALCULO DE EXCENTRICIDAD.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{674}{1989} = 0.33$$

$$\frac{6e}{L} = \frac{6 \cdot 0.33}{1} = 1.98$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{N}{A} = \frac{1989}{60.60} = 0.55 \frac{Kg}{cm^2}$$
 OK!

## **ANEXO E**

# PERÍODOS DE LA ESTRUCTURA SEGÚN MODELACIÓN EN SAP2000.

SAP2000 Advanced Version 9.0.3.0 (Analysis Build 8340)

File: C:\SAP Prueba\Peroldo.LOG

BEGIN ANALYSIS 2005/08/26 10:37:16				
MAXIMUM MEMORY BLOCK SIZE (BYTES) = 15.968 MB				
NUMBER OF JOINTS IN THE MODEL = 5				
ELEMENT FORMATION 10:37:16				
NUMBER OF FRAME ELEMENTS FORMED = 4				
LINEAR EQUATION SOLUTION 10:37:16				
FORMING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS				
TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS = 11  APPROXIMATE "EFFECTIVE" BAND WIDTH = 4				
NUMBER OF EQUATION STORAGE BLOCKS = 1  MAXIMUM BLOCK SIZE (8-BYTE TERMS) = 44  SIZE OF STIFFNESS FILE(S) (BYTES) = 412 B				
NUMBER OF EQUATIONS TO SOLVE = 11				
USING BLOCKED SOLVER TO FACTOR MATRIX 10:37:16				
LINEAR STATIC CASES 10:37:16				
USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS				

TOTAL NUMBER OF CASES TO SOLVE = 1
NUMBER OF CASES TO SOLVE PER BLOCK = 1
LINEAR STATIC CASES TO BE SOLVED:
CASE: DEAD
EIGEN MODAL ANALYSIS 10:37:16
CASE: MODAL
USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS
NUMBER OF STIFFNESS DEGREES OF FREEDOM = 11
NUMBER OF MASS DEGREES OF FREEDOM = 6
MAXIMUM NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT = 12
MINIMUM NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT = 1
NUMBER OF RESIDUAL-MASS MODES SOUGHT = 0
NUMBER OF SUBSPACE VECTORS USED = 6
RELATIVE CONVERGENCE TOLERANCE = 1.00E-07
FREQUENCY SHIFT (CENTER) (CYC/TIME) = .000000
FREQUENCY CUTOFF (RADIUS) (CYC/TIME) = .000000
* * * W A R N I N G * * *
NUMBER OF MODES SOUGHT REDUCED TO THE NUMBER OF MASS DEGREES
OF FREEDOM
NUMBER OF EIGEN MODES FOUND = 6
NUMBER OF ITERATIONS PERFORMED = 1
MODAL PERIODS AND FREQUENCIES
MUDAL PEKIUDS AND FKEQUENCIES

### CASE: MODAL

MO	DE PERIOD FREQUENCY FREC	QUENCY EIGENVALU	JE MODAL
MODA	<u>\L</u>		
	(T) (CYC/T) (RAD/T) (RAD/T)^2	STIFFNESS MAS	SS
			<u></u>
1	0.144776 6.907225 43.399372 1883	3.506 1883.506 1.00	00000
2			000000
3	0.011972 83.529286 524.829984 2754	146.512 275446.512	<u>1.000000</u>
4	0.008789 113.782584 714.917062 511	106.405 511106.405	1.000000
5	0.007988 125.188859 786.584801 618	715.649 618715.649	1.000000
6	0.006882 145.312441 913.024995 833	614.642 833614.642	1.000000

# MODAL LOAD PARTICIPATION RATIOS

CASE: MODAL

LOAD, ACC, 0	OR LINI	K/DEF	STATIC	DYNAMIC	EFFECTI	<u> </u>
(TYPE) (NAME) (PERCENT) (PERCENT)					PERIOD	
ACC	UX	100.0000	100.0000		0.144776	
ACC	UY	0.0000	0.0000		-INFINITY-	
ACC	UZ	100.0000	100.0000		0.087258	
ACC	RX	0.0000	0.0000		-INFINITY-	
ACC	RY	100.0000	100.0000		0.134013	
ACC	RZ	0.0000	0.0000		-INFINITY-	

(\*) NOTE: DYNAMIC LOAD PARTICIPATION RATIO EXCLUDES LOAD

APPLIED TO NON-MASS DEGREES OF FREEDOM

ANALYSIS COMPLETE 2005/08/26 10:37:16

### **REFERENCIAS**

- 1.- PAUL AND PAMA: "Ferrocement", IFIC, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, 1978.
- 2.- NERVI, PIER L.: "Precast Concrete Open New Posibilities for Design of Shell Structures", ACI, Vol, 25, USA, 1953.
- 3.- WANG KAI-MING: "The Application of Ferrocement Boats in China", International Symposium on Ferrocement, Bergamo, Italy 1981.
- 4.- NAAMAN, A.E.: "Deformance Criteria of Ferrocement", Journal of Ferrocement, Vol 9,. Nº 2, April 1979.
- 5.- HANAI, J.B.: "Argamassa Armada, Fundamentos Tecnológicos para Proyectos a Execusao", Tesis, Sao Carlos, Brazil, 1987.
- 6.- Kowalski, T.G.: "Concrete Technology in the Quality Control of Ferrocement Vessel", FIP Simposium of Concrete Structures, Tbilisis, URSS, September 1972.
- 7.- Norma de Ferrocemento (traducción al español), URSS, 1988.
- 8.- KHAIDUKOV, G.K.: "The Principle of Behaviour and Experience of Applications of Armocement Structures", International Symposium of Ferrocement, Bergamo, Italy, July, 1981.

# **BIBLIOGRAFÍA.**

Alfonso Olvera L. "El Ferrocemento y sus aplicaciones". México. Editorial: Alfaomega S.A.

B.K. Paul – R.P. Pama *"Ferrocemento"*. Instituto Mexicano del cemento y del concreto, A.C. Impreso en México.

Rafael Riddell – Pedro Hidalgo "Diseño Estructural". Ediciones Universidad Católica de Chile. Segunda edición.

Dr. Ing. Hugo Wainshtok, "Ferrocemento, Diseño y Construcción". Guayaquil – Ecuador 1998. Tercera edición.

Patricio Bonelli, "**Apuntes de Diseño Sismorresistente**". Departamento de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María.

CINTAC 1993 Manual de Diseño Estructural

## NORMAS REVISADAS.

NCh 170 Of. 85 Hormigón – Requisitos Generales.

NCh 432 Of.71 Cálculo de la acción del viento en construcciones.

NCh 1537 Of.86 Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas

de uso.

NCh 433. Of96 Diseño sísmico de edificios

NCh 1198. Of91 Madera – Construcciones en madera - Cálculo