

300615

3

UNIVERSIDAD LA SALLE

ESCUELA DE INGENIERIA

**INCORPORADA A LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**



**“RELACION COSTO-RESISTENCIA EN
ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE
ACERO Y CONCRETO REFORZADO”**

**TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
ABELARDO DE ANDA FERNANDEZ DE CASTRO**

Director de Tesis: Ing. Gerardo A. Pastrana Mondragón

México, D. F.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

1989



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

INDICE

INTRODUCCION.	
Generalidades.	2.
1. ALCANCES Y LIMITACIONES.	4.
2. TRABES METALICAS.	22.
2.1. Proposición de Perfiles.	23.
2.2. Valuación de su Resistencia.	27.
2.3. Costo Unitario.	34.
2.4. Relación Costo-Resistencia.	43.
3. TRABES DE CONCRETO REFORZADO.	59.
3.1. Proposición de Secciones.	60.
3.2. Valuación de su Resistencia.	65.
3.3. Costo Unitario.	79.
3.4. Relación Costo-Resistencia.	98.
4. ARMADURAS DE CELOSIA.	106.
4.1. Geometría de la Armadura.	107.
4.2. Costo Unitario.	128.
4.3. Relación Costo-Resistencia.	132.
5. COLUMNAS METALICAS COMPACTAS.	137.
5.1. Proposición de Perfiles.	138.
5.2. Valuación de su Resistencia.	142.
5.3. Costo Unitario.	148.
5.4. Relación Costo-Resistencia.	152.

6.	COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO.	159.
6.1.	Proposición de Secciones.	160.
6.2.	Valuación de su Resistencia.	165.
6.3.	Costo Unitario.	179.
6.4.	Relación Costo-Resistencia.	191.
7.	COLUMNAS DE CELOSIA.	198.
7.1.	Geometría de la Columna.	199.
7.2.	Análisis y Diseño.	203.
7.3.	Costo Unitario.	217.
7.4.	Relación Costo-Resistencia.	220.
8.	EJEMPLO DE APLICACION Y RECOMENDACIONES.	224.
8.1.	Ejemplos de Aplicación y Comparación de Resultados.	225.
8.2.	Trabes y Armaduras.	230.
8.3.	Columnas.	234.
8.4.	Ejemplos de Variación de Costos.	238.
	CONCLUSION.	242.
	BIBLIOGRAFIA.	247.

F E D E R R A T A S

PAGINA	LOCALIZACION	DICE	DEBE DECIR
98	Ultimo renglón	131,839.10 kg-cm	183,343.75 kg-cm
99	Primer renglón	168,790.70 kg-cm	208,809.37 kg-cm
132		se hará una	se hará un
152	Ultimo renglón	274,876.00	273,776.50
183	Centro de página	sección	seccion
208	Centro de página	conexionesentre	conexiones entre
210	Centro de página	Actuante	Actuante
220		508,508.80	509,508.36
233	Penúltimo renglón	una valor	un valor

INTRODUCCION

GENERALIDADES

Debido a la situación económica que impera en nuestro país, dentro del campo de la Ingeniería Civil, y principalmente, dentro del área de construcción de estructuras urbanas, se ha visto la necesidad de poder determinar de la forma más sencilla y acertada el costo aproximado de una edificación. Para ello se cuenta con varios métodos como el de antepresupuestos y presupuestos de obra, que normalmente se realizan después del proyecto arquitectónico, obteniendo el costo estimado en función de las soluciones estructurales que tal vez no sean las más económicas.

Se ha generalizado la construcción de estructuras para edificios a base de Concreto Reforzado. Este material tiene grandes ventajas entre las cuales podemos enumerar su bajo costo, la facilidad de ejecución por medio de mano de obra no especializada y la gran versatilidad que presenta para adoptar las más diversas formas mediante el empleo adecuado de cimbras de madera, metálicas u otros materiales; pero a su vez, presenta graves inconvenientes, sobre todo en la ejecución de estructuras de gran altura o proyectadas para soportar grandes cargas, debido a su alto peso volumétrico y a la necesidad de utilizar mezclas científicamente diseñadas para obtener concretos de alta resistencia y reducir así, las secciones resultantes para diferentes miembros de la estructura.

Por otra parte, el Acero como elemento constructivo

permite algo difícil de lograr en otros materiales; posibilidad de ampliación en múltiples direcciones (vertical y horizontalmente), el máximo aprovechamiento del Área de la planta al proporcionarnos una resistencia similar a la de una Solución Estructural de Concreto Reforzado de mayores dimensiones que la fabricada con Acero.

La relación Resistencia-Peso elevada, la recuperación mecánica y su valor de salvamento, hacen de una estructura metálica una inversión siempre recuperable. Para realizarla no hay que romper, colar o ahogar, sólo hay que atornillar, remachar o soldar, permitiendo ésto, iniciar la primera etapa de construcción de Elementos Estructurales en serie debidamente controlados en el taller.

Es labor del Ingeniero recomendar el uso de materiales y tipos de estructuras que mejor se adapten a las condiciones que se consideren. El que la estructura sea de Madera, Acero, Concreto Reforzado, Aleaciones de Aluminio, Plásticos, Tabiques y otros materiales se determinará en todo caso por el costo de construcción, de mantenimiento, facilidad de obtener materiales y apariencia.

Debido a estas razones, en el presente trabajo se realizará una investigación que permita conocer el costo aproximado de una Solución Estructural en función directa de su Resistencia, determinando la Relación Costo-Resistencia en los Elementos Estructurales más comunes de Acero y Concreto Reforzado, encontrando así, la solución más económica.

CAPITULO I

ALCANCES Y LIMITACIONES.

ALCANCES Y LIMITACIONES

Dentro del análisis y diseño de estructuras, ya sean metálicas o de concreto reforzado, existe un sin fin de soluciones similares para un problema específico, haciendo variar nuestro costo total dependiendo del tipo de material utilizado para su fabricación. Con el fin de analizar las diferentes proposiciones que se pueden tener en una estructura de concreto reforzado, acero o mixta, es preciso determinar los parámetros de trabajo en función de las dimensiones posibles de la estructura.

Debido a los cambios en el Reglamento de Construcción del Departamento del Distrito Federal del 3 de Julio de 1987, fué necesario hacer las consideraciones correspondientes al Capítulo V, Artículo 199; donde se presentan las nuevas especificaciones para Cargas Vivas y los valores que deben ser utilizados dependiendo del destino o uso del entripiso o cubierta encontrando los siguientes datos:

DESTINO O USO	Ua (kg/cm ²)	TIPO
• Cubiertas con pendiente < 5%	100	(1)
• Hoteles, Hospitales, Casas, etc.	170	(2)
• Oficinas, Despachos y Estacionamientos.	250	(3)
• Aulas, Templos, etc.	350	(4)

Para el caso específico de nuestro análisis se propondrán soluciones generales para cada elemento y tipo de material, tomando como base el dimensionamiento más común de una

estructura de hasta 4 niveles o de una nave industrial. Así, para tableros de cubierta y entrepiso se consideraran claros desde 3 hasta 6 metros de longitud, logrando 21 combinaciones y dando solución a: Losas Macizas en Cubierta y Entrepiso y, Losas Aligeradas en Cubierta y Entrepiso; obteniendo con esto, el peso por unidad de superficie.

En la Tabla 1.1. se presenta el Análisis de Cargas en Tableros para estas 21 combinaciones y cada tipo de Carga Viva señalada por el Reglamento de Construcción del Departamento del D. F. encontrando un resumen de fácil aplicación, ya que, conociendo las dimensiones de un tablero (s, L) obtenemos el peralte o el ancho de la nervadura de una Losa Maciza o una Losa Aligerada respectivamente (columnas P y N). Ya localizado nuestro caso específico procederemos a buscar que tipo de Carga Viva tendrá el tablero (1, 2, 3, 6 A) y en las dos columnas de la derecha encontraremos el valor de la carga para Losas Macizas o Aligeradas, según el caso.

Como podemos observar esta tabla nos presenta las Descargas para un total de 168 tipos de tableros diferentes.

Elementos que intervienen en el Análisis de Cargas:

- Losa en Cubierta; Losa, Yeso, Relleno, Enladrillado y Carga Viva.
- Losa de Entrepiso; Losa, Yeso, Piso y Carga Viva.
- Muros Ligeros y Pesados.

Posteriormente se obtuvieron las Descargas lineales en

ANÁLISIS DE CARGAS EN TABLEROS.
CARGAS VIVAS SEGUN REGLAMENTO DE CONSTRUCCION D. D. F.

DIMENSIONES				CARGA VIVA (1)	LOSAS		CARGA VIVA (2)	LOSAS		CARGA VIVA (3)	LOSAS		CARGA VIVA (4)	LOSAS	
P	L	P	M		LAC	LAE		LNE	LAE		LNE	LAE		LNE	LAE
3.00	3.00	1	1	100	577.00	817.00	170	533.00	773.00	250	613.00	853.00	350	713.00	953.00
3.00	4.00	1	1	100	583.00	823.00	170	533.00	773.00	250	613.00	853.00	350	713.00	953.00
3.00	5.00	1	1	100	590.00	830.00	170	533.00	773.00	250	613.00	853.00	350	713.00	953.00
3.00	6.00	1	1	100	597.00	837.00	170	533.00	773.00	250	613.00	853.00	350	713.00	953.00
3.00	7.00	2	1	100	724.00	844.00	170	653.00	773.00	250	733.00	853.00	350	833.00	953.00
3.00	8.00	2	1	100	731.00	851.00	170	653.00	773.00	250	733.00	853.00	350	833.00	953.00
4.00	4.00	1	1	100	589.00	829.00	170	533.00	773.00	250	613.00	853.00	350	713.00	953.00
4.00	5.00	2	1	100	594.00	834.00	170	653.00	773.00	250	733.00	853.00	350	833.00	953.00
4.00	6.00	2	1	100	721.00	841.00	170	653.00	773.00	250	733.00	853.00	350	833.00	953.00
4.00	7.00	2	1	100	727.00	847.00	170	653.00	773.00	250	733.00	853.00	350	833.00	953.00
4.00	8.00	2	1	100	735.00	855.00	170	653.00	773.00	250	733.00	853.00	350	833.00	953.00
5.00	5.00	2	1	100	720.00	840.00	170	653.00	773.00	250	733.00	853.00	350	833.00	953.00
5.00	6.00	2	1	100	725.00	845.00	170	653.00	773.00	250	733.00	853.00	350	833.00	953.00
5.00	7.00	2	1	100	732.00	852.00	170	653.00	773.00	250	733.00	853.00	350	833.00	953.00
5.00	8.00	2	1	100	738.00	858.00	170	653.00	773.00	250	733.00	853.00	350	833.00	953.00
6.00	6.00	2	1	100	731.00	851.00	170	653.00	773.00	250	733.00	853.00	350	833.00	953.00
6.00	7.00	2	1	100	737.00	857.00	170	653.00	773.00	250	733.00	853.00	350	833.00	953.00
6.00	8.00	3	2	100	863.00	905.00	170	773.00	815.00	250	853.00	895.00	350	953.00	995.00
7.00	7.00	3	2	100	862.00	904.00	170	773.00	815.00	250	853.00	895.00	350	953.00	995.00
7.00	8.00	3	2	100	868.00	910.00	170	773.00	815.00	250	853.00	895.00	350	953.00	995.00
8.00	8.00	3	2	100	874.00	915.00	170	773.00	815.00	250	853.00	895.00	350	953.00	995.00

LAC

NOTAS:

DIMENSIONES

P LADO CORTO
L LADO LARGO
P PERALTE DE LOSA (1=10; 2=15; 3=20)
M HERRAJERIA (1=10; 2=15)

TABLA 1.1.

CARGAS VIVAS

(1) CUBIERTAS CON PENDIENTE + 5 %
(2) HOTELES, HOSPITALES, CASAS, ETC.
(3) OFICINAS, DESPACHOS, ESTACIONAMIENTOS.
(4) MURAS, TEMPLOS, ETC.

LOSAS

LAC LOSA MACIZA EN CUBIERTA
LAE LOSA ALIGERADA EN CUBIERTA
LNE LOSA MACIZA DE ENTREPISO
LAE LOSA ALIGERADA DE ENTREPISO

tableros para cada tipo de losa y sus combinaciones utilizando las siguientes fórmulas:

LADO CORTO

$$a) \text{ Cortante (V) = (W s) / 4}$$

$$b) \text{ Flexión (F) = (W s) / 3}$$

LADO LARGO

$$a) \text{ Cortante (V) = [(W s) / 4] (2 - m)}$$

$$b) \text{ Flexión (F) = [(W s) / 3] [(3 - m^2) / 2]}$$

donde:

W = Carga por m².

s = Dimensión del Lado Corto.

L = Dimensión del Lado Largo

m = (s / L)

En la Tabla 1.2. se presentan las Descargas en Tableros para Losas Macizas en Cubierta y Carga Viva tipo 1, de igual forma se calcularon las Descargas para los otros siete tipos de Losas, (no se anexan las Tablas).

Tomando como base las Cargas Vivas uniformes que no sean mayores de tres veces la Carga Muerta y en claros de longitud igual, el Reglamento de Construcción del ACI ha establecido por análisis, determinados coeficientes razonables para los Momentos Aproximados en los Apoyos y Centro de Claro.

DESCARGAS EN TALLERES
 LOSA MACIZA EN CUEIERTA
 CARGA VIVA (1)

8

DIMENSIONES				(M)	M	LADO CORTO		LADO LARGO	
s	L	P	N	LMC	(s/L)	V	F	V	F
3.00	3.00	1	1	577.00	1.00	432.75	577.00	432.75	577.00
3.00	4.00	1	1	582.00	.75	437.25	582.00	546.56	710.53
3.00	5.00	1	1	599.00	.60	442.50	590.00	619.50	778.89
3.00	6.00	1	1	597.00	.50	447.75	597.00	671.63	820.86
3.00	7.00	2	1	724.00	.43	543.00	724.00	853.29	1,019.51
3.00	8.00	2	1	731.00	.38	548.25	731.00	890.91	1,045.10
4.00	4.00	1	1	568.00	1.00	568.00	784.00	568.00	784.00
4.00	5.00	2	1	594.00	.80	594.00	792.00	712.80	934.56
4.00	6.00	2	1	721.00	.67	721.00	961.33	961.33	1,228.37
4.00	7.00	2	1	727.00	.57	727.00	969.33	1,038.57	1,295.74
4.00	8.00	2	1	735.00	.50	735.00	980.00	1,102.50	1,347.50
5.00	5.00	2	1	720.00	1.00	900.00	1,200.00	900.00	1,200.00
5.00	6.00	2	1	725.00	.83	906.25	1,208.33	1,057.29	1,392.94
5.00	7.00	2	1	732.00	.71	915.00	1,220.00	1,176.43	1,518.78
5.00	8.00	2	1	738.00	.63	922.50	1,230.00	1,268.44	1,604.77
6.00	6.00	2	1	731.00	1.00	1,096.50	1,462.00	1,096.50	1,462.00
6.00	7.00	2	1	737.00	.86	1,105.50	1,474.00	1,263.43	1,669.57
6.00	8.00	3	2	863.00	.75	1,294.50	1,726.00	1,618.13	2,103.56
7.00	7.00	3	2	862.00	1.00	1,508.50	2,011.33	1,508.50	2,011.33
7.00	8.00	3	2	868.00	.88	1,519.00	2,025.33	1,708.88	2,262.88
8.00	8.00	3	2	874.00	1.00	1,748.00	2,320.67	1,748.00	2,320.67

DTLNC1

NOTAS:

TABLA 1.2.

DIRENSIONES

DESCARGAS

s LADO CORTO
 L LADO LARGO
 P PERALTE DE LOSA (1=10; 2=15; 3=20)
 N NERVADURA (1=10 ; 2=15)

V CONSTANTE
 F FLEXION

Coefficientes para Valores Aproximados:

$$M (+) = 1 / 14$$

$$M (-) = 1 / 11$$

Después de valuar los pesos máximo y mínimo lineales de los diferentes tipos de muros que pueden existir en una construcción y considerando el peso propio de la trabe, que debe dar solución a la sollicitación propuesta, se calcularon las Descargas en los 168 tipos de Losas. -Sólo se anexan las Tablas 1.3. a 1.6. de Losas Macizas en Cubierta con Carga Viva tipo 1; las restantes se calcularon con un proceso similar-.

Se puede concluir que este procedimiento nos proporcionó un gran número de resultados, forzándonos a realizar una nueva selección de los valores de Momentos Actuantes Aproximados, para tener un punto de partida dentro del diseño de los elementos que sean solución estructural en los parámetros establecidos. (Valores mínimo y máximo de las Descargas en Tableros de igual longitud para cada tipo de Losa y Carga Viva), Tablas 1.3. a 1.6..

Con estos nuevos valores y con las fórmulas de Momentos Aproximados, aplicando los coeficientes del Reglamento del ACI, se encontraron los Momentos Positivos y Negativos que delimitan finalmente el parámetro de nuestra investigación. Ver Tablas 1.7. a 1.12..

TABLEROS V L	CARGO 10010				CARGO 10000				CARGO 10010				CARGO 10000						
	V	F	F	F	TOTAL V F	V	F	F	F	TOTAL V F	V	F	F	F	TOTAL V F	V	F	F	F
1.00 1.00	42	57			100	341	68	42	57	100	341	68	42	57	64,423.71	-56,402.00	64,423.71	-56,402.00	-56,402.00
	1	120			65	80			1	120			65	80	22,667.14	-20,179.70	22,667.14	-20,179.70	-20,179.70
	1	145			70	80			1	145			70	80	34,442.86	-30,442.86	34,442.86	-30,442.86	-30,442.86
					974	1,262				974	1,262			61,138.57	-55,524.50	61,138.57	-55,524.50	-55,524.50	
					1,200	1,260				1,200	1,260			34,100.00	-31,000.00	34,100.00	-31,000.00	-31,000.00	
					1,120	1,070				1,120	1,070			61,723.71	-56,723.71	61,723.71	-56,723.71	-56,723.71	
1.00 1.00	42	50			100	340	65	50	71	100	340	65	50	64,471.43	-56,724.50	64,471.43	-56,724.50	-56,724.50	
	1	120			64	80			1	120			64	80	22,667.14	-20,179.70	22,667.14	-20,179.70	-20,179.70
	1	145			70	80			1	145			70	80	34,442.86	-30,442.86	34,442.86	-30,442.86	-30,442.86
					981	1,270				981	1,270			61,996.00	-57,224.50	61,996.00	-57,224.50	-57,224.50	
					1,197	1,260				1,197	1,260			34,074.03	-30,800.00	34,074.03	-30,800.00	-30,800.00	
					1,100	1,070				1,100	1,070			62,997.14	-57,723.71	62,997.14	-57,723.71	-57,723.71	
1.00 1.00	44	50			100	351	65	50	79	100	350	65	50	64,471.43	-57,100.00	64,471.43	-57,100.00	-57,100.00	
	1	120			65	80			1	120			65	80	22,667.14	-20,179.70	22,667.14	-20,179.70	-20,179.70
	1	145			70	80			1	145			70	80	34,442.86	-30,442.86	34,442.86	-30,442.86	-30,442.86
					981	1,260				981	1,260			61,996.00	-57,280.00	61,996.00	-57,280.00	-57,280.00	
					1,127	1,412				1,127	1,412			34,174.03	-31,174.03	34,174.03	-31,174.03	-31,174.03	
					1,100	1,070				1,100	1,070			62,471.43	-58,000.00	62,471.43	-58,000.00	-58,000.00	
1.00 1.00	44	57			100	350	67	57	67	100	350	67	57	64,471.43	-57,400.00	64,471.43	-57,400.00	-57,400.00	
	1	120			65	80			1	120			65	80	22,667.14	-20,179.70	22,667.14	-20,179.70	-20,179.70
	1	145			70	80			1	145			70	80	34,442.86	-30,442.86	34,442.86	-30,442.86	-30,442.86
					986	1,270				986	1,270			62,166.00	-57,570.00	62,166.00	-57,570.00	-57,570.00	
					1,120	1,260				1,120	1,260			34,174.03	-31,174.03	34,174.03	-31,174.03	-31,174.03	
					1,100	1,070				1,100	1,070			62,300.00	-57,723.71	62,300.00	-57,723.71	-57,723.71	
1.00 1.00	44	70			100	451	65	70	100	450	65	70	64,471.43	-58,400.00	64,471.43	-58,400.00	-58,400.00		
	1	120			65	80			1	120			65	80	22,667.14	-20,179.70	22,667.14	-20,179.70	-20,179.70
	1	145			70	80			1	145			70	80	34,442.86	-30,442.86	34,442.86	-30,442.86	-30,442.86
					1,100	1,260				1,100	1,260			61,996.00	-57,570.00	61,996.00	-57,570.00	-57,570.00	
					1,210	1,360				1,210	1,360			34,074.03	-30,800.00	34,074.03	-30,800.00	-30,800.00	
					1,100	1,070				1,100	1,070			62,400.00	-57,723.71	62,400.00	-57,723.71	-57,723.71	
1.00 1.00	50	71			100	450	65	71	100	450	65	71	64,471.43	-58,000.00	64,471.43	-58,000.00	-58,000.00		
	1	120			65	80			1	120			65	80	22,667.14	-20,179.70	22,667.14	-20,179.70	-20,179.70
	1	145			70	80			1	145			70	80	34,442.86	-30,442.86	34,442.86	-30,442.86	-30,442.86
					985	1,260				985	1,260			61,996.00	-57,570.00	61,996.00	-57,570.00	-57,570.00	
					1,210	1,360				1,210	1,360			34,074.03	-30,800.00	34,074.03	-30,800.00	-30,800.00	
					1,100	1,070				1,100	1,070			62,400.00	-57,723.71	62,400.00	-57,723.71	-57,723.71	

ANALYSIS OF DISCOUNT IN TABLED

WARRANT ASSOCIATED

18-20

TABLE NO				LEAD COST				LEAD LABOR				LEAD COST				LEAD LABOR			
TABLE NO		Y		F		TOTAL		Y		F		TOTAL		Y		F		TOTAL	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
4.00	4.00	300	704			172	700	976	300	704			172	700	976	111,542.00	-161,962.00	111,542.00	-161,962.00
		1	120			1,170	1,100		1	120			1,170	1,100		123,714.20	-168,968.00	123,714.20	-168,968.00
		1	140			1,140	1,141		1	140			1,140	1,141		120,800.00	-162,962.00	120,800.00	-162,962.00
							1,260	1,180					1,260	1,180		201,142.00	-236,900.00	201,142.00	-236,900.00
		1	120			1,497	1,080		1	120			1,497	1,080		215,214.20	-274,958.00	215,214.20	-274,958.00
		1	140			1,222	1,123		1	140			1,222	1,123		179,890.00	-230,960.00	179,890.00	-230,960.00
4.00	5.00	300	712			182	700	980	311	712			182	700	980	111,127.14	-163,127.12	111,127.14	-163,127.12
		1	120			1,110	1,100		1	120			1,110	1,100		126,620.57	-161,620.00	126,620.57	-161,620.00
		1	140			1,110	1,100		1	140			1,110	1,100		171,214.20	-162,127.12	171,214.20	-162,127.12
							1,280	1,170					1,280	1,170		207,914.41	-230,214.41	207,914.41	-230,214.41
		1	120			1,304	1,100		1	120			1,304	1,100		217,142.00	-273,968.00	217,142.00	-273,968.00
		1	140			1,260	1,141		1	140			1,260	1,141		171,800.00	-232,214.12	171,800.00	-232,214.12
4.00	6.00	721	941			192	910	1,132	741	920			192	910	1,132	121,974.41	-167,717.00	121,974.41	-167,717.00
		1	120			1,177	1,177		1	120			1,177	1,177		105,960.00	-160,717.00	105,960.00	-160,717.00
		1	140			1,170	1,170		1	140			1,170	1,170		120,800.00	-171,717.00	120,800.00	-171,717.00
							1,450	1,110					1,450	1,110		201,474.41	-232,434.00	201,474.41	-232,434.00
		1	120			1,750	1,131		1	120			1,750	1,131		221,142.00	-276,434.00	221,142.00	-276,434.00
		1	140			1,290	1,130		1	140			1,290	1,130		160,214.41	-231,717.00	160,214.41	-231,717.00
4.00	7.00	127	940			192	910	1,141	1,120	1,200			192	910	1,141	122,717.11	-168,971.12	122,717.11	-168,971.12
		1	120			1,082	1,130		1	120			1,082	1,130		106,970.00	-160,971.12	106,970.00	-160,971.12
		1	140			1,080	1,120		1	140			1,080	1,120		111,800.00	-167,971.12	111,800.00	-167,971.12
							1,640	1,131					1,640	1,131		202,974.40	-238,942.24	202,974.40	-238,942.24
		1	120			1,770	1,130		1	120			1,770	1,130		227,971.11	-277,971.12	227,971.11	-277,971.12
		1	140			1,011	1,120		1	140			1,011	1,120		170,214.00	-232,971.12	170,214.00	-232,971.12
4.00	8.00	720	940			192	917	1,172	1,113	1,200			192	917	1,172	121,967.00	-170,972.12	121,967.00	-170,972.12
		1	120			1,082	1,170		1	120			1,082	1,170		108,114.20	-160,960.00	108,114.20	-160,960.00
		1	140			1,082	1,117		1	140			1,082	1,117		107,800.00	-160,972.12	107,800.00	-160,972.12
							1,662	1,112					1,662	1,112		209,717.00	-231,942.24	209,717.00	-231,942.24
		1	120			1,760	1,170		1	120			1,760	1,170		240,214.20	-277,960.00	240,214.20	-277,960.00
		1	140			1,077	1,117		1	140			1,077	1,117		164,940.00	-227,971.12	164,940.00	-227,971.12

TABLE 1.4.

TABLA 1	A	L	LABO COSTA				LABO LAHO				LABO COSTA				LABO LAHO			
			RUBO		TOTAL		RUBO		TOTAL		RUBO		TOTAL		RUBO		TOTAL	
			Y	F	Y	F	Y	F	Y	F	Y	F	Y	F	Y	F	Y	F
6.00	1.00	1,977	1,642	422	1,229	1,894	1,977	1,642	422	1,229	1,894	467,428.27	-615,854.25	467,428.27	-615,854.25	467,428.27	-615,854.25	
		1	120	1,422	2,010	1	120	1,422	2,010	1	120	218,914.29	-660,424.26	218,914.29	-660,424.26	218,914.29	-660,424.26	
		1	165	1,639	2,499	1	165	1,639	2,499	1	165	229,977.14	-675,824.23	229,977.14	-675,824.23	229,977.14	-675,824.23	
				2,625	3,726			2,625	3,726			862,971.42	-1,798,327.27	862,971.42	-1,798,327.27	862,971.42	-1,798,327.27	
		1	120	2,799	3,889	1	120	2,799	3,889	1	120	894,827.14	-1,728,958.29	894,827.14	-1,728,958.29	894,827.14	-1,728,958.29	
		1	165	2,799	3,521	1	165	2,799	3,521	1	165	928,438.28	-1,121,227.27	928,438.28	-1,121,227.27	928,438.28	-1,121,227.27	
6.00	1.70	1,120	1,474	422	1,228	1,926	1,262	1,474	422	1,228	1,854	2,720	67,179.00	-449,424.24	67,179.00	-449,424.24	67,179.00	-449,424.24
		1	120	1,062	2,020	1	120	1,062	2,020	1	120	719,206.00	-9,427.22	719,206.00	-9,427.22	719,206.00	-9,427.22	
		1	165	1,701	2,671	1	165	1,701	2,671	1	165	729,826.26	-922,826.26	729,826.26	-922,826.26	729,826.26	-922,826.26	
				2,641	2,880			2,641	2,880			1,181,800.00	-1,268,426.28	1,181,800.00	-1,268,426.28	1,181,800.00	-1,268,426.28	
		1	120	2,767	2,564	1	120	2,767	2,564	1	120	1,228,468.28	-1,268,972.22	1,228,468.28	-1,268,972.22	1,228,468.28	-1,268,972.22	
		1	165	2,688	2,543	1	165	2,688	2,543	1	165	1,290,736.28	-1,179,126.26	1,290,736.28	-1,179,126.26	1,290,736.28	-1,179,126.26	
6.00	6.30	1,292	1,726	422	1,727	2,120	1,618	2,120	422	1,727	2,120	986,214.29	-1,222,367.64	986,214.29	-1,222,367.64	986,214.29	-1,222,367.64	
		1	120	1,021	2,002	1	120	1,021	2,002	1	120	1,042,214.29	-1,227,769.69	1,042,214.29	-1,227,769.69	1,042,214.29	-1,227,769.69	
		1	165	1,097	2,223	1	165	1,097	2,223	1	165	1,041,962.00	-1,221,362.64	1,041,962.00	-1,221,362.64	1,041,962.00	-1,221,362.64	
				2,621	2,680			2,621	2,680			1,772,242.28	-2,229,781.22	1,772,242.28	-2,229,781.22	1,772,242.28	-2,229,781.22	
		1	120	2,119	4,006	1	120	2,119	4,006	1	120	1,823,228.27	-2,221,927.27	1,823,228.27	-2,221,927.27	1,823,228.27	-2,221,927.27	
		1	165	2,126	4,091	1	165	2,126	4,091	1	165	1,820,771.42	-2,228,781.22	1,820,771.42	-2,228,781.22	1,820,771.42	-2,228,781.22	
7.00	7.00	1,297	2,011	500	2,077	2,299	1,297	2,011	500	2,077	2,299	929,766.67	-1,127,880.00	929,766.67	-1,127,880.00	929,766.67	-1,127,880.00	
		1	120	2,221	2,723	1	120	2,221	2,723	1	120	923,166.67	-1,275,121.21	923,166.67	-1,275,121.21	923,166.67	-1,275,121.21	
		1	165	2,152	2,744	1	165	2,152	2,744	1	165	967,216.67	-1,271,280.00	967,216.67	-1,271,280.00	967,216.67	-1,271,280.00	
				3,669	4,611			3,669	4,611			1,612,722.22	-2,623,862.42	1,612,722.22	-2,623,862.42	1,612,722.22	-2,623,862.42	
		1	120	3,729	4,723	1	120	3,729	4,723	1	120	1,627,122.22	-2,129,978.29	1,627,122.22	-2,129,978.29	1,627,122.22	-2,129,978.29	
		1	165	3,770	4,776	1	165	3,770	4,776	1	165	1,671,622.22	-2,127,422.42	1,671,622.22	-2,127,422.42	1,671,622.22	-2,127,422.42	
7.00	6.00	1,110	2,028	500	2,117	2,611	1,799	2,663	500	2,677	2,611	1,194,666.67	-1,227,666.67	1,194,666.67	-1,227,666.67	1,194,666.67	-1,227,666.67	
		1	120	2,221	2,727	1	120	2,221	2,727	1	120	1,221,222.22	-1,227,626.26	1,221,222.22	-1,227,626.26	1,221,222.22	-1,227,626.26	
		1	165	2,772	2,770	1	165	2,667	2,770	1	165	1,270,666.29	-1,216,666.67	1,270,666.29	-1,216,666.67	1,270,666.29	-1,216,666.67	
				3,620	4,629			3,620	4,629			2,126,222.22	-2,498,666.67	2,126,222.22	-2,498,666.67	2,126,222.22	-2,498,666.67	
		1	120	3,720	4,763	1	120	3,720	4,763	1	120	2,177,219.22	-2,771,666.67	2,177,219.22	-2,771,666.67	2,177,219.22	-2,771,666.67	
		1	165	2,791	4,680	1	165	2,621	4,629	1	165	2,169,661.99	-2,798,666.67	2,169,661.99	-2,798,666.67	2,169,661.99	-2,798,666.67	
8.00	6.30	1,740	2,221	700	2,216	2,899	1,740	2,221	700	2,216	2,899	1,616,222.22	-1,872,666.67	1,616,222.22	-1,872,666.67	1,616,222.22	-1,872,666.67	
		1	120	2,669	2,223	1	120	2,669	2,223	1	120	1,672,219.22	-1,872,666.67	1,672,219.22	-1,872,666.67	1,672,219.22	-1,872,666.67	
		1	165	2,661	2,524	1	165	2,669	2,264	1	165	1,661,661.99	-1,871,666.67	1,661,661.99	-1,871,666.67	1,661,661.99	-1,871,666.67	
				4,224	2,627			4,224	2,627			2,661,99.22	-2,126,666.67	2,661,99.22	-2,126,666.67	2,661,99.22	-2,126,666.67	
		1	120	4,228	2,227	1	120	4,228	2,227	1	120	2,228,666.67	-2,221,666.67	2,228,666.67	-2,221,666.67	2,228,666.67	-2,221,666.67	
		1	165	4,427	2,224	1	165	4,427	2,224	1	165	2,227,666.67	-2,221,666.67	2,227,666.67	-2,221,666.67	2,227,666.67	-2,221,666.67	

MOMENTOS ACTUANTES
MAIROS Y MINIMOS

TRABES L = 3 m				
V	F	M (+)	M (-)	TIPO
kg / m	kg / m	kg - cm	kg - cm	DE LOSA
508	641	41,207	52,445	LNE2
541	685	44,036	56,045	LNC1
568	721	46,350	58,991	LNE3
643	821	52,779	67,173	LNE4
686	881	56,636	72,062	LAE2
721	925	59,464	75,682	LAC1
748	961	61,779	78,627	LAE3
821	1,094	64,543	82,145	LNC1
823	1,061	68,207	86,809	LAE4
908	1,174	75,471	96,055	LNE2
911	1,174	72,257	91,964	LAC1
974	1,262	81,129	103,255	LNC1
1,028	1,334	85,757	109,145	LNE3
1,178	1,534	98,614	125,509	LNE4
1,268	1,654	106,329	135,527	LAE2
1,334	1,742	111,986	142,527	LAC1
1,370	1,735	111,536	141,955	LNC1
1,378	1,541	99,064	126,082	LNE2
1,388	1,614	110,614	140,418	LAE3
1,438	1,621	104,207	132,627	LNE3
1,468	1,661	106,779	135,906	LAE2
1,513	1,721	110,636	140,809	LNE4
1,522	1,741	111,921	142,445	LNE3
1,538	2,014	129,471	164,782	LAE4
1,550	1,975	126,964	161,591	LAC1
1,603	1,841	118,353	150,627	LAE4
1,668	2,194	141,043	179,509	LNE2
1,988	2,354	151,329	192,600	LNE3
2,048	2,434	156,471	199,145	LAE2
2,136	2,554	164,186	208,964	LNE4
2,168	2,594	166,757	212,236	LAE3
2,316	2,794	179,614	228,600	LAE4

• Ver nomenclatura de TIPO DE LOSA en TABLA 1.1.

TABLA 1.7.

MOENTOS ACTUALES
MAXIMOS Y MINIMOS

TABLAS L = 4 m				
V kg / m	F kg / m	M (+) Kg - cm	M (-) Kg - cm	TIPO DE LOSA
652	642	96,229	122,473	LINE2
736	903	163,200	131,345	LINE1
767	939	107,314	136,582	LINE3
860	1,061	121,257	154,327	LINE4
917	1,134	129,600	164,945	LINE2
964	1,195	136,571	173,818	LINE1
992	1,232	140,800	179,200	LINE3
1,085	1,353	154,629	196,806	LINE4
1,092	1,337	152,800	194,473	LINE1
1,191	1,491	170,400	216,873	LINE2
1,212	1,497	171,066	217,745	LINE1
1,265	1,613	184,343	224,618	LINE1
1,341	1,686	192,486	245,236	LINE3
1,329	1,930	220,571	280,727	LINE4
1,425	1,843	210,629	248,073	LINE2
1,441	2,076	237,257	301,964	LINE2
1,705	1,949	222,743	283,691	LINE3
1,735	2,198	251,200	319,709	LINE1
1,745	2,003	228,914	291,345	LINE2
1,791	2,271	259,343	330,327	LINE3
1,825	2,109	241,029	306,764	LINE3
1,827	2,317	264,800	337,018	LINE1
1,850	2,063	236,057	302,982	LINE4
1,925	2,243	256,343	326,255	LINE4
1,979	2,515	297,429	365,816	LINE4
2,067	2,637	301,371	383,564	LINE1
2,278	2,713	310,057	394,618	LINE2
2,439	2,927	334,314	425,745	LINE3
2,516	3,033	346,629	441,164	LINE2
2,636	3,193	364,914	464,436	LINE4
2,678	3,247	371,066	472,291	LINE3
2,678	3,513	401,466	510,962	LINE4

* Ver nomenclatura de TIPO DE LOSA en TABLA 1.1.

TABLA 1.B.

MOMENTOS ACTUARIOS
MÁXIMOS Y MÍNIMOS

TRABES L = 5 m				
V	F	M (+)	M (-)	TIPO
kg / m	kg / m	kg - cm	kg - cm	DE LOSA
866	1,004	179,286	226,182	LPE2
920	1,079	192,679	245,227	LPC1
944	1,109	198,036	252,045	LPE3
1,049	1,241	221,607	282,045	LPE4
1,112	1,320	235,714	300,000	LAE2
1,172	1,396	249,286	317,273	LAC1
1,196	1,426	254,643	324,091	LAE3
1,301	1,558	278,214	354,091	LAE4
1,368	1,695	302,679	385,227	LPC1
1,419	1,767	304,821	387,955	LPE1
1,538	1,895	338,393	430,682	LAC1
1,539	1,858	331,786	422,273	LPC1
1,587	1,918	342,500	435,969	LPE3
1,797	2,182	389,643	495,909	LPE4
1,896	2,168	387,143	492,727	LPE2
1,923	2,341	418,036	532,045	LAE2
1,996	2,302	411,071	523,182	LPE2
2,043	2,491	444,821	566,136	LAC1
2,046	2,368	422,857	538,182	LAE2
2,091	2,527	455,714	580,000	LAE3
2,121	2,468	440,714	560,909	LPE4
2,146	2,502	446,786	566,636	LAE3
2,271	2,668	476,429	606,364	LAE4
2,301	2,816	502,857	640,000	LAE4
2,310	2,925	522,321	664,775	LPC1
2,610	3,325	595,750	755,682	LAC1
2,713	3,257	581,607	740,227	LPE2
2,913	3,523	629,107	800,682	LPE3
3,013	3,657	653,036	831,136	LAE2
3,163	3,857	688,750	878,591	LPE4
3,213	3,923	700,536	891,591	LAE3
3,463	4,257	760,179	967,500	LAE4

* Ver nomenclatura de TIPO DE LOSA en TABLA 1.1.

MOMENTOS ACTUANTES
MAXIMOS Y MINIMOS

TRAZOS L = 6 m				
V kg / m	F kg / m	M (+) kg - cm	M (-) kg - cm	TIPO DE LOSA
1,032	1,165	299,571	381,273	LNE2
1,104	1,253	322,200	410,073	LNE1
1,122	1,275	327,857	417,273	LNE3
1,224	1,412	363,086	462,109	LNE4
1,302	1,495	384,429	489,273	LNE2
1,374	1,583	407,057	518,073	LNE1
1,392	1,605	412,714	525,273	LNE3
1,504	1,742	447,943	570,109	LNE4
1,621	1,898	488,057	621,164	LNE2
1,775	2,074	533,314	678,764	LNE1
1,811	2,116	544,629	693,164	LNE3
1,892	2,323	597,343	760,235	LNE1
1,955	2,407	618,943	787,745	LNE1
2,036	2,393	615,343	783,164	LNE4
2,171	2,558	657,771	837,164	LNE2
2,315	2,734	703,029	894,764	LNE1
2,351	2,778	714,343	909,164	LNE3
2,373	2,758	709,200	902,618	LNE2
2,435	2,842	730,800	930,109	LNE2
2,492	2,918	750,343	954,982	LNE3
2,535	3,002	771,943	982,473	LNE3
2,576	3,053	785,057	995,164	LNE4
2,642	3,118	801,771	1,020,436	LNE4
2,705	3,202	823,371	1,047,927	LNE4
3,186	4,049	1,041,171	1,325,127	LNE1
3,312	4,217	1,084,371	1,380,109	LNE1
3,531	4,504	1,108,743	1,408,382	LNE2
3,657	4,472	1,149,943	1,463,564	LNE2
3,771	4,624	1,189,029	1,513,509	LNE3
3,897	4,792	1,222,229	1,566,291	LNE3
4,071	5,024	1,291,886	1,644,218	LNE4
4,192	5,192	1,335,086	1,699,260	LNE4

* Ver nomenclatura de TIPO DE LOSA en TABLA 1.1.

TABLA 1.10.

MOENTOS ACTUANTES
MAYORES Y MENORES

TABLA L = 7 m				
V kg / e	F kg / e	M (+) kg - ca	M (-) kg - ca	TIPO DE LOSA
1,356	1,506	527,800	671,745	UNE2
1,441	1,608	562,800	716,291	LPC1
1,452	1,620	567,000	721,636	UNE3
1,499	1,677	586,950	747,027	GRE2
1,570	1,761	616,350	784,445	UNE4
1,583	1,776	621,600	791,127	LAC1
1,593	1,789	626,150	796,918	LAC3
1,771	1,930	675,900	859,727	LAE4
2,127	2,427	849,450	1,061,116	UNE2
2,272	2,778	972,500	1,237,473	LPC1
2,295	2,627	919,450	1,170,209	LPC1
2,316	2,652	926,200	1,181,345	UNE3
2,346	2,876	1,006,600	1,251,127	LAC1
2,410	2,765	967,750	1,221,662	LAE2
2,552	2,934	1,026,900	1,266,964	UNE4
2,577	2,965	1,037,750	1,256,773	LAC1
2,599	2,990	1,046,500	1,231,909	LAC3
2,721	3,172	1,110,200	1,412,982	UNE2
2,794	3,270	1,144,500	1,456,636	UNE2
2,834	3,272	1,145,200	1,457,527	LAE4
2,861	3,358	1,175,500	1,475,836	UNE3
2,934	3,456	1,209,600	1,536,491	LAC3
3,036	3,592	1,257,200	1,600,073	UNE4
3,109	3,690	1,291,500	1,645,727	LAE4
3,791	4,604	1,681,430	2,125,964	LPC1
3,928	5,000	1,750,600	2,227,273	LAC1
4,074	4,975	1,741,250	2,216,136	UNE2
4,221	5,171	1,809,850	2,303,445	LAE2
4,354	5,349	1,872,150	2,382,736	UNE3
4,501	5,545	1,940,750	2,470,045	LAC3
4,702	5,815	2,035,250	2,570,318	LAE4
4,851	6,011	2,103,850	2,677,627	LAE4

* Ver nomenclatura de TIPO DE LOSA en TABLA 1.1.

TABLA 1.11.

MOMENTOS ACTUANTES
MAYORES Y MENORES

TRABES L = 8.0				
V	F	M (+)	M (-)	TIPO
Kg / m	kg / o	Kg - cm	Kg - cm	DE LOSA
1,564	1,702	778,057	990,255	LME2
1,659	1,813	828,800	1,054,836	LNC1
1,661	1,816	830,171	1,056,582	LME3
1,710	1,873	856,229	1,089,745	LAE2
1,783	1,939	895,543	1,139,782	LNE4
1,805	1,965	907,429	1,154,909	LAC1
1,808	1,968	908,800	1,156,655	LAE3
1,929	2,103	961,371	1,223,564	LAE4
2,360	2,635	1,204,371	1,533,091	LME2
2,350	2,630	1,306,314	1,642,836	LNC1
2,355	2,664	1,309,257	1,666,327	LME3
2,652	2,978	1,361,371	1,732,655	LAE2
2,681	3,264	1,492,114	1,899,055	LNC1
2,763	3,373	1,541,943	1,962,473	LAC1
2,798	3,150	1,440,000	1,832,727	LNE4
2,842	3,201	1,463,314	1,862,400	LAC1
2,847	3,207	1,466,057	1,865,891	LAE3
3,091	3,443	1,596,800	2,032,291	LAE4
3,094	3,609	1,649,829	2,099,782	LME2
3,178	3,721	1,701,029	2,164,945	LME2
3,254	3,823	1,747,657	2,224,291	LME3
3,338	3,935	1,796,857	2,289,455	LAE3
3,454	4,069	1,849,257	2,379,055	LNE4
3,536	4,201	1,920,457	2,444,218	LNE4
4,429	5,594	2,557,257	3,254,691	LNC1
4,593	5,813	2,657,371	3,382,109	LAC1
4,640	5,671	2,592,857	3,299,491	LME2
4,808	5,895	2,694,857	3,429,818	LAE2
4,960	6,097	2,787,200	3,547,345	LME3
5,128	6,321	2,889,600	3,677,673	LAE3
5,360	6,651	3,031,314	3,859,036	LNE4
5,528	6,855	3,133,714	3,988,364	LNE4

* Ver nomenclatura de TIPO DE LOSA en TABLA 1.1.

TABLA 1.12.

Valores de Momentos Aproximados:

$$M (+) = (W L^2) / 16$$

$$M (-) = (W L^2) / 11$$

Ahora es necesario conocer el proceso de análisis para cada tipo de solución dependiendo del material a utilizar:

SOLUCIONES METALICAS:

- 1.- Proposición de Perfiles.
- 2.- Costo Unitario del Elemento Estructural.
- 3.- Elementos Mecánicos Resistentes.

SOLUCIONES DE CONCRETO REFORZADO:

- 1.- Proposición de Secciones.
- 2.- Costo Unitario del Elemento Estructural.
- 3.- Elementos Mecánicos Resistentes.

El siguiente paso, es buscar la forma de representar gráficamente una curva, que en función del volumen, peso, dosificación y mano de obra que interviene en la elaboración del elemento estructural, nos indique el Costo Unitario y el Momento Resistente; y en base a estos datos, tendremos la oportunidad de elegir el tipo de solución que nos sea más económica y conveniente.

CAPITULO 2

TRABES METALICAS.

2.1. PROPOSICION DE PERFILES.

Un proceso muy importante en diseño estructural, es la determinación del perfil y de las dimensiones de los miembros individuales de la estructura. Este procedimiento viene precedido de un análisis que nos proporciona el valor del Cortante, Cargas Axiales y Momentos Flexionantes en los miembros. La selección de la sección, generalmente conocido como diseño, se encuentra afectada por muchos factores.

La resistencia es el factor que controla generalmente la selección final de una sección. Los miembros deben ser lo bastante resistentes para dar un factor satisfactorio de seguridad contra falla por todas las cargas posibles -tales como carga muerta, carga viva, impacto, viento y cargas por sismo-. Generalmente se considera la posibilidad de cargas futuras que pueden resultar de la alteración o conversión de una estructura.

La selección elegida no solamente debe ser lo bastante resistente para evitar fallas, sino que también debe ser lo bastante rígida para que una deformación excesiva (deflexión) no destruya el valor funcional de la estructura o llegue a ocasionar fallas del material al que se encuentra unida.

El peso de la sección debe siempre considerarse. Generalmente, una sección más pesada, cuesta más que una ligera. El peso también aumenta la carga muerta, así que los otros miembros de soporte a su vez deben hacerse más pesados. Generalmente es una buena práctica en diseño, elegir la

sección más ligera y más económica que pueda dar todos los requisitos. Si se elige la sección más ligera para cada miembro, la estructura resultante puede contener un número crecido de perfiles y tamaños diferentes de material. Aún cuando los miembros deben ser individualmente los más económicos, colectivamente pueden no ser la solución más económica. Debido a las pequeñas cantidades que se requieren de cada perfil, los costos unitarios pueden elevarse. Los detalles de conexiones serán también de gran variedad y pueden aumentar los costos de fabricación. En tales casos es frecuentemente deseable, limitar el número de perfiles diferentes que se usan cuando algunos miembros pueden ser más resistentes y pesados que lo estrictamente necesario.

El espacio disponible, es algunas veces un factor determinante. La sección elegida frecuentemente debe ajustarse a requisitos arquitectónicos en cuanto al tamaño y claros. La sección debe elegirse de manera que pueda albergar cualquier accesorio o detalle requerido.

Las condiciones de servicio pueden afectar la selección si una estructura está sujeta a influencias corrosivas, erosión, climas extremos o temperaturas poco usuales, por lo que deben diseñarse considerando estas condiciones y su efecto sobre su vida útil. Las especificaciones para estructuras que habrán de trabajar bajo condiciones de servicio severas o que se espera que funcionen por largo tiempo, son generalmente más rígidas que las que se aplican a estructuras de servi-

cio ligero y de vida corta.

La disponibilidad de material, también debe de considerarse; la sección más ligera no es probablemente la más económica, cuando es necesario obtenerla de una gran distancia o si es necesario que los laminadores fabriquen una pequeña cantidad de esa sección para llenar los requisitos que se les piden. La selección algunas veces se encuentra también afectada por la facilidad de manejo, fabricación y montaje, o por el costo de mantenimiento.

Por todas estas razones y principalmente por la disponibilidad que se tiene hoy en día de un número reducido de perfiles estructurales comerciales se ha hecho una clasificación de aquellos que se puedan conseguir en el mercado nacional, obteniendo así, una lista producto de la investigación realizada por el Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C. utilizando los ejemplos más representativos para realizar el análisis encomendado en este trabajo.

PERFILES COMERCIALES

CFS	IFE	IFK	KONTEN	
			PERALTE	CA.164E
2" L	3" L	6" x 4" L	4"	16
3" L	4" L	6" x 4" H	4"	14
6" L	4" P	8" x 4" L	5"	16
6" H	5" L	8" x 4" H	4"	12
6" P	6" L	4" x 4" P	5"	14
8" L	7" L	10" x 4" L	6"	16
8" H		8" x 4" P	4"	10
8" P		10" x 4" H	5"	12
10" L		12" x 8" L	6"	14
10" H		10" x 4" HF	7"	16
10" P		12" x 4" HF	5"	10
12" L		10" x 4" P	7"	16
12" H		12" x 4" HF	6"	16
12" P		12" x 4" F	6"	12
		12" x 2" L	9"	16
		16" x 7" L	8"	14
		12" x 2" H	6"	10
		14" x 8" L	7"	12
		16" x 7" H	9"	14
		12" x 8" F	7"	10
		14" x 8" H	8"	12
		16" x 7" HF	10"	14
		14" x 8" P	9"	12
		16" x 7" P	8"	10
		16" x 8 3/4" L	10"	12
		16" x 8 3/4" H	9"	10
		18" x 6 3/4" F	10"	12
			12"	10

L - LIGERO
H - MEDIANO
HF - MEDIANO-FESADO
P - FESADO

TABLA 2.1.1.

2.2. VALUACION DE SU RESISTENCIA.

El valor del esfuerzo causado por un momento flexionante se encuentra por la expresión :

$$f = M y / I$$

donde:

- f - esfuerzo unitario de flexión (kg/cm²)
- M - momento flexionante en la sección considerada (kg-m o kg-cm).
- y - distancia del eje que pasa por el centro de gravedad de la sección transversal al punto para el cual se desea encontrar f (cm).
- I - momento de inercia (cm⁴) del área transversal con respecto al eje que pasa por el centro de gravedad de la sección (eje perpendicular al plano de cargas).

El desarrollo de esta fórmula se basa en algunas suposiciones:

1. Una sección que es plana, antes de someterse a flexión, permanece plana después de someterse a dicha flexión.
2. El material de la viga no sufre esfuerzos más allá de su límite elástico; por lo tanto, el esfuerzo es proporcional a la deformación.
3. La sección transversal de la viga es simétrica con respecto a un eje en el plano de las cargas.

A. La viga es homogénea y recta.

En una viga sujeta a flexión y corte solamente, los esfuerzos de flexión en el centro de gravedad son cero, puesto que $y = 0$ en la fórmula de flexión. Una línea dibujada, ya sea transversal o longitudinalmente a través de los puntos de esfuerzo flexionante cero, se conoce como el Eje Neutro. Para una viga que tiene todas sus cargas transversales en el mismo plano de simetría y no tiene cargas axiales, el eje neutro y el del centro de gravedad de la sección coinciden. El esfuerzo, en cualquier lado del eje neutro, varía desde cero en el eje neutro, a su intensidad máxima en las fibras extremas (las más exteriores). En un lado del eje neutro el esfuerzo es tensión; en el otro lado compresión. Para vigas con carga axial además de momento, el eje neutro y el centro de gravedad no coinciden.

Si la viga está soportada de manera que pueda existir deflexión en el plano de cargas, pero se encuentra imposibilitada en dirección transversal, es suficiente la fórmula $f = M y / I$ para determinar la sección resistente a la flexión. En las tablas para perfiles usuales, se encuentran habitualmente los valores para la expresión I/c , en la que c es la distancia y del eje neutro a la fibra más alejada. La expresión I/c , se conoce como Módulo de Sección. Y la fórmula de la flexión se transforma en $f = M c / I = M / S$; donde el valor de S que se requiere para resistir el momento flexionante anticipado, es igual a $M / (\text{esfuerzo permisible})$. El valor de S para la sección elegida debe ser por lo menos

igual al obtenido por esta última ecuación. Si es menor, el esfuerzo que se encuentre será mayor que el permisible. (Nótese que, si la sección no es simétrica con respecto al eje neutro, puede existir un módulo de sección para las fibras superiores diferente del correspondiente a las inferiores de la sección).

De la lista escogida anteriormente se hizo un reordenamiento ascendente en función del valor del Módulo de Sección, utilizando la fórmula descrita y conociendo los esfuerzos permisibles: 1518 kg/cm² (Acero Estructural) y 2310 kg/cm² (Perfiles Laminados en Frío, Non-Tén), se obtuvieron los Momentos Máximos Resistentes de cada uno de los perfiles. (Ver Tablas 2.2.3. a 2.2.4.).

MOMENTOS RESISTENTES CFS

PERFIL	PESO kg / m	I cm ⁴	S _x cm ³	M r kg - cm
3" L	12.20	133.20	35.00	57,130
4" L	16.06	316.43	62.26	94,420
6" L	24.49	1,082.23	142.00	215,250
6" M	31.26	1,257.60	165.09	250,470
6" F	38.70	1,440.20	189.60	266,702
8" L	34.22	2,498.60	264.60	401,663
8" M	40.92	2,980.20	293.20	443,073
8" P	55.80	3,627.80	356.60	542,444
10" L	45.32	5,410.80	442.40	671,563
10" M	74.40	7,392.00	556.40	902,335
10" F	89.28	8,574.40	678.40	1,029,611
12" L	61.60	10,736.80	704.60	1,069,583
12" M	74.40	11,987.40	789.80	1,198,916
12" P	89.28	13,485.80	864.80	1,343,124

NOTA: SE CONSIDERÓ UNA SECCIÓN FORMADA POR
CANALES SOLDADOS ESPALDA CON ESPALDA.

TABLA 2.2.1.

MOMENTOS RESISTENTES IFS

PERFIL	PESO kg / m	I cm ⁴	Sx cm ³	R r kg - cm
3° L	8.48	104.10	27.40	41,573
4° L	11.46	249.70	31.70	46,121
4° P	14.14	278.90	49.20	74,686
5° L	14.88	503.60	79.30	120,577
6° L	18.60	907.40	119.00	180,642
7° L	22.70	1,506.80	169.50	257,301

TABELA 2.2.2.

MOMENTOS RESISTENTES IFR

FEFFIL	PESG kg / m	I cm ⁴	Sr cm ³	M r kg - cm
6" x 4" L	12.70	616	83	125,994
6" x 4" N	17.90	903	119	180,642
8" x 4" L	14.90	1,262	127	192,786
8" x 4" N	19.40	1,684	162	245,916
6" x 4" P	23.80	1,319	165	250,470
10" x 4" L	17.10	2,160	172	261,096
8" x 4" P	22.40	1,998	193	292,974
10" x 4" N	22.40	2,864	226	345,068
12" x 4" L	20.90	3,671	243	348,874
10" x 4" MP	25.30	3,405	245	402,270
12" x 4" N	24.63	4,383	266	434,148
10" x 4" F	28.30	4,004	308	467,544
12" x 4" MP	28.30	5,415	350	531,500
12" x 4" P	32.80	6,481	414	628,452
12" x 6" L	59.69	12,907	850	1,290,300
16" x 7" L	53.60	18,576	923	1,401,114
12" x 6" N	67.10	14,600	953	1,446,654
14" x 6" L	64.10	17,856	1,027	1,558,986
16" x 7" N	59.60	21,457	1,025	1,601,490
12" x 6" P	74.50	16,420	1,049	1,609,630
14" x 6" N	71.50	20,183	1,150	1,745,760
16" x 7" MP	67.10	24,274	1,186	1,890,348
14" x 6" P	79.00	22,562	1,275	1,925,450
16" x 7" P	74.50	27,280	1,321	2,006,796
18" x 8 3/4" L	95.40	43,529	1,917	2,910,006
18" x 8 3/4" N	104.30	48,028	2,100	3,187,800
18" x 8 3/4" P	114.70	53,560	2,322	3,524,796

MOMENTOS RESISTENTES MON-TEN

PERFIL	CALIBRE	PESO kg / m	I cm ⁴	Sr cm ²	W r kg - cm
4"	16	2.61	55.21	10.67	25.116
4"	14	3.31	65.09	13.69	31.416
5"	16	2.91	92.45	14.56	35.634
4"	12	4.57	92.18	18.15	41.927
5"	14	3.69	116.10	18.28	42.227
6"	16	3.58	166.50	21.85	50.474
4"	10	5.78	114.38	22.52	52.021
5"	12	5.11	156.19	24.60	56.826
6"	14	4.53	209.02	27.43	63.563
7"	16	4.04	251.23	28.48	65.789
5"	10	6.47	194.62	30.65	70.832
7"	14	5.10	318.17	35.79	82.675
8"	16	4.50	364.66	35.91	82.932
8"	12	6.17	276.93	36.61	84.566
9"	16	4.96	505.05	44.19	102.076
8"	14	5.67	458.63	45.14	104.273
6"	10	7.84	349.47	45.86	105.437
7"	12	7.08	433.37	46.79	112.613
9"	14	6.24	634.98	55.55	129.321
7"	10	9.01	544.78	61.28	141.537
6"	12	7.88	626.99	61.71	142.250
10"	14	6.82	850.22	66.95	154.655
9"	12	8.68	670.54	76.16	175.926
8"	10	10.17	901.37	78.87	182.160
10"	12	9.59	1,163.61	93.20	215.292
9"	10	11.34	1,128.07	98.65	227.574
10"	10	12.37	1,514.78	119.27	275.514
12"	12	10.66	1,620.11	119.43	275.862
12"	10	13.74	2,333.24	153.10	355.661

TABELA 2.2.4.

2.3. COSTO UNITARIO:

La forma general de cuantificar elementos de Acero Estructural es utilizando como unidad básica el peso de la pieza. En base a ésto se generalizó que para todos los casos donde exista una solución con este material deberá obtenerse el costo por metro en función de su peso lineal; por lo cual siempre que se hable de Costo Unitario entenderemos que la unidad de cobro será \$/m.

Después de haber formado una matriz en donde interviene el volumen y el costo de cada uno de los insumos necesarios para Suministrar y Habilitar un kilogramo de Perfil de Acero Estructural o Perfil Laminado (Mon-Tén) y, sumando los volúmenes y rendimientos de términos semejantes, se obtuvieron las ecuaciones 2.3.A. y 2.3.B. que nos proporcionan los Costos Directos de estas actividades y pueden ser fácilmente actualizadas al variar los costos de los materiales e incrementarse los salarios.

$$\begin{aligned} \text{SHAE} = & 0.0241 \text{ S70} + 0.0109 \text{ S60} + 0.007 \text{ P1A} + 0.0158 \text{ OX} + \\ & 0.0035 \text{ GLP} + 1.06 \text{ AE} + 1.06 \text{ FAE} + 0.0187 \text{ OFS} + \\ & 0.0041 \text{ DP} + 0.1028 \text{ AY} + 0.0695 \text{ CHPS} + 0.0187 \text{ CHPC} \\ & + 0.0401 \text{ CHM} \quad (2.3.A.) \end{aligned}$$

Donde cada una de las variables implica su costo en las unidades que a continuación se indican:

SHAE= Suministro y Habilitado de Acero
Estructural

(kg)

S70 = Soldadura E-7018 e = 1/8"	(kg)
S60 = Soldadura E-6010 e = 1/8"	(kg)
PIA = Pintura Anticorrosiva	(lt)
OX = Oxigeno	(m3)
GLP = Gas L. P.	(kg)
AE = Acero Estructural	(kg)
FAE = Flete de Acero Estructural	(kg)
OF5 = Oficial Fierro Soldador	(Jor)
OP = Oficial Pintor	(Jor)
AY = Ayudante	(Jor)
CHPS = Costo Horario Planta para Soldar	(hr)
CHPC = Costo Horario Planta para Corte	(hr)
CHM = Costo Horario Malacate	(hr)

$$\begin{aligned}
 \text{SHMT} = & 0.0109 \text{ S60} + 0.007 \text{ PIA} + 0.002 \text{ SE} + 1.06 \text{ MT} + \\
 & 1.06 \text{ FMT} + 0.0187 \text{ OF5} + 0.0187 \text{ AY} + 0.0041 \text{ OP} + \\
 & 0.05 \text{ CHPS} + 0.0401 \text{ CHM} \dots\dots\dots (2.3.B.)
 \end{aligned}$$

Donde cada una de las variables implica su costo en las unidades que se indican:

SHMT = Suministro y Habilitado de Mon-Tén	(kg)
S60 = Soldadura E-6010 e = 1/8"	(kg)
PIA = Pintura Anticorrosiva	(lt)
SE = Segueta	(pza)
MT = Mon-Tén (Varios Peraltes)	(kg)
FMT = Flete de Mon-Tén (Varios Peraltes)	(kg)

DFS = Oficial Fierrero Soldador	(Jor)
AY = Ayudante	(Jor)
DP = Oficial Pintor	(Jor)
CHPS = Costo Horario Planta para Soldar	(hr)
CHM = Costo Horario Malacate	(hr)

Conocido el peso por metro de cada perfil y sustituyendo el valor del Costo Directo correspondiente, obtenemos el Costo por unidad (lineal) para cada una de las soluciones. Valores que nos ayudaran a encontrar el indice de la Relación Costo-Resistencia.

Se anexan matrices de Costos Directos.

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 11/06/88

REPORTE DE MATRICES

61	BAS011	SUMINISTRO Y HABILITADO ACERO ESTRUCT.	KB	11/06/88	3,433.95		
* REG	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
27	MAT008	SOLDADURA E-7018 ø=1/8"	KB	11/06/88	3,915.00	0.0241	94.35
28	MAT009	SOLDADURA E-6010 ø=1/8"	KB	11/06/88	3,850.00	0.0109	41.97
29	MAT010	PINTURA ANTICORROSIVA	LT	11/06/88	4,500.00	0.0070	45.50
35	MAT016	OXIBENO	MC	11/06/88	5,430.00	0.0158	95.79
36	MAT017	BAS L.P.	KB	11/06/88	1,100.00	0.0083	9.33
33	MAT014	ACERO ESTRUCTURAL A-36	KB	11/06/88	1,305.00	1.0600	1,595.30
34	FTE015	FLETE ACERO ESTRUCTURAL A-36	KB	11/06/88	85.00	1.0600	90.10
6	MO-006	OFICIAL FIERRO ESP. (SOLDADORA)	JOR	11/06/88	11,520.00	0.0182	299.66
2	MO-002	AYUDANTE	JOR	11/06/88	8,715.00	0.0364	317.23
2	MO-002	AYUDANTE	JOR	11/06/88	8,715.00	0.0552	481.07
7	MO-007	OFICIAL PINTOR	JOR	11/06/88	11,140.00	0.0040	44.56
2	MO-002	AYUDANTE	JOR	11/06/88	8,715.00	0.0080	69.72
12	EDM-03	PLANTA PARA SOLDAR	HR	09/06/88	3,749.83	0.0495	240.81
14	EDM-05	EQUIPO PARA CORTE OXI-GAS	HR	11/06/88	1,022.85	0.0167	17.08
13	EDM-04	PALACATE 2 TONS. (INC. PLUMA)	HR	11/06/88	997.28	0.0401	39.99
9	IMO	HERRAMIENTA	%	11/06/88	1,122.24	0.0370	33.67

COSTO DIRECTO TOTAL

3,433.95

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FED: 11/06/88

REPORTE DE MATRICES

62	BAS012	SUPLENISTRO Y HABILITADO NON-TEN	KB	11/06/88	2,056.24			
6	REB	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
37	NAT018	NON-TEN (VARIOS PENALTES)	KB	11/06/88	1,130.44	1.0000	1,220.88	
38	FTED19	PLETE NON-TEN (VARIOS PENALTES)	KB	11/06/88	85.00	1.0000	91.80	
29	NAT010	PINTURA ANTICORROSIVA	LT	11/06/88	6,300.00	0.0070	43.30	
31	NAT012	SEGUETA	PZA	11/06/88	1,700.00	0.0020	3.40	
28	NAT009	SOLDADURA E-6010 9/16"	LB	11/06/88	3,850.00	0.0109	41.97	
6	NO-006	OFICIAL FIJERO ESP. (SOLDADOR)	JOR	11/06/88	11,520.00	0.0182	209.64	
2	NO-002	AYUDANTE	JOR	11/06/88	8,715.00	0.0182	158.61	
7	NO-007	OFICIAL PINTOR	JOR	11/06/88	11,140.00	0.0040	44.56	
12	ESP-03	PLANTA PARA SOLDAR	HR	11/06/88	3,749.83	0.0300	187.49	
13	ESP-04	MALCATE 2 TONS. (INC. PLUMA)	HR	11/06/88	997.28	0.0401	39.99	
9	ZND	HERRAMIENTA	X	11/06/88	412.83	0.0300	12.38	

COSTO DIRECTO TOTAL

2,056.24

OBTENCION DE COSTO UNITARIO

SUMINISTRO, FABRICACION Y
 COLOCACION DE VIGA FORMADA
 A BASE DE DOS CANALES DFS
 ESFALDA CON ESFALDA (kg) 3,435.95

PERFIL	PESO kg / m	COSTO UNITARIO \$/ m
3" L	12.20	41,918.59
4" L	16.08	55,250.08
6" L	24.40	67,637.18
6" H	31.26	107,407.80
6" P	36.70	132,971.27
8" L	34.22	117,579.21
8" H	40.92	140,599.07
8" F	55.80	191,726.01
10" L	45.52	156,404.44
10" H	74.40	255,634.68
10" P	89.28	306,761.62
12" L	61.60	211,654.52
12" H	74.40	255,634.68
12" F	89.28	306,761.62

NOTA: SE CONSIDERO UNA SECCION FORMADA POR
 CANALES SOLDADOS ESFALDA CON ESFALDA.

DETERMINACION DE COSTO UNITARIO

SUMINISTRO, FABRICACION Y
COLOCACION DE VIGA IPS . . (kg) 3,435.95

PERFIL	PESO kg / m	COSTO UNITARIO \$/ M
3" L	8.48	29,136.66
4" L	11.46	39,375.99
4" F	14.14	48,584.33
5" L	14.88	51,126.94
6" L	18.60	63,908.67
7" L	22.70	77,996.07

TABLA 2.3.2.

OBTENCION DE COSTO UNITARIO

SUMINISTRO, FABRICACION Y
 COLOCACION DE VIGA IFR . . . (kg) 3,423.95

PERFIL	PESO kg / m	COSTO UNITARIO \$/ m
4" x 4" L	12.70	43,636.57
6" x 4" H	17.90	61,563.51
6" x 4" L	14.90	51,195.66
8" x 4" H	19.40	66,657.43
6" x 4" P	23.80	81,778.61
10" x 4" L	17.10	58,754.73
8" x 4" P	22.40	76,965.28
10" x 4" H	22.40	76,965.28
12" x 4" L	20.90	71,811.36
10" x 4" HP	25.30	86,929.54
12" x 4" H	24.60	84,524.37
10" x 4" P	28.30	97,237.37
12" x 4" HP	28.30	97,237.37
12" x 4" P	32.80	112,699.16
12" x 8" L	59.60	204,782.62
16" x 7" L	53.66	184,166.92
12" x 8" H	67.10	230,552.25
14" x 8" L	64.10	220,244.40
16" x 7" H	55.66	204,782.62
12" x 8" P	74.50	255,978.28
14" x 8" H	71.50	245,670.43
16" x 7" HP	67.10	230,552.25
14" x 6" P	79.00	271,440.05
16" x 7" P	74.50	255,978.28
18" x 8 3/4" L	93.40	327,789.63
18" x 8 3/4" H	104.30	358,369.59
18" x 8 3/4" P	114.70	394,403.47

TABLA 2.3.3.

OBTENCION DE COSTO UNITARIO

SUMINISTRO, FABRICACION Y
COLOCACION DE MONTEN . . . (19) 2,056.24

PERFIL	CALIFRE	PESO Kg / m	COSTO UNITARIO \$/ M
4"	16	2.61	5,266.75
4"	14	3.31	6,806.15
5"	16	2.91	5,983.66
4"	12	4.57	9,397.02
5"	14	3.69	7,567.55
6"	16	3.58	7,361.34
4"	10	5.78	11,685.07
5"	12	5.11	10,367.39
6"	14	4.33	9,314.77
7"	16	4.04	8,307.21
5"	10	6.47	13,303.67
7"	14	5.10	10,466.82
8"	16	4.30	9,257.68
6"	12	6.17	12,667.06
9"	16	4.96	10,195.95
8"	14	5.67	11,459.88
6"	10	7.84	16,120.92
7"	12	7.06	14,558.16
9"	14	6.24	12,856.94
7"	10	9.01	18,326.72
8"	12	7.88	16,203.17
10"	14	6.82	14,023.26
9"	12	8.88	17,848.16
8"	10	10.17	20,911.96
10"	12	9.29	19,719.34
9"	10	11.34	23,317.76
10"	10	12.37	25,423.69
12"	12	10.66	21,919.22
12"	10	13.74	28,252.74

TABLA 2.3.4.

2.4. RELACION COSTO-RESISTENCIA

Ya obtenido el valor del Momento Resistente de cada perfil y su Costo Unitario respectivo, el siguiente paso es encontrar el índice que nos indique la Relación Costo-Resistencia de cada proposición dividiendo el Costo Unitario del Suministro y Habilitado del perfil entre el valor de su Resistencia. Dicha Relación será comparada con las de los siguientes Capítulos permitiéndonos conocer que solución estructural es más económica para una Resistencia similar.

Para analizar el comportamiento y variación del índice encontrado se formó una gráfica con los datos de cada tipo de Perfil teniendo una curva que muestra los valores calculados para CPS, IPS, IPR y Mon-Tón. Donde en función del Momento Resistente, que es constante para cada elemento, se puede valorar el Costo Unitario conociendo el índice de la Relación Costo-Resistencia.

De estas gráficas se puede concluir que para un perfil de mayor peralte la Relación Costo-Resistencia será menor y no así el Costo Unitario, que aumentará mientras no cambiamos el peralte, ya que con un perfil de mayor peralte pero de menor peso lineal que el anterior tenemos un Costo Unitario menor. Razón por la cual la Gráfica Relación $(C. U. / M r) - M r$ presenta una línea quebrada con valores decrecientes en el eje de las abscisas, excepto donde se valga el caso mencionado resultando una Relación Costo-Resistencia mayor.

El graficar dicho índice no presenta una ayuda

conveniente en el momento de buscar que perfil nos proporciona una solución económica, ya que se tendría que multiplicar el valor del Momento Resistente por el valor del Índice para encontrar el Costo Unitario.

Recordando un valor de Momento Actuante, obtenido en el Capítulo 1, Tabla 1.7.; para Losa Maciza de Entrepiso igual a 52,445 kg-cm y refiriéndolo a la Tabla 2.4.1. de Vigas CPS obtenemos el valor del Momento Resistente 53,130 kg-cm del perfil de 3" Ligero que tiene un Costo de 41,918.59 €/m.; así podemos conocer que perfil nos permite una solución económica (1). Por el contrario; si buscamos una solución dentro de la Tabla 2.4.2. de Vigas IPS solo podríamos proponer un perfil de 4" Pesado que tiene un Costo Unitario de 48,584.33 €/m, y una Resistencia de 74,886 kg-cm siendo una solución más costosa.

Si quisiéramos utilizar un perfil IPR su resistencia estaría excedida sobre la que realmente necesitamos, por lo que no sería una solución adecuada.

Al analizar la Tabla 2.4.4. de Mon-Tén encontramos que el perfil de 5" de peralte y calibre 12, tiene un Costo de 10,507.39 €/m, y una Resistencia de 58826 kg-cm, siendo la solución más económica que podemos encontrar dentro del estudio de las Trabes Metálicas para nuestro Momento Actuante en cuestión.

(1) Debe recordarse que la aplicación directa de estas Tablas es la de permitirnos conocer cual solución es la más económica, por lo que hasta ahora no podemos tener ninguna conclusión.

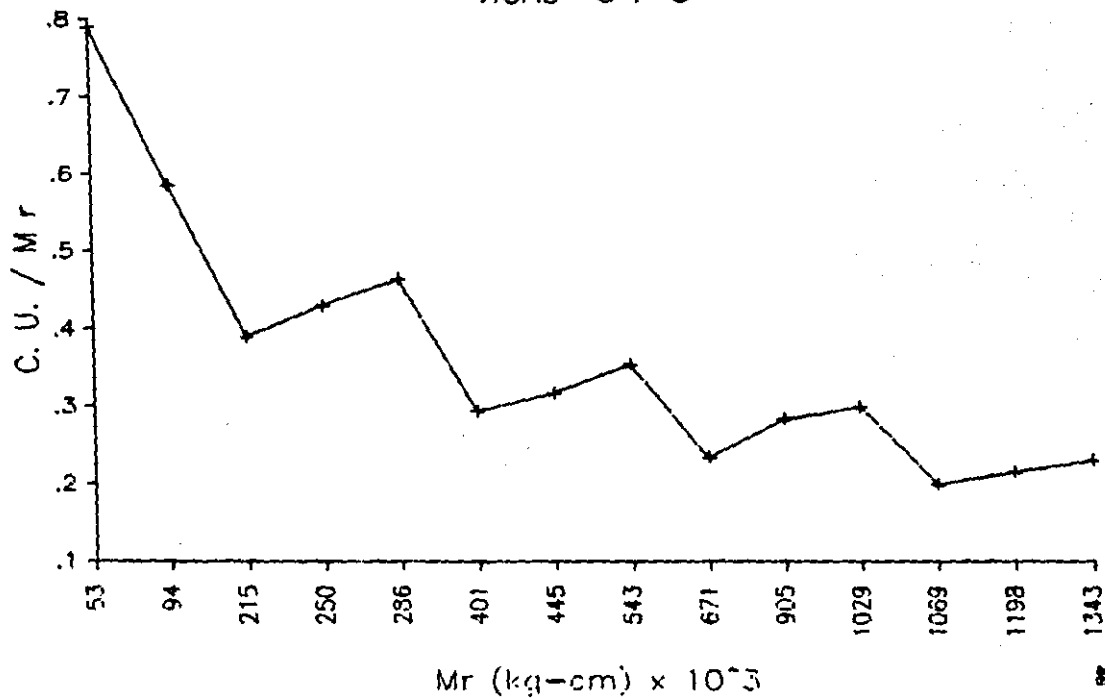
RELACION COSTO-RESISTENCIA C P 5

PERFIL	PESO Kg / m	I cm ⁴	Sx cm ³	n r kg - cm	COSTO UNITARIO \$/ m	RELACION C / R
3" L	12.20	133.26	35.00	53,150	41,918.59	.79
4" L	16.06	316.40	62.20	94,420	55,250.06	.59
6" L	24.40	1,082.20	142.00	215,356	83,837.18	.39
6" M	31.26	1,257.00	165.00	250,470	107,457.80	.43
6" F	36.70	1,443.20	189.00	286,902	122,971.27	.42
8" L	34.22	2,688.80	264.60	401,663	117,576.21	.29
8" M	46.92	2,980.20	293.20	445,078	140,599.07	.32
8" P	55.80	3,637.80	358.00	545,444	191,726.01	.28
10" L	45.52	5,610.80	442.40	671,563	156,404.44	.23
10" M	74.40	7,392.00	596.40	903,335	253,634.68	.28
10" F	89.28	8,574.40	676.40	1,029,911	306,761.62	.23
12" L	61.60	10,738.80	704.60	1,069,583	211,654.52	.26
12" M	74.40	11,987.40	789.80	1,198,916	253,634.68	.21
12" F	89.28	13,485.80	884.80	1,345,126	306,761.62	.23

NOTA: SE CONSIDERO UNA SECCION FORMADA POR
ZANCALES SOLIADOS ESPALDA CON ESPALDA.

TAKA 2.4.1.

RELACION (C. U. / M r) - M r
VIGAS C P S

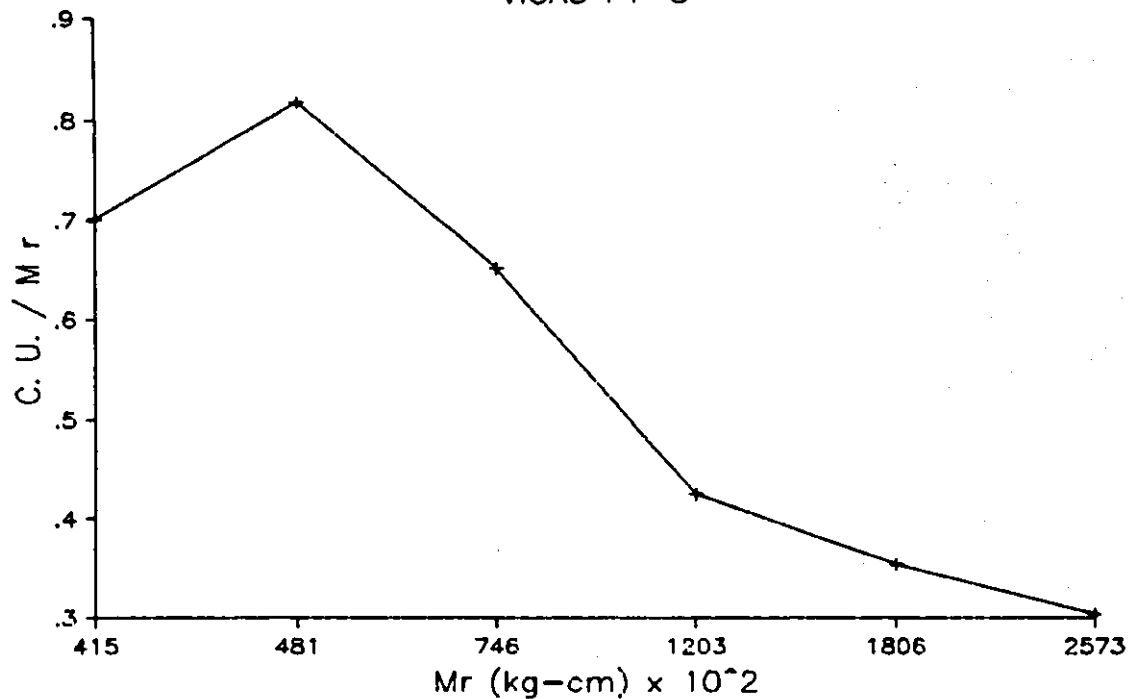


RELACION COSTO-RESISTENCIA I F 5

PERFIL	PESO kg / m	I cm ⁴	Sx cm ³	R r kg - cm	COSTO UNITARIO \$/ m	RELACION C / R
3" L	8.48	104.10	27.40	41,593	29,136.86	.70
4" L	11.46	249.70	31.70	46,121	39,373.99	.82
4" F	14.14	278.90	49.20	74,666	48,584.33	.65
5" L	14.88	303.60	79.30	120,377	51,126.94	.42
6" L	18.60	907.40	119.00	180,642	63,908.67	.35
7" L	22.70	1,506.80	169.50	257,301	77,998.07	.30

TABLA 2.4.2.

RELACION (C. U. / M r) - M r
VIGAS I P S



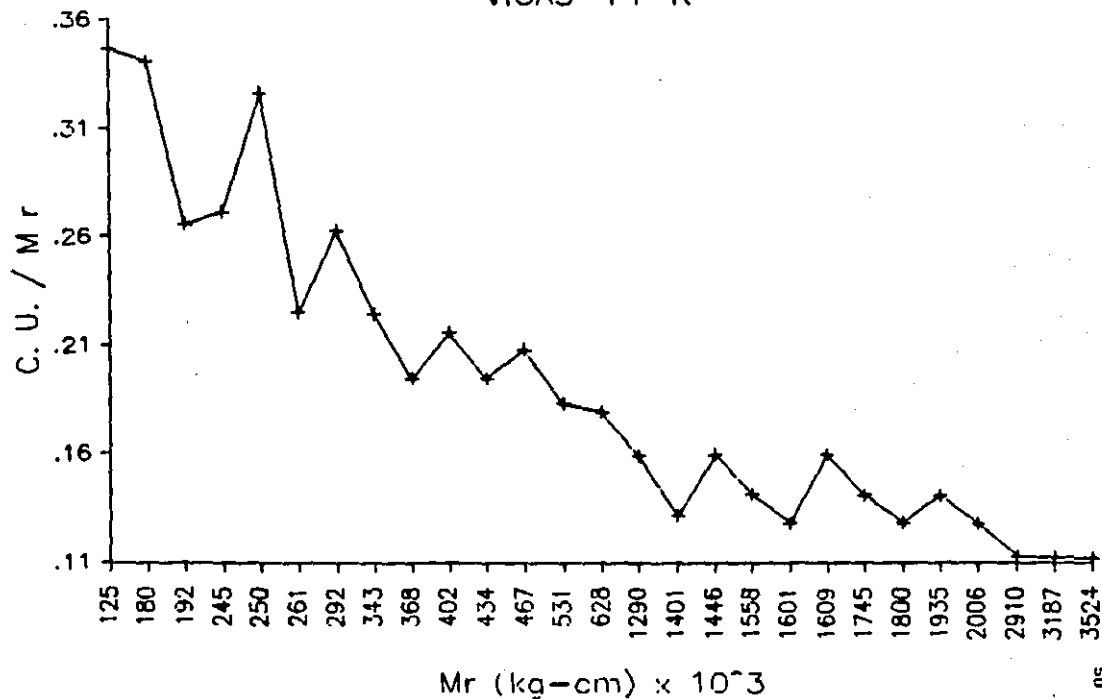
RELACION COSTO-RESISTENCIA I F R

FEAFIL	PESO kg / m	I cm ⁴	Sx cm ³	M r kg - cm	COSTO UNIDAD \$/ M	RELACION C / R
6" x 4" L	12.70	616	83	125,994	43,636.57	.35
6" x 4" M	17.90	903	119	180,642	61,503.51	.34
8" x 4" L	14.90	1,282	127	192,786	51,195.66	.27
8" x 4" M	19.40	1,644	162	245,916	66,657.43	.27
6" x 4" P	23.80	1,319	165	250,470	81,775.61	.33
10" x 4" L	17.10	2,160	172	261,096	58,754.75	.23
8" x 4" P	22.40	1,978	193	292,974	76,965.28	.26
10" x 4" M	22.40	2,864	226	343,068	76,965.28	.22
12" x 4" L	20.90	3,671	243	368,874	71,811.36	.19
10" x 4" MP	25.30	3,405	265	402,270	86,929.54	.22
12" x 4" M	24.60	4,383	286	434,146	84,324.37	.19
10" x 4" P	28.30	4,004	308	467,544	97,237.39	.21
12" x 4" MP	26.30	5,415	350	531,300	97,237.39	.18
12" x 4" P	32.80	6,481	414	628,452	112,699.16	.18
12" x 8" L	55.60	12,907	850	1,290,300	204,782.62	.16
16" x 7" L	53.60	18,576	923	1,401,114	194,166.92	.13
12" x 8" M	67.10	14,600	953	1,446,654	230,552.25	.16
14" x 8" L	64.10	17,856	1,027	1,558,986	220,244.46	.14
16" x 7" M	59.60	21,457	1,055	1,601,490	204,782.62	.13
12" x 8" P	74.50	16,420	1,060	1,609,060	253,978.28	.16
14" x 8" M	71.50	20,183	1,150	1,745,700	245,670.47	.14
16" x 7" MP	67.10	24,279	1,186	1,800,348	230,552.25	.13
14" x 8" P	79.00	22,562	1,275	1,935,450	271,440.05	.14
16" x 7" P	74.50	27,280	1,322	2,006,796	255,978.28	.13
16" x 8 3/4" L	95.40	43,529	1,917	2,910,066	327,786.62	.11
18" x 8 3/4" M	104.30	46,028	2,100	3,187,600	358,369.55	.11
18" x 8 3/4" P	114.70	53,560	2,322	3,524,796	394,103.47	.11

TABLA 2.4.3.

RELACION (C. U. / M r) - M r

VIGAS I P R



RELACION COSTO-RESISTENCIA Non-Ten

PERFIL	CA. TIME	PESO Kg / m	I cm ⁴	Sx cm ³	W r kg - cm	COSTO UNITARIO \$/ m	RELACION C / A
4"	16	2.41	35.21	10.87	25,110	5,566.79	.21
4"	14	3.31	69.09	13.60	31,416	6,806.15	.22
5"	16	2.91	92.45	14.56	33,634	5,983.66	.18
4"	12	4.57	92.18	18.15	41,927	9,197.02	.22
5"	14	3.69	114.10	18.28	42,227	7,567.53	.18
6"	16	3.58	164.50	21.85	50,474	7,361.34	.15
4"	10	5.78	114.38	22.52	52,021	11,885.07	.23
5"	12	5.11	154.19	24.60	56,826	10,507.39	.18
6"	14	4.53	209.02	27.43	63,363	9,314.77	.15
7"	16	4.04	253.23	28.48	65,789	8,307.21	.13
5"	10	6.47	194.62	30.65	70,802	13,503.87	.19
7"	14	5.10	318.17	33.79	82,675	10,486.82	.13
8"	16	4.50	364.86	35.91	82,952	9,251.08	.11
6"	12	6.17	278.93	34.61	84,569	12,687.00	.15
9"	16	4.96	505.05	44.19	102,079	10,196.95	.10
8"	14	5.67	458.63	45.14	104,273	11,458.88	.11
6"	10	7.84	349.47	45.86	105,937	16,120.92	.15
7"	12	7.08	433.37	48.75	112,413	14,558.18	.13
9"	14	6.24	434.98	55.55	128,321	12,830.94	.10
7"	10	9.01	544.78	61.28	141,557	18,526.72	.13
8"	12	7.86	626.99	61.71	142,530	16,203.17	.11
10"	14	6.82	850.22	64.95	154,655	14,023.56	.09
9"	12	8.68	870.54	76.14	175,930	17,848.16	.10
8"	10	10.17	801.37	78.87	182,190	20,911.96	.11
10"	12	9.59	1,183.61	93.20	215,292	19,719.34	.09
9"	10	11.34	1,128.07	98.69	227,974	23,317.76	.10
10"	10	12.37	1,514.76	119.27	275,514	25,433.69	.09
12"	12	10.66	1,820.11	119.43	275,863	21,919.52	.08
12"	10	13.74	2,333.24	153.10	353,661	28,252.74	.08

TABLA 2.4.4.

RELACION (C. U. / M r) - M r
MON-TEN

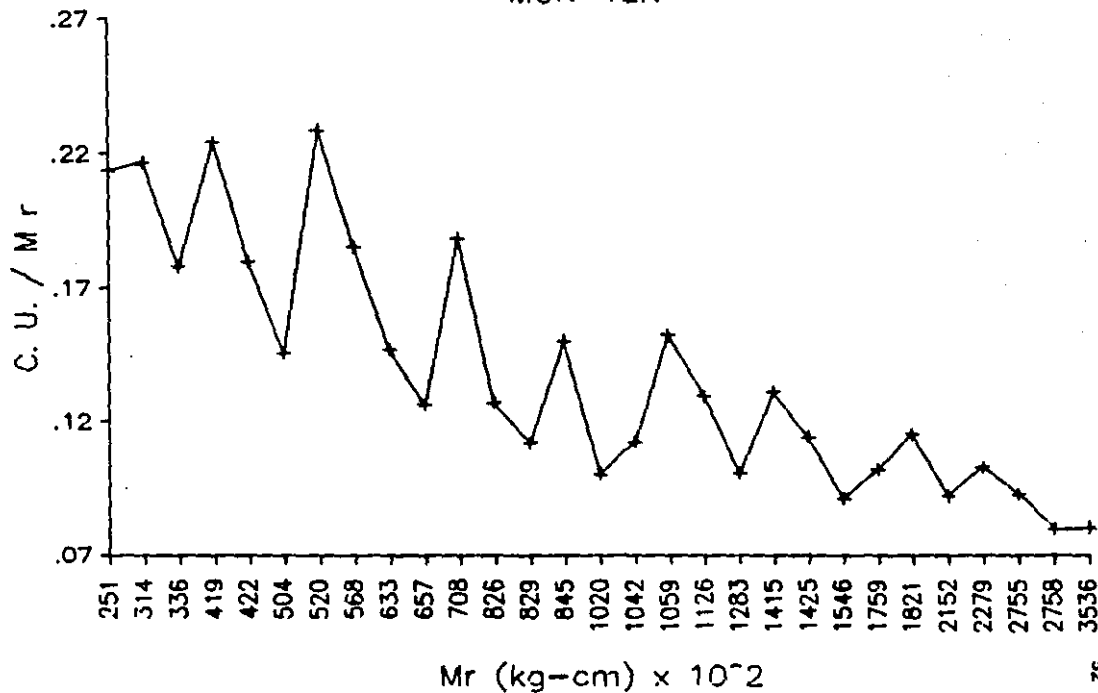


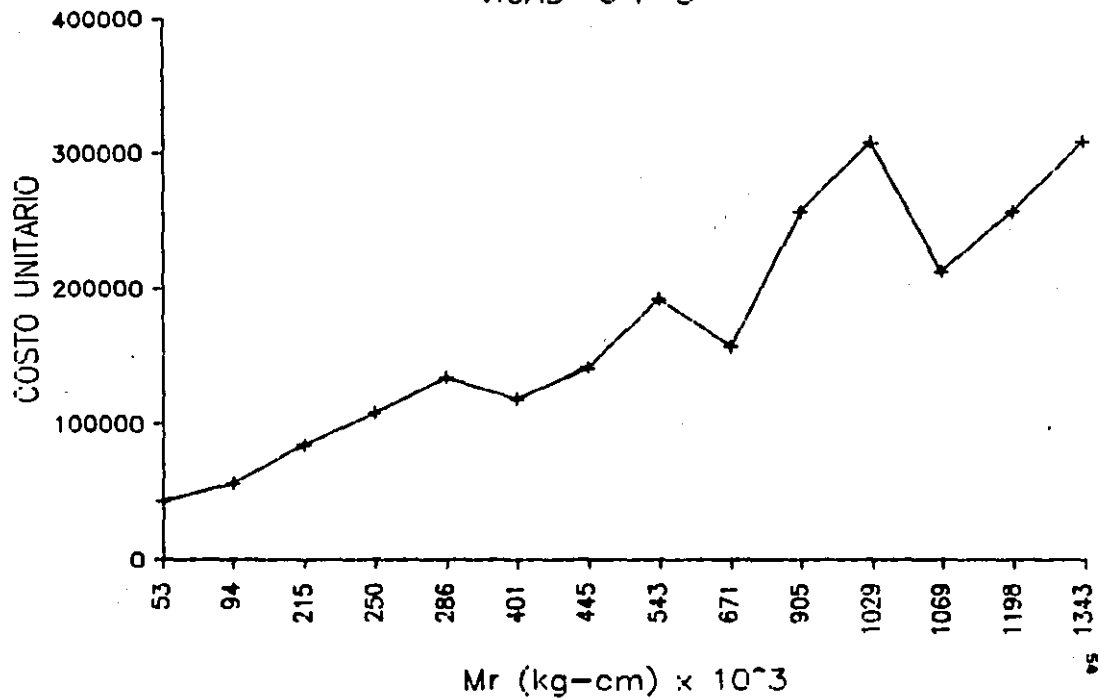
TABLA COMPARATIVA

PERFIL	COSTO (\$/m)	OBSERVACIONES
CPS : 3" L	41,918.59	Solución Intermedia
IPS : 4" P	48,584.33	Solución Antieconómica
IPR	---	---
Mon-Ten 5"	10,228.68	Solución Económica

Las gráficas que nos permitirán encontrar fácilmente el costo de una solución estructural en función del Momento Resistente serán aquellas que muestren directamente los Costos Unitarios de cada perfil y se presentan a continuación:

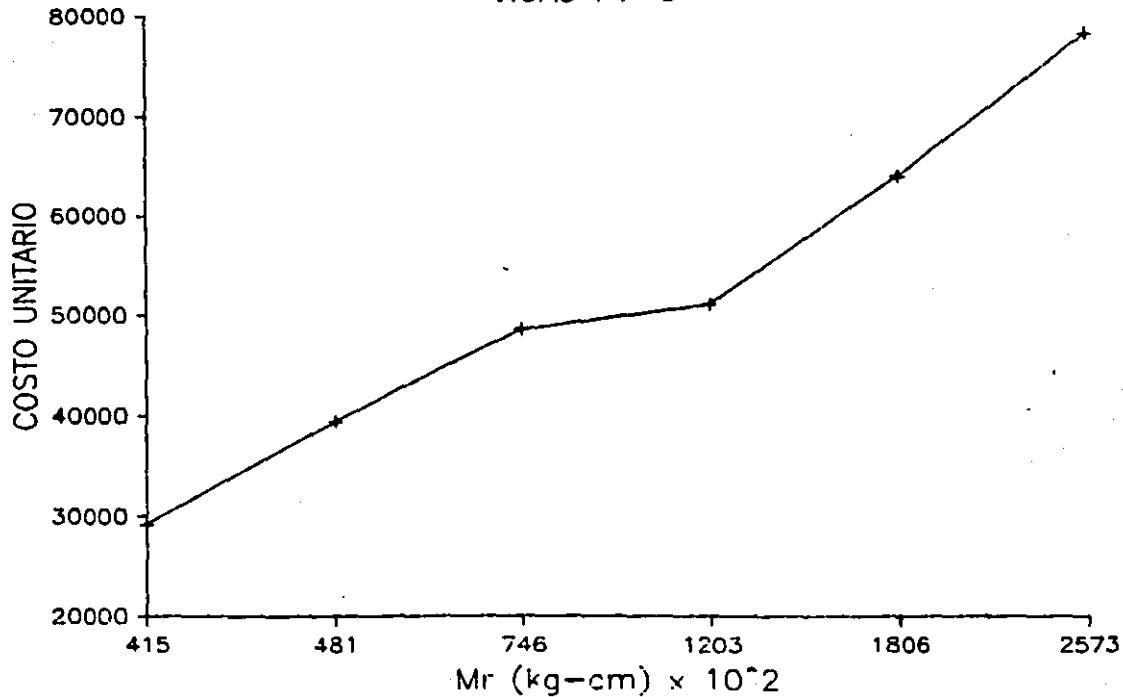
RELACION COSTO-RESISTENCIA

VIGAS C P S



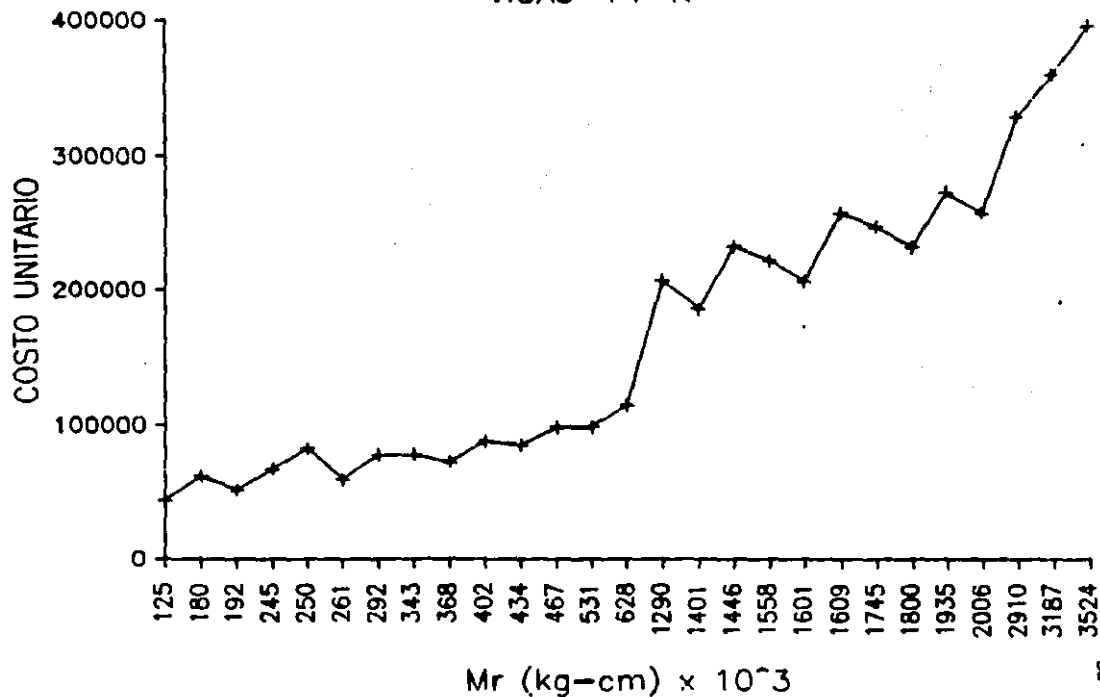
RELACION COSTO-RESISTENCIA

VIGAS I P S

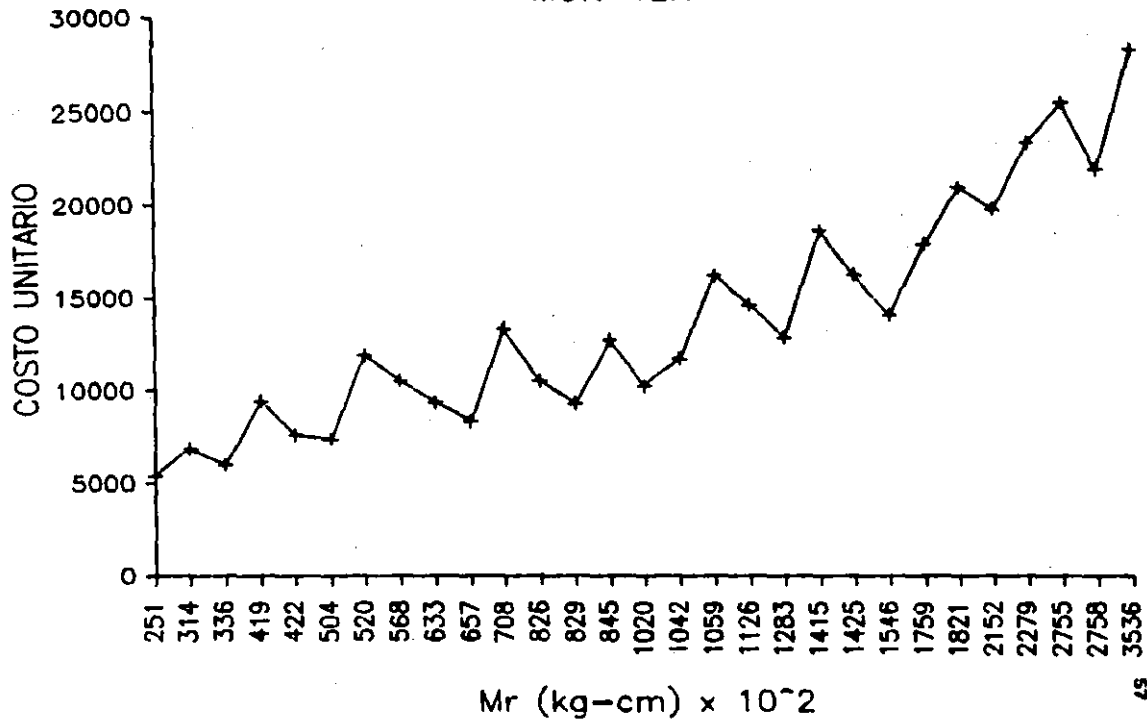


RELACION COSTO-RESISTENCIA

VIGAS I P R



RELACION COSTO-RESISTENCIA MON-TEN



Una característica de estas gráficas es la de permitirnos conocer que no para una Resistencia Mayor tiene que existir un Costo Unitario Mayor, ya que como se dijo anteriormente, si proponemos una solución con un peralte mayor pero de menor peso lineal, el Costo Unitario es menor.

CAPITULO 3

**TRABES DE CONCRETO
REFORZADO.**

3.1. PROPOSICION DE SECCIONES.

La mayoría de las estructuras de Concreto Reforzado, han sido dimensionadas de acuerdo a la Teoría de la Variación Rectilíneas de Esfuerzos, llamada también Teoría Elástica.

Los elementos estructurales se dimensionan de tal modo que puedan soportar las cargas reales que actúan (cargas de trabajo a cargas de servicio), sin que los esfuerzos unitarios en el concreto o en el acero de refuerzo sobrepasen los Límites Proporcionales de cada uno de los materiales. No obstante que el Diagrama Esfuerzo-Deformación para el Concreto, no muestra una porción lineal de variación en línea recta, aún así se supone que la Ley de Hooke se aplica al Concreto. (Lámina 3.1.1.).

Las fórmulas para el cálculo de esfuerzos y deformaciones en secciones de materiales homogéneos e isotrópicos, no se aplican al Concreto Reforzado, aún cuando se establece la existencia de una perfecta adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo, sin la posibilidad de deslizamiento entre los dos materiales, por lo que ha sido necesario desarrollar otras expresiones un poco más complejas para los miembros compuestos de dos materiales y se analizarán posteriormente.

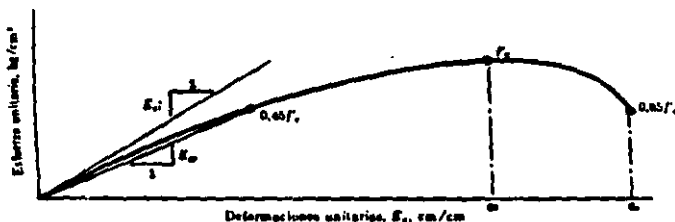
Como es de todos sabido, la resistencia del Concreto a la Tensión, es muy baja (aproximadamente 1/10 de la resistencia a la Compresión). Por lo que es necesario reforzar los miembros de concreto en las partes donde haya esfuerzo de

DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACION

El diagrama esfuerzo-deformación muestra tres fases distintas:

- (1) La fase inicial, que es aproximadamente lineal.
- (2) La fase intermedia, en la cual hay un aumento de curvatura, hasta alcanzar el punto de máximo esfuerzo f_c .
- (3) La fase final, en la cual la deformación continúa aumentando al tiempo que la capacidad de carga disminuye.

La figura presenta el tipo de diagrama esfuerzo-deformación comúnmente aceptado para un concreto sometido a cargas axiales y flexión, el cual se ha realizado mediante estadísticas. Es necesario describir ciertas propiedades de la curva.



- (1) La tangente a la curva en el origen se denomina *módulo inicial tangente de elasticidad*, E_{ci} , kg/cm².
- (2) Una secante trazada desde el origen hasta el punto de curva para el cual $\epsilon_c = 0.45f_c$; se denomina *módulo secante de elasticidad*, E_{cs} , kg/cm².
- (3) Para concretos de baja resistencia, E_{ci} y E_{cs} difieren ampliamente. Para concretos de alta resistencia, prácticamente no hay diferencia entre los dos valores.
- (4) Para concretos de agregados livianos, la tangente inicial es un poco menor que para concretos de peso normal. El máximo esfuerzo ocurre para deformaciones mayores en concretos livianos, si f_c es el mismo para ambos tipos de concreto.
- (5) Definiciones:
 - ε_c = deformación unitaria del concreto correspondiente a un esfuerzo, f_c
 - ε_{cs} = deformación correspondiente al máximo esfuerzo, f_c
 - ε_{cu} = deformación última en la rotura

Tensión. Este objetivo se logra mediante la colocación de varillas de acero que deben resistir el 100 % de los esfuerzos tensionantes.

Al actuar una carga sobre una Trabe de Concreto Reforzado, el alargamiento de las fibras inferiores sobrepasa la última deformación por tensión del concreto, y éste se agrieta. Obviamente, cuando el concreto está agrietado, ya no es capaz de resistir fuerzas de tensión, por lo que éstas deberán ser resistidas por el acero, y las fuerzas de compresión en la parte superior de la Trabe lo serán por el concreto.

Un término que se emplea frecuentemente en el cálculo de elementos sometidos a Flexión por el Método Elástico, es "Diseño Balanceado" conocido así ya que las dimensiones son tales, que el concreto y el acero de refuerzo alcanzan los máximos esfuerzos permitidos al mismo tiempo. Si hay una cantidad menor de acero, la resistencia del concreto a la compresión no se desarrolla al máximo y se dice que la sección está "Subreforzada". Pero en el caso de que haya más acero que el requerido para desarrollar la máxima resistencia del concreto, la sección estará "Sobrerreforzada".

Parece evidente, que el Diseño Balanceado debe ser el más económico, pero no es cierto. De hecho, la máxima economía se logra con secciones Subreforzadas, pues el acero de refuerzo es más costoso que el concreto. Por otra parte, los miembros Subreforzados tienen más altura, son más rígidos y

no están sujetos a los problemas de flechas excesivas como ocurre con los miembros que tiene alturas pequeñas.

-Algunas veces es deseable tener una sección con la menor altura posible, con el fin de satisfacer requisitos arquitectónicos o estructurales. Puede suceder que la sección Balanceada sea demasiado alta.-

Cuando una sección se le da arbitrariamente una altura menor que la que le corresponde al Diseño Balanceado, necesitará una cantidad de acero mayor que la necesaria para alcanzar el máximo coeficiente de trabajo del concreto. Si se presenta éste caso, la fuerza de compresión admisible debe ser incrementada, y tal incremento se consigue con la adición de acero en la zona de compresión, la cual es capaz de resistir esfuerzos de compresión mayores de la capacidad que el concreto tiene.

Si se adiciona acero de compresión, se dice que la sección está "Doblemente Armada" y puede soportar un momento mayor que una sección Simplemente Armada.

Para el desarrollo de nuestra investigación, se utilizaron secciones Doblemente Armadas de diferentes dimensiones, tales que pueden ser solución estructural dentro de los parámetros de Momentos Actuantes analizados en el Capítulo I, estableciendo que la mínima sección fabricable y que propor-

ción una solución aceptable es de 15 cm. de base por 15 cm. de peralte.

Si proponemos incrementos de 5 cm. en la dimensión de la base y generalizamos que el peralte no sea mayor en dimensión al doble de la base, obtenemos las secciones que se presentan en la siguiente Tabla:

SECCIONES PROPUESTAS
PARA TRABES DE CONCRETO

55

BASE b (cm)	PERALTE h (cm)
15	15
15	20
15	25
15	30
20	20
20	25
20	30
20	35
20	40
25	25
25	30
25	35
25	40
25	45
25	50
30	30
30	35
30	40
30	45
30	50
30	55
30	60
40	40
40	45
40	50
40	55
40	60
40	65
40	70
40	75
40	80

TABLA 3.1.1.

3.2. VALUACION DE SU RESISTENCIA

Para el caso específico de elementos de Concreto Reforzado se han escogido tres dosificaciones reduciendo a elegir una relación agua-cemento para cada una de las resistencias a la compresión que analizaremos ($f'c = 200, 250$ y 300 kg/cm^2), definiendo la granulometría de los agregados para satisfacer dos requisitos:

- 1.- Que la mezcla se pueda elaborar en una obra sin mayor dificultad (sea trabajable), y
- 2.- Que el volumen de vacíos entre los agregados, destinado a ser ocupado por el cemento y el agua, sea el menor posible.

La primera condición hace posible el manejo del concreto, y la segunda consigue la fabricación de una mezcla más económica.

DOSIFICACION DEL CONCRETO

RESISTENCIA kg/cm ²	AGUA m ³	CEMENTO Ton	ARENA m ³	GRAVA m ³
$f'c = 200$	0.202	0.348	0.555	0.630
$f'c = 250$	0.202	0.388	0.535	0.630
$f'c = 300$	0.202	0.449	0.505	0.630

TABLA 3.2.1.

Una vez determinadas nuestras secciones y las resistencias del concreto procedemos a calcular las Areas del Acero de Refuerzo necesarias para tener una Sección Doblemente Armada para cada caso, utilizando las siguientes expresiones:

$$A_s = \frac{1.5 K b (d^2)}{f_s j d} \dots \dots \dots (3.2.A.)$$

$$A'_s = \frac{0.5 K b (d^2)}{f_c (d - d')} \dots \dots \dots (3.2.B.)$$

donde:

A_s = Área de Acero sometido a Tensión

A'_s = Área de Acero sometido a Compresión

$$K = 0.5 f_c j k \quad (1) \quad \dots \dots \dots (3.2.C.)$$

si:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} \dots \dots \dots (3.2.D.)$$

teniendo los valores de:

$f_s = 0.5 f_y$ Esfuerzo Unitario a Tensión del Acero

$f_c = 0.45 f'_c$ Esfuerzo Unitario a Compresión del Conc.

$n = \frac{E_s}{E_c}$ Relación de Módulos de Elasticidad del Acero y Concreto.

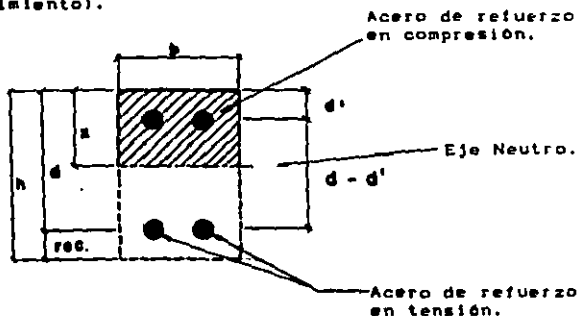
($E_s = 2,039,000$ kg/cm² ;

$E_c = 10,000 \sqrt{f'_c}$ kg/cm²).

$$y; j = 1 - (k / 3) \quad \dots \dots \dots (3.2.E.)$$

(1) Se tienen que calcular estos valores para sustituirlos en las ecuaciones 3.2.A. y 3.2.B..

- b = Ancho de una Sección Rectangular
- h = Peralte de la Sección Rectangular
- d = Distancia desde la fibra más alejada hasta el centro de gravedad del Acero sometido a Tensión.
- d' = Distancia desde la fibra más alejada hasta el centro de gravedad del Acero sometido a Compresión (Recubrimiento).



LAMINA 3.2.2.

Encontradas las Areas del Acero de Refuerzo para cada sección el siguiente paso es proponer el Area Real que se utilizará en la Trabe teniendo en cuenta que ésta no debe ser 5% menor al Área del Acero Teórico calculado.

Ejemplo: Para una sección de 15 X 15 cm fabricada con concreto $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$, acero $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ y 2 cm de Recubrimiento obtenemos las siguientes Areas Teóricas de Acero de Refuerzo;

$$f_s = 0.5 (4000) = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 (200) = 90 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{2,039,000}{10,000 \sqrt{200}} = 14.43$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{2000}{(14.43)(90)}} = 0.394$$

$$j = 1 - (0.394 / 3) = 0.869$$

$$K = 0.5 (90) (0.869) (0.394) = 15.39$$

$$A_s = \frac{1.5 (15.39) (15) (13)^2}{(2000) (0.869) (13)} = 2.24 \text{ cm}^2$$

$$A's = \frac{0.5 (15.39) (15) (13)^2}{(2000) (13 - 2)} = 0.69 \text{ cm}^2$$

y deben ser corregidas ya que ninguna combinación de varilla comercial nos proporciona una superficie de esa magnitud.

Para cubrir 2.24 cm² de Acero proponemos 2 Vs 1/2 " + 1 Vr 3/8 " que tienen un área de 3.25 cm² y, para 0.69 cm² se proponen 2 Vs 3/8 " que tienen una superficie transversal de 1.42 cm². (Tablas 3.2.3. a 3.2.5.)

Una vez determinadas las Areas del Acero de Refuerzo Reales para cada caso es necesario encontrar el Momento Resistente a Tensión y a Compresión para cada sección, y comparándolos se debe escoger el menor; que es finalmente el

AREAS DE ACERO TENDIDO Y REAL.

h (cm)	h (ca)	pec (cm)	As (Tm) (ca ²)	A's (Cm) (ca ²)	ACERO PROPUESTO		ACERO PROPUESTO	
					A TENSION		A COMPRESION	
					AREA REAL		AREA REAL	
15	15	2	2.99	.89	2 V# 1/2" + 1 V# 3/8"	3.25	2 V# 3/8"	1.42
15	20	2	3.59	1.17	2 V# 1/2" + 2 V# 3/8"	3.96	2 V# 3/8"	1.42
15	25	2	4.96	1.45	4 V# 1/2"	5.08	3 V# 3/8"	2.15
15	30	3	5.38	1.75	3 V# 5/8"	5.94	3 V# 3/8"	2.15
20	20	2	4.78	1.56	2 V# 5/8" + 2 V# 3/8"	5.38	3 V# 3/8"	2.15
20	25	2	6.11	1.94	2 V# 5/8" + 2 V# 1/2"	6.50	3 V# 3/8"	2.15
20	30	3	7.17	2.34	4 V# 5/8"	7.92	2 V# 1/2"	2.54
25	35	3	8.50	2.72	2 V# 3/4" + 2 V# 5/8"	9.70	2 V# 1/2" + 1 V# 3/8"	3.25
25	40	3	9.83	3.10	3 V# 3/4" + 2 V# 1/2"	11.15	2 V# 1/2" + 1 V# 3/8"	3.25
25	45	2	7.84	2.42	3 V# 3/4"	8.61	2 V# 1/2"	2.54
25	50	3	8.97	2.92	2 V# 3/4" + 2 V# 5/8"	9.70	2 V# 1/2" + 1 V# 3/8"	3.25
30	35	3	10.63	3.40	4 V# 3/4"	11.48	2 V# 1/2" + 2 V# 3/8"	3.96
30	40	3	12.29	3.87	5 V# 3/4"	14.35	2 V# 1/2" + 2 V# 3/8"	3.96
30	45	3	13.95	4.35	5 V# 3/4"	14.35	4 V# 1/2"	5.08
30	50	5	14.94	4.87	2 V# 1" + 3 V# 5/8"	16.08	3 V# 5/8"	5.94
30	55	3	10.76	3.51	4 V# 3/4"	11.48	2 V# 1/2" + 2 V# 3/8"	3.96
35	33	3	12.75	4.08	5 V# 3/4"	14.35	2 V# 1/2" + 3 V# 3/8"	6.67
35	40	3	14.74	4.65	2 V# 1" + 3 V# 5/8"	16.08	4 V# 1/2"	5.08
35	45	3	16.74	5.22	4 V# 3/4" + 3 V# 5/8"	17.42	3 V# 5/8"	5.94
35	50	5	17.93	5.84	4 V# 1"	20.28	2 V# 5/8" + 2 V# 1/2"	6.50
35	55	5	19.92	6.41	3 V# 1" + 2 V# 3/4"	20.95	4 V# 5/8"	7.92
35	60	5	21.92	6.98	3 V# 1 1/4"	23.74	4 V# 5/8"	7.92
35	65	3	14.88	4.75	2 V# 1" + 3 V# 5/8"	16.08	4 V# 1/2"	5.08
35	70	3	17.20	5.42	2 V# 1" + 3 V# 3/4"	18.75	3 V# 5/8"	5.94
35	75	3	19.53	6.09	4 V# 1"	20.28	2 V# 5/8" + 2 V# 1/2"	6.50
35	80	3	20.92	6.82	3 V# 1 1/4"	23.74	4 V# 5/8"	7.92
35	85	5	23.24	7.48	5 V# 1"	25.75	3 V# 3/4"	6.61
35	90	5	25.57	8.15	2 V# 1 1/4" + 3 V# 1"	31.08	2 V# 3/4" + 2 V# 5/8"	9.70
35	95	5	27.89	8.81	2 V# 1 1/4" + 3 V# 1"	31.08	2 V# 3/4" + 2 V# 5/8"	9.70
40	40	3	30.22	9.48	4 V# 1 1/4"	31.68	2 V# 1"	10.14
40	45	3	19.66	6.20	3 V# 1 1/4"	23.74	2 V# 5/8" + 2 V# 1/2"	6.50
40	50	3	22.51	6.96	3 V# 1 1/4"	23.74	4 V# 5/8"	7.92
40	55	5	23.91	7.79	2 V# 1 1/4" + 2 V# 1"	26.00	3 V# 3/4"	8.61
40	60	5	26.57	8.55	2 V# 1 1/4" + 3 V# 1"	31.08	2 V# 3/4" + 2 V# 5/8"	9.70
40	65	5	29.22	9.31	4 V# 1 1/4"	31.68	2 V# 1"	10.14
40	70	3	31.88	10.07	3 V# 1 1/4" + 2 V# 1"	33.92	3 V# 3/4" + 2 V# 1/2"	11.15
40	75	5	34.53	10.84	5 V# 1 1/4"	39.60	4 V# 3/4"	11.48
40	80	5	37.19	11.60	5 V# 1 1/4"	39.60	5 V# 3/4"	14.35
40	85	5	39.85	12.37	4 V# 1 1/4" + 2 V# 1"	41.84	5 V# 3/4"	14.35

TABLA 3.2.3.

ÁREAS DE ACERO TENDIDO Y REAL.

b (cm)	h (cm)	rec (cm)	As (Tm) (cm ²)	A's (Com) (cm ²)	ACERO PROPUESTO A TENSION		ACERO PROPUESTO A COMPRESION	
					AREA REAL		AREA REAL	
15	15	2	3.46	1.17	2 V# 1/2" + 2 V# 3/8"	3.96	2 V# 3/8"	1.42
15	20	2	4.75	1.54	2 V# 5/8" + 2 V# 3/8"	5.38	3 V# 3/8"	2.13
15	25	2	6.12	1.92	2 V# 5/8" + 2 V# 1/2"	6.50	3 V# 3/8"	2.13
15	30	3	7.16	2.32	4 V# 5/8"	7.92	2 V# 1/2"	2.54
20	20	2	4.39	2.06	4 V# 5/8"	7.92	2 V# 1/2"	2.54
20	25	2	6.16	2.56	2 V# 3/4" + 2 V# 5/8"	6.70	2 V# 1/2" + 1 V# 3/8"	3.25
20	30	3	9.98	3.04	3 V# 3/4" + 2 V# 1/2"	11.15	2 V# 1/2" + 1 V# 3/8"	3.25
20	35	3	11.35	3.59	5 V# 3/4"	14.35	2 V# 1/2" + 2 V# 3/8"	3.96
20	40	3	13.13	4.09	3 V# 3/8" + 2 V# 5/8"	14.35	2 V# 1/2" + 3 V# 3/8"	4.67
20	45	3	10.20	3.20	3 V# 3/4" + 2 V# 1/2"	11.15	2 V# 1/2" + 2 V# 3/8"	3.96
25	25	2	11.97	3.86	5 V# 3/4"	14.35	2 V# 1/2" + 3 V# 3/8"	4.67
25	30	3	14.19	4.49	2 V# 1" + 3 V# 5/8"	16.08	4 V# 1/2"	5.08
25	35	3	16.41	5.12	2 V# 1" + 3 V# 3/4"	18.75	2 V# 5/8" + 2 V# 1/2"	6.50
25	40	3	18.63	5.75	4 V# 1"	20.28	2 V# 5/8" + 2 V# 1/2"	6.50
25	45	5	19.94	6.44	3 V# 1 1/4"	23.74	4 V# 5/8"	7.92
30	30	3	14.37	4.63	2 V# 1" + 3 V# 5/8"	16.08	4 V# 1/2"	5.08
30	35	3	17.03	5.39	2 V# 1" + 3 V# 3/4"	18.75	2 V# 5/8" + 2 V# 1/2"	6.50
30	40	3	19.69	6.14	3 V# 1 1/4"	23.74	2 V# 5/8" + 2 V# 1/2"	6.50
30	45	3	22.35	6.90	3 V# 1 1/4" + 3 V# 5/8"	23.74	4 V# 5/8"	7.92
30	50	5	23.95	7.72	2 V# 1 1/4" + 2 V# 1"	26.00	3 V# 3/4"	8.61
30	55	5	26.41	8.48	2 V# 1 1/4" + 3 V# 1"	31.08	2 V# 3/4" + 2 V# 5/8"	9.70
30	60	5	29.27	9.23	4 V# 1 1/4"	31.08	2 V# 3/4" + 2 V# 5/8"	9.70
35	35	3	19.87	4.38	3 V# 1 1/4" + 3 V# 5/8"	23.74	2 V# 1"	10.14
35	40	5	22.97	7.17	2 V# 1 1/4" + 2 V# 1"	26.00	4 V# 5/8"	7.92
35	45	3	26.06	8.05	2 V# 1 1/4" + 3 V# 1"	31.08	4 V# 5/8"	7.92
35	50	5	27.94	9.01	2 V# 1 1/4" + 3 V# 1"	31.08	3 V# 3/4"	8.61
35	55	5	31.04	9.89	3 V# 1 1/4" + 2 V# 1"	33.92	2 V# 3/4" + 2 V# 5/8"	9.70
35	60	5	34.15	10.77	5 V# 1 1/4"	39.60	4 V# 3/4"	11.48
35	65	5	37.25	11.65	4 V# 1 1/4" + 2 V# 1"	41.84	5 V# 3/4"	14.35
35	70	5	40.35	12.53	6 V# 1 1/4"	47.52	5 V# 3/4"	14.35
40	40	3	26.25	8.19	2 V# 1 1/4" + 3 V# 1"	31.08	5 V# 3/4"	14.35
40	45	3	29.60	9.20	3 V# 1 1/4" + 2 V# 1"	33.92	3 V# 3/4"	8.61
40	50	5	31.95	10.30	5 V# 1 1/4"	39.60	2 V# 5/8" + 2 V# 3/8"	9.70
40	55	5	35.48	11.30	5 V# 1 1/4"	39.60	4 V# 3/4"	11.48
40	60	5	39.07	12.31	4 V# 1 1/4" + 2 V# 1"	41.84	5 V# 3/4"	14.35
40	65	5	42.57	13.31	6 V# 1 1/4"	47.52	5 V# 3/4"	14.35
40	70	5	46.12	14.32	6 V# 3/4"	47.52	3 V# 1"	15.24
40	75	5	49.67	15.33	5 V# 1 1/4" + 3 V# 1"	54.84	4 V# 1"	20.32
40	80	5	53.22	16.34	3 V# 1 1/4" + 4 V# 1"	59.92	4 V# 1"	20.32

TABLA 3.24.

ÁREAS DE ACERO FERRICO Y REAL.

h (cm)	h (ca)	nvc (ca)	A _c (cm ²)	A' _c (cm ²)	ACERO PROPUESTO A TENSION		ACERO PROPUESTO A COMPRESION	
						AREA REAL		AREA REAL
15	15	2	4.37	1.47	4 ½ 1/2"	5.08	3 ½ 3/8"	2.13
15	20	2	6.06	1.93	4 ½ 5/8"	7.92	3 ½ 3/8"	2.13
15	25	2	7.74	2.41	2 ½ 3/4" + 2 ½ 5/8"	9.70	2 ½ 1/2"	2.54
15	30	3	9.08	2.90	3 ½ 3/4" + 2 ½ 1/2"	11.15	2 ½ 1/2" + 1 ½ 3/8"	3.25
20	20	2	8.07	2.58	2 ½ 3/4" + 2 ½ 5/8"	9.70	2 ½ 1/2" + 1 ½ 3/8"	3.25
20	25	2	10.32	3.21	3 ½ 3/4" + 2 ½ 1/2"	11.15	2 ½ 1/2" + 2 ½ 3/8"	3.96
20	30	3	12.11	3.87	5 ½ 3/4" + 2 ½ 5/8"	14.25	2 ½ 1/2" + 3 ½ 3/8"	4.67
20	35	3	14.35	4.50	2 ½ 1" + 3 ½ 5/8"	16.08	2 ½ 1/2" + 3 ½ 3/8"	4.67
20	40	3	16.60	5.13	2 ½ 1" + 3 ½ 3/4"	16.75	2 ½ 5/8" + 2 ½ 3/8"	4.67
25	25	2	12.90	4.01	5 ½ 3/4" + 2 ½ 5/8"	14.25	2 ½ 1/2" + 2 ½ 3/8"	4.67
25	30	3	15.14	4.64	2 ½ 1" + 3 ½ 3/4"	16.75	2 ½ 5/8" + 2 ½ 1/2"	6.50
25	35	3	17.94	5.62	4 ½ 1"	20.29	2 ½ 5/8" + 2 ½ 1/2"	6.50
25	40	3	20.75	6.41	3 ½ 1 1/8"	23.76	4 ½ 5/8"	7.92
25	45	3	23.55	7.20	2 ½ 1 1/8" + 2 ½ 1"	26.00	4 ½ 5/8"	7.92
25	50	3	25.73	8.06	2 ½ 1 1/8" + 3 ½ 1"	31.08	3 ½ 3/4"	8.61
30	30	3	18.17	5.80	4 ½ 1"	20.29	3 ½ 3/4"	8.61
30	35	3	21.53	6.75	3 ½ 1 1/8"	23.76	2 ½ 5/8" + 2 ½ 1/2"	6.50
30	40	3	24.90	7.69	2 ½ 1 1/8" + 3 ½ 1"	31.08	4 ½ 5/8"	7.92
30	45	3	28.26	8.64	2 ½ 1 1/8" + 3 ½ 1"	31.08	3 ½ 3/4"	8.61
30	50	3	30.28	9.47	3 ½ 1 1/8" + 2 ½ 1"	33.92	2 ½ 3/8" + 2 ½ 5/8"	9.70
30	55	5	32.64	10.62	5 ½ 1 1/8"	39.60	4 ½ 3/4"	11.48
30	60	5	37.01	11.56	4 ½ 1 1/8" + 2 ½ 1"	41.64	4 ½ 3/4"	11.48
30	65	5	41.38	12.49	2 ½ 1 1/8" + 3 ½ 1"	31.08	3 ½ 3/4"	8.61
30	70	5	45.18	13.49	3 ½ 1 1/8" + 2 ½ 1"	33.92	4 ½ 3/4"	11.48
30	75	5	49.25	14.08	5 ½ 1 1/8"	39.60	4 ½ 3/4"	11.48
30	80	5	53.33	15.29	5 ½ 1 1/8"	39.60	5 ½ 3/4"	14.35
30	85	5	57.10	15.49	6 ½ 1 1/8"	47.52	5 ½ 3/4"	14.35
30	90	5	60.37	16.59	5 ½ 1 1/8" + 3 ½ 1"	54.84	4 ½ 1"	20.32
40	40	3	33.20	10.26	5 ½ 1 1/8" + 3 ½ 1"	39.60	4 ½ 3/8"	11.48
40	45	3	37.68	11.52	4 ½ 1 1/8" + 2 ½ 1"	41.64	5 ½ 3/8"	14.35
40	50	3	40.37	12.90	4 ½ 1 1/8"	47.52	5 ½ 3/8"	14.35
40	55	3	44.06	14.16	5 ½ 1 1/8" + 3 ½ 1"	54.84	3 ½ 1"	15.24
40	60	3	49.35	15.42	5 ½ 1 1/8" + 3 ½ 1"	54.84	4 ½ 1"	20.32
40	65	3	53.83	16.68	5 ½ 1 1/8" + 4 ½ 1"	59.92	4 ½ 1"	20.32
40	70	3	58.32	17.94	5 ½ 1 1/8" + 5 ½ 1"	65.00	4 ½ 1"	20.32
40	75	3	62.80	19.21	10 ½ 1 1/8"	79.20	4 ½ 1"	20.32
40	80	3	67.29	20.48	10 ½ 1 1/8"	79.20	5 ½ 1"	23.40

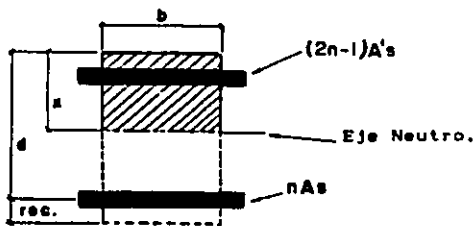
TABLA 3.2.3.

Momento Resistente de nuestra proposición.

En todos los casos el Momento Resistente a la Compresión es Menor que el Momento Resistente a la Tensión quedando así determinado el Momento que Rige la Resistencia de nuestros ejemplos.

Para ello se utilizaron las expresiones deducidas en el supuesto que la Trabe de Concreto no es homogénea, sino compuesta de Concreto y Acero de Refuerzo. Existe un método que "Transforma" la sección compuesta en una sección homogénea. La Sección Transformada se obtiene reemplazando el Área de acero por una área equivalente de concreto.

Para transformar la sección compuesta por concreto y acero a una sección homogénea equivalente, el Área de acero sometida a Tensión se reemplaza por una Área de concreto "n" veces mayor, y el Área de acero sometida a Compresión por una Área $(2n - 1)$ veces mayor.



LAMINA 3.2.6.

Entonces, con la sección de la Lámina 3.2.6. las fórmulas conocidas para la flexión en secciones homogéneas pueden

ser empleadas y las ecuaciones 3.2.A. a 3.2.E. se pueden deducir a partir de la fórmula simple $f = M_c / I$ determinando el Momento Resistente que Rige en función de las siguientes expresiones:

1.- Área de Acero Equivalente en Concreto;

$$A_{ec} = (2n - 1) A'_s + n A_s \quad \dots (3.2.F.)$$

2.- Momento Estático del Área Equivalente del Acero en Tensión y Compresión con respecto a la fibra más comprimida;

$$Q_{A_s} = - (2n - 1) A'_s d' - (n A_s d) \quad \dots (3.2.G.)$$

3.- Centroide de la Sección Transformada;

$$x = \frac{-A_{ec} + \sqrt{A_{ec}^2 - 4(b/2)Q_{A_s}}}{2(b/2)} \quad \dots (3.2.H.)$$

4.- Momento de Inercia de la Sección Transformada;

$$I = \frac{b x^3}{3} + (2n - 1) A'_s (x - d')^2 + n A_s (d - x)^2 \quad \dots (3.2.I.)$$

5.- Momentos Resistentes;

$$M_r (\text{Compresión}) = \frac{1}{x} (0.45 f'_c) \quad \dots (3.2.J.)$$

$$M_r (\text{Tensión}) = \frac{1}{(d - x)} f_s \quad \dots (3.2.K.)$$

Se anexan Tablas que resumen el proceso de cálculo de los Momentos Resistentes para cada sección propuesta en el inciso 3.1.. (Tablas 3.2.7. a 3.2.9.).

REVISIÓN DE TRABES DE SECCION RECTANGULAR.

Módulo $F_t = 200 \text{ kg/cm}^2$ ACERO $F_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$

b (cm)	h (cm)	rec (cu)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	N_r (I) (kg-cm)	N_r (C) (kg-cm)	N_r RIGE (kg-cm)
15	15	2	3.25	1.42	65,625.53	72,281.33	65,625.53
15	20	2	3.95	1.42	118,122.51	124,457.01	118,122.51
15	25	2	5.08	2.13	208,894.37	207,500.14	208,894.37
15	30	3	5.94	2.13	265,775.64	280,019.28	265,775.64
20	20	2	5.38	2.13	163,343.75	169,367.44	163,343.75
20	30	2	4.50	2.13	233,789.97	263,597.13	233,789.97
20	35	3	7.92	2.54	344,777.53	372,490.93	344,777.53
20	40	3	9.70	3.25	508,524.33	545,574.71	508,524.33
25	25	2	11.15	3.25	663,536.62	728,111.72	663,536.62
25	30	2	8.61	2.54	318,340.10	347,782.45	318,340.10
25	35	3	9.70	3.25	430,940.69	456,639.58	430,940.69
25	40	3	11.48	3.96	622,261.25	646,332.80	622,261.25
25	45	3	14.35	3.96	830,368.14	932,485.44	830,368.14
25	50	3	16.08	5.08	1,081,698.93	1,075,663.30	1,081,698.93
30	30	1	16.08	5.94	1,222,925.06	1,264,875.33	1,222,925.06
30	35	1	11.48	3.96	517,047.97	541,166.95	517,047.97
30	40	3	14.35	4.67	751,468.48	806,108.09	751,468.48
30	45	3	16.08	5.08	995,626.92	1,050,366.52	995,626.92
30	50	3	17.42	5.94	1,292,555.63	1,301,621.30	1,292,555.63
30	55	3	20.26	4.50	1,434,103.88	1,588,744.67	1,434,103.88
30	60	5	20.95	7.92	1,826,305.79	1,842,564.58	1,826,305.79
35	35	1	23.76	7.92	2,197,906.71	2,300,142.56	2,197,906.71
35	40	1	16.08	5.08	852,117.65	903,317.55	852,117.65
35	45	1	18.75	5.94	1,162,083.23	1,224,884.78	1,162,083.23
35	50	1	20.26	6.50	1,481,278.81	1,512,456.93	1,481,278.81
35	55	3	23.76	7.92	1,716,501.56	1,862,741.79	1,716,501.56
35	60	3	25.35	8.61	2,112,624.10	2,222,332.27	2,112,624.10
35	65	3	31.08	9.70	2,676,278.18	2,997,155.32	2,676,278.18
35	70	3	31.08	9.70	3,070,894.16	3,296,353.11	3,070,894.16
40	40	3	23.76	6.50	3,540,860.24	3,646,296.22	3,540,860.24
40	45	1	23.76	7.92	1,348,849.02	1,542,577.61	1,348,849.02
40	50	3	28.00	8.61	1,733,560.40	1,773,506.50	1,733,560.40
40	55	3	28.00	8.61	1,915,006.67	2,040,128.11	1,915,006.67
40	60	3	31.08	9.70	2,451,364.06	2,715,151.13	2,451,364.06
40	65	3	31.08	10.14	2,900,266.26	3,063,590.68	2,900,266.26
40	70	5	33.92	11.15	3,472,573.64	3,594,631.19	3,472,573.64
40	75	5	39.60	11.48	4,131,840.46	4,237,398.45	4,131,840.46
40	80	5	39.60	14.25	4,931,128.35	4,939,616.02	4,931,128.35
40	80	5	61.84	14.25	5,563,684.83	5,598,371.57	5,563,684.83

TABLA 3.2.7.

REVISIÓN DE TRABES DE SECCIÓN RECTANGULAR

CONCRETO $F'c = 250$ kg/cm²ACERO $F_y = 4000$ kg/cm²

b (cm)	h (cm)	rec (ca)	A_g (cm ²)	$A's$ (cm ²)	M_r (I) (kg-cm)	M_r (C1) (kg-cm)	M_r RÍDE (kg-cm)
15	15	2	3.96	1.42	81,593.75	87,647.43	81,593.75
15	20	2	5.38	2.13	168,773.07	168,619.62	168,773.07
15	25	2	6.50	2.13	250,959.88	262,800.32	260,959.88
15	30	3	7.92	2.54	333,770.37	370,990.50	353,770.37
20	20	2	7.92	2.54	223,202.76	240,761.76	223,202.76
20	25	2	9.70	2.25	372,521.89	391,871.17	372,521.89
20	30	3	11.15	3.25	473,193.85	520,462.41	473,193.85
20	35	3	14.33	3.96	697,542.24	797,983.49	697,542.24
20	40	3	14.33	4.67	919,670.09	935,582.34	919,670.09
25	25	2	11.15	3.96	452,596.62	451,761.91	452,596.62
25	30	3	14.33	4.67	618,891.54	671,330.92	618,891.54
25	35	3	16.68	5.08	853,182.79	899,529.06	853,182.79
25	40	3	18.75	6.50	1,201,219.35	1,224,425.14	1,201,219.35
28	45	5	20.28	6.50	1,489,721.72	1,507,765.71	1,489,721.72
28	50	5	23.76	7.92	1,724,858.69	1,853,919.66	1,724,858.69
30	30	3	16.68	5.08	710,308.20	753,712.62	710,308.20
30	35	3	18.75	6.50	1,038,170.15	1,052,260.36	1,038,170.15
30	40	3	23.76	8.50	1,382,549.15	1,537,904.29	1,382,549.15
30	45	3	23.76	7.92	1,785,671.02	1,769,435.74	1,785,671.02
30	50	5	26.00	8.61	1,966,411.37	2,032,037.64	1,966,411.37
30	55	5	31.08	9.70	2,517,739.66	2,705,794.63	2,517,739.66
30	60	5	31.68	10.14	2,979,838.09	3,053,737.78	2,979,838.09
35	35	3	23.76	7.92	1,252,592.59	1,330,285.34	1,252,592.59
35	40	3	26.00	7.92	1,608,190.80	1,670,698.86	1,608,190.80
35	45	3	31.08	8.61	2,096,144.68	2,295,976.48	2,096,144.68
35	50	5	31.08	9.70	2,287,321.71	2,424,364.56	2,287,321.71
35	55	5	33.92	11.48	2,900,138.25	2,963,134.82	2,900,138.25
35	60	5	39.60	14.33	3,748,503.65	3,828,152.92	3,748,503.65
35	65	5	41.84	14.33	4,351,820.57	4,424,527.40	4,351,820.57
40	70	5	47.52	14.33	5,063,019.27	5,435,500.79	5,063,019.27
40	40	3	31.08	8.61	1,831,598.26	2,013,136.08	1,831,598.26
40	45	3	33.92	9.70	2,359,761.63	2,510,141.77	2,359,761.63
40	50	5	39.60	11.48	2,712,517.67	3,076,252.28	2,712,517.67
40	55	5	39.60	14.33	3,421,547.22	3,464,718.65	3,421,547.22
40	60	5	41.84	14.33	4,032,361.17	4,047,033.64	4,032,361.17
40	65	5	47.52	14.33	4,772,230.22	5,004,509.49	4,772,230.22
40	70	5	47.52	15.24	5,503,416.72	5,455,953.46	5,503,416.72
40	75	5	54.84	20.32	6,990,261.01	6,830,527.41	6,990,261.01
40	80	5	59.92	20.32	7,932,141.90	7,990,143.61	7,932,141.90

TABLA 3.2.6.

REVISIÓN DE TRABES DE SECCIÓN RECTANGULAR

CONCRETO $F'c = 300$ kg/cm²ACERO $F_y = 4000$ kg/cm²

b (cm)	t (cm)	rec (cm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	M _r (I) (kg-cm)	M _r (C) (kg-cm)	M _r RIGI (kg-cm)
15	15	2	5.08	2.13	111,417.47	112,195.09	111,417.47
15	20	2	7.92	2.13	211,643.41	244,639.50	211,643.41
15	25	2	9.70	2.54	345,225.27	387,505.44	345,225.27
15	30	3	11.15	3.25	471,507.26	518,427.79	471,507.26
20	20	2	9.70	3.25	286,194.18	301,999.11	286,194.18
20	25	2	11.15	3.96	467,471.81	451,045.55	467,471.81
20	30	3	14.35	4.67	637,629.27	667,738.52	637,629.27
20	35	3	16.06	4.67	858,654.18	895,232.61	858,654.18
20	40	3	18.75	6.50	1,241,162.42	1,222,800.97	1,241,162.42
25	25	2	14.35	4.67	577,221.46	578,569.25	577,221.46
25	30	3	18.75	6.50	833,738.19	876,133.14	833,738.19
25	35	3	20.28	6.50	1,111,568.41	1,132,567.05	1,111,568.41
25	40	3	23.76	7.92	1,542,768.42	1,547,109.90	1,542,768.42
25	45	3	26.00	7.92	1,915,314.06	1,926,114.38	1,915,314.06
25	50	5	31.08	8.61	2,154,831.85	2,404,750.60	2,154,831.85
30	30	3	20.28	6.50	921,577.56	947,032.25	921,577.56
30	35	3	23.76	7.92	1,332,503.80	1,329,039.79	1,332,503.80
30	40	3	31.08	8.61	1,877,415.59	2,007,947.85	1,877,415.59
30	45	5	31.08	9.70	2,311,652.23	2,304,724.47	2,311,652.23
30	50	5	33.92	11.48	2,607,189.25	2,643,780.42	2,607,189.25
30	55	5	39.60	11.48	3,201,737.10	3,431,013.12	3,201,737.10
30	60	5	41.84	14.35	4,043,473.93	4,031,610.14	4,043,473.93
30	65	5	31.08	8.61	1,562,069.34	1,725,152.84	1,562,069.34
30	70	5	33.92	11.48	2,195,479.66	2,209,593.16	2,195,479.66
30	75	5	39.60	11.48	2,765,672.02	2,925,792.97	2,765,672.02
30	80	5	39.60	14.35	3,108,556.94	3,092,258.96	3,108,556.94
30	85	5	47.52	14.35	3,839,749.10	4,120,925.78	3,839,749.10
30	90	5	47.52	14.35	4,464,454.94	4,560,824.46	4,464,454.94
30	95	5	54.84	20.32	5,931,523.67	5,804,874.38	5,931,523.67
40	40	3	39.60	20.32	6,706,654.45	6,316,216.75	6,706,654.45
40	45	3	41.84	11.48	2,411,854.73	2,564,033.08	2,411,854.73
40	50	5	41.84	14.35	3,199,476.69	3,114,035.43	3,199,476.69
40	55	5	47.52	14.35	3,451,021.52	3,688,907.42	3,451,021.52
40	60	5	54.84	15.24	4,301,564.99	4,742,218.42	4,301,564.99
40	65	5	54.84	20.32	5,480,047.86	5,298,950.99	5,480,047.86
40	70	5	59.92	20.32	6,404,133.44	6,324,339.91	6,404,133.44
40	75	5	65.00	20.32	7,387,102.54	7,436,521.63	7,387,102.54
40	80	5	79.20	20.32	8,661,676.58	9,699,428.24	8,661,676.58
40	85	5	79.20	25.40	10,373,169.23	10,523,251.97	10,373,169.23

TABLA 3.2.f.

3.3. COSTO UNITARIO.

Seguindo con la metodología utilizada en el Capítulo 2, inciso 2.3, elaboramos una fórmula en la que intervienen todos los elementos básicos para lograr una mezcla adecuada que cumpla con nuestros requerimientos y especificaciones de proyecto, conociendo el Volumen de Concreto, Peso del Acero de Refuerzo, Superficie de la Cimbra, Costo Horario de la Maquinaria utilizada y Costo del tiempo del personal que llevará a cabo la actividad; necesarios para la fabricación del elemento estructural facilitando la obtención de su Costo Unitario.

Como primer paso, es necesario uniformar la unidad de cobro de dicha actividad, y teniendo en cuenta que se analizarán elementos de diferentes secciones (dimensiones) es forzoso utilizar como unidad básica de cobro, el Costo Unitario del elemento por metro lineal y no por pieza o metro cúbico, como en algunos casos se pueda hacer. Una vez determinadas las dosificaciones de los concretos que analizaremos (Tabla 3.2.1.) se obtuvieron las ecuaciones que resumen el Suministro de Insumos para el Concreto $f'c = 200$, 250 y 300 kg/cm²:

$$SC200 = 0.202 AG + 0.348 CG + 0.555 AR + 0.63 GR \dots (3.3.A.)$$

$$SC250 = 0.202 AG + 0.368 CG + 0.535 AR + 0.63 GR \dots (3.3.B.)$$

$$SC300 = 0.202 AG + 0.449 CG + 0.505 AR + 0.63 GR \dots (3.3.C.)$$

donde cada una de las variables implica su costo en las unidades que a continuación se indican:

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

EC	=	Suministro de Insumos para fabrica- ción de Concreto	(m ³)
AG	=	Agua	(m ³)
CG	=	Cemento Gris	(Ton)
AR	=	Arena	(m ³)
GR	=	Grava	(m ³)

Quedando pendiente la incidencia de la mano de obra necesaria para elaborar la mezcla, teniendo la siguiente ecuación:

$$0.0555 GA + 0.3885 PE + 0.4444 CHR1 + 0.03 HM \quad \dots (3.3.D.)$$

donde cada una de las variables implica su costo en las unidades que se indican a continuación:

GA	=	Oficial Albañil	(Jor)
PE	=	Peón	(Jor)
CHR1	=	Costo Horario Revolvedora un saco	(Hr)
HM	=	Herramienta Menor	

sabiendo que:

HM = $\frac{1}{2}$ (\times Mano de obra que interviene en la actividad).

Sumando la ecuación 3.3.D. a las ecuaciones 3.3.A., 3.3.B. y 3.3.C. respectivamente obtenemos la ecuación general de suministro y fabricación de concreto f'c = 200, 250 y 300 kg/cm² con un agregado máximo de 3/4" de diámetro:

$$SFC200 = 0.202 AG + 0.348 CG + 0.555 AR + 0.63 GR + 0.0572 DA + 0.4002 PE + 0.4444 CHR1 \quad \dots (3.3.E.)$$

$$SFC250 = 0.202 AG + 0.368 CG + 0.535 AR + 0.63 GR + 0.0572 DA + 0.4002 PE + 0.4444 CHR1 \quad \dots (3.3.F.)$$

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 11/06/88

REPORTE DE MATRICES

NO	BAS001	SUP. Y FAB. CONCRETO F'C=200 A=3/4"	KS	11/06/88	82,373.71		
NO REG	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
20	WAT001	AGUA	KS	11/06/88	300.00	0.2020	60.60
21	WAT002	CEMENTO GRIS	TON	11/06/88	148,000.00	0.4490	57,420.00
22	WAT003	ARENA	KS	11/06/88	14,000.00	0.2550	8,880.00
23	WAT004	GRAVA	KS	11/06/88	14,000.00	0.4300	10,080.00
3	WD-003	OFICIAL ALBAMIL	JOR	11/06/88	11,600.00	0.0553	648.24
1	WD-001	PEDR	JOR	11/06/88	8,000.00	0.3885	3,108.00
10	EQM-01	REVOLVEDORA ELBA 1 BACO	HR	09/06/88	4,644.87	0.4444	2,064.18
9	TRD	MANO DE OBRERA	%	11/06/88	3,756.24	0.0300	112.69

COSTO DIRECTO TOTAL

82,373.71

NO	BAS002	SUP. Y FAB. CONCRETO F'C=200 A=3/4"	KS	11/06/88	80,433.71		
NO REG	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
20	WAT001	AGUA	KS	11/06/88	300.00	0.2020	60.60
21	WAT002	CEMENTO GRIS	TON	11/06/88	148,000.00	0.3880	64,020.00
22	WAT003	ARENA	KS	11/06/88	14,000.00	0.2380	8,868.00
23	WAT004	GRAVA	KS	11/06/88	14,000.00	0.4300	10,080.00
3	WD-003	OFICIAL ALBAMIL	JOR	11/06/88	11,600.00	0.0553	648.24
1	WD-001	PEDR	JOR	11/06/88	8,000.00	0.3885	3,108.00
10	EQM-01	REVOLVEDORA ELBA 1 BACO	HR	09/06/88	4,644.87	0.4444	2,064.18
9	TRD	MANO DE OBRERA	%	11/06/88	3,756.24	0.0300	112.69

COSTO DIRECTO TOTAL

80,433.71

NO	BAS003	SUP. Y FAB. CONCRETO F'C=300 A=3/4"	KS	11/06/88	98,238.71		
NO REG	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
20	WAT001	AGUA	KS	11/06/88	300.00	0.2020	60.60
21	WAT002	CEMENTO GRIS	TON	11/06/88	148,000.00	0.4490	74,085.00
22	WAT003	ARENA	KS	11/06/88	14,000.00	0.3060	8,880.00
23	WAT004	GRAVA	KS	11/06/88	14,000.00	0.4300	10,080.00
3	WD-003	OFICIAL ALBAMIL	JOR	11/06/88	11,600.00	0.0553	648.24
1	WD-001	PEDR	JOR	11/06/88	8,000.00	0.3885	3,108.00
10	EQM-01	REVOLVEDORA ELBA 1 BACO	HR	09/06/88	4,644.87	0.4444	2,064.18
9	TRD	MANO DE OBRERA	%	11/06/88	3,756.24	0.0300	112.69

COSTO DIRECTO TOTAL

98,238.71

SFC300 = 0.202 AG + 0.449 CG + 0.505 AR + 0.63 GR + 0.0572 OA
 + 0.4002 PE + 0.4444 CHR1 (3.3.G.)

donde:

SFC200 = Costo del Suministro y Fabricación de Concreto
 f'c = 200 kg/cm².

SFC250 = Costo del Suministro y Fabricación de Concreto
 f'c = 250 kg/cm².

SFC300 = Costo del Suministro y Fabricación de Concreto
 f'c = 300 kg/cm².

El siguiente paso es el de conocer qué y cuánta madera se utilizara en el cimbrado del elemento; para lograr esto se debe realizar la cubicación de la madera que se utiliza en el cimbrado teniendo variables que afectan directamente el volumen total, como:

b' = Espesor de la pieza (pulg)

h' = Ancho de la pieza (pulg)

L = Longitud de la pieza (m)

Dichas variables dependen del peralte (d) y la base (b) del elemento analizado, utilizando las siguientes fórmulas:

1. Madera de Contacto.

b' = 0.63 pulg = 1.6 cm = 16 mm (Triplay de 16 mm)

h' = (2d + b) / 2.54

L = 1m

2. Yugas.

$$b' = 2 \text{ pulg}$$

$$h' = 4 \text{ pulg}$$

$$L = \left((b + 25) + 2(d + 25) \right) (0.01)$$

3. Base.

$$b' = 4 \text{ pulg}$$

$$h' = 4 \text{ pulg}$$

$$L = 1\text{m}$$

4. Madrina (MA)

$$b' = 4 \text{ pulg}$$

$$h' = 4 \text{ pulg}$$

$$L = \left[\left((d-10) + 22.54 \right) \tan 30^\circ + 40 + \frac{b - 20}{2} \right] (0.01)$$

donde:

0.01 factor de conversión de centímetros a metros.

5. Patas de Gallo.

$$b' = 1 \text{ pulg}$$

$$h' = 4 \text{ pulg}$$

$$L = \left[\frac{(d - 10) + 22.54}{\cos 30^\circ} + 20 + \sqrt{2 \left(\frac{MA}{2} - 35 \right)^2 + 20} \right] 0.01$$

6. Pies Derechos.

$$b' = 4 \text{ pulg}$$

$$h' = 4 \text{ pulg}$$

$$L = 2.17 \text{ m}$$

7. Contraviento.

$$b' = 1 \text{ pulg}$$

$$h' = 4 \text{ pulg}$$

$$L = 1\text{m}$$

8. Arrastre.

$$b' = 4 \text{ pulg}$$

$$h' = 4 \text{ pulg}$$

$$L = 1 \text{ m}$$

9. Cuñas.

$$b' = 2 \text{ pulg}$$

$$h' = 4 \text{ pulg}$$

$$L = 0.40 \text{ m}$$

10. Cachetes.

$$b' = 1 \text{ pulg}$$

$$h' = 4 \text{ pulg}$$

$$L = 0.55 \text{ m}$$

Para el caso de traveses que tengan $b < 20 \text{ cm}$ y $d < 40 \text{ cm}$ se tienen los siguientes cambios:

2. Yugos.

$$b' = 2 \text{ pulg}$$

$$h' = 4 \text{ pulg}$$

$$L = 2 (d + 15) (0.01)$$

3. Base.

No Utiliza.

La madera debería cuantificarse en el Sistema Métrico Decimal, es decir, por metro cúbico. Pero prácticamente se hace a base de "Pie Tablón", definiendo como Pie Tablón la cantidad de madera que integra un elemento de un pie de ancho (H') por un pie de largo (L') por una pulgada de espesor (B'), por lo tanto, un pie tablón debe ser igual al volumen contenido en una pieza de madera de esas dimensiones. Para obtener una fórmula sencilla para encontrar pies tablón podemos proponer la siguiente ecuación:

$$(B \text{ pulg} \times H \text{ pulg} \times L \text{ m}) / 3.657$$

El deterioro de las piezas que integran una cimbra, está en función del buen o mal trato de la misma, así como de las dimensiones de la pieza y de su uso específico en la cimbra en cuestión. El fabricar una cimbra para usarla una sola vez es antieconómico, por lo que se trata de emplear tantas veces como sea posible, sin olvidar, que todos los elementos de la misma, pueden resistir el mismo número de usos. De acuerdo con esto, se han creado tres factores que alterarán la cuantificación a fin de tomar en cuenta las características expuestas.

1. FACTOR DE CONTACTO (F.C.). Es el cociente expresado en forma de quebrado de la unidad a la cual queremos referir el estudio (m3) entre el área de contacto real de la porción del elemento analizado.

$$FC = 1a2 / (b + 2d)$$

$$b, d \text{ (m)}$$

2. FACTOR DE DESPERDICIO (F.D.). Es el porcentaje expresado en forma decimal de la cantidad total de madera rota o perdida en la elaboración y durante los diferentes usos de una cimbra. Para nuestro estudio se propone un FD = 1.20

3. FACTOR DE USOS (F.U.). Es el cociente expresado en forma de quebrado del uso unitario de un elemento de cimbra entre el número de usos propuesto. Este valor depende de las dimensiones de la pieza y entre más grande sea el ancho y el espesor de ésta, se podrá utilizar en más ocasiones.

ELEMENTO	USOS
Triplay de 3a.	8
Duela de 1" X 4"	5
Barrote 2 " X 4"	5
Polín 4 " X 4"	10
Cuñas y Cachetes	3
Contraviento	3
Patas de Gallo	3

Otros insumos utilizados en el cimbrado de un elemento de concreto son el clavo de 2 1/2" a 4", el alambre recocado del No. 18 y el desmoldante (diesel), que se usarán en cantidades constantes para todos los casos:

Clavo 2 1/2" a 4"	0.09 kg/m ²
Alambre Rec. No. 18	0.08 kg/m ²
Diesel	0.50 lt/m ²

El análisis de la mano de obra que interviene en el cimbrado y descimbrado depende, como en cualquier otra actividad, de el tiempo que le toma al Oficial especializado y a sus ayudantes en realizar el trabajo, expresado como el inverso del volumen, área o unidad de cubicación trabajada en un jornal (8 horas).

Ejemplo:

8.5 m² de cimbrado equivalen a un rendimiento de 0.1176 Jor.

$$1 \text{ Jor.} / 8.5 \text{ m}^2 = 0.1176 \text{ Jor/m}^2$$

Para realizar este proceso se utilizó una matriz formulada en una hoja de cálculo electrónica en la que variando el peralte y la base de nuestro elemento obtenemos fácilmente el Costo Directo del Suministro, Cimbrado y Descimbrado de la trabe incluyendo todos los elementos necesarios para desarrollar esta actividad (Tabla 3.3.1.).

En ella se presentan los dos casos generales en el dimensionamiento de nuestros elementos:

1.- Base < 20 cm.

Peralte < 40 cm.

2.- Base > = 20 cm.

Peralte > = 40 cm.

Debido a que es muy extenso el procedimiento de cubicación de madera que se utiliza en una cimbra se ha buscado la forma de reducir el procedimiento encontrando la siguiente expresión, que nos proporciona un resultado aproximado de la

CINBAACO Y DESCRIBADO EN TRAMES

11/06/88

BB

BASE 15 < 20
PERALTE 15 < 40

CONCEPTO	PIEZAS	b'	n'	LONGITUD	F. CONV.	P. T.	F. C.	F. D.	F. U.	TOTAL P. T.	COSTO	IMPORTE
MADEIRA DE CONTACTO	1.00	.63	17.72	1.00	3.657	3.05	.45	1.20	8.00	1.02	3,620.00	3,678.98
YUGOS	1.00	2.00	4.60	.60	3.657	1.31	.45	1.20	5.00	.70	1,600.00	1,120.04
MADRINA	1.00	4.00	4.00	1.07	3.657	4.67	.45	1.20	10.00	1.25	920.00	1,146.37
FATAS DE GALLO	1.00	1.00	4.00	1.96	3.657	2.14	.45	1.20	3.00	1.90	1,600.00	3,043.48
PIES DERECHOS	1.00	4.00	4.00	2.17	3.657	9.49	.45	1.20	10.00	2.53	920.00	2,329.22
CONTRAVIENTO	1.00	1.00	4.00	1.00	3.657	1.09	.45	1.20	3.00	.97	1,600.00	1,825.62
ANASTRE	1.00	4.00	4.00	1.00	3.657	4.38	.45	1.20	10.00	1.17	920.00	1,073.38
CLASAS	1.00	2.00	4.00	.40	3.657	.88	.45	1.20	3.00	.78	1,600.00	1,244.49
CACHETES	2.00	1.00	4.00	.55	3.657	1.20	.45	1.20	3.00	1.07	1,600.00	1,711.18
CLAVO 2 1/2" x 4"										.09	2,300.00	207.00
ALAMBRE REC. No. 18										.08	2,000.00	160.00
BIESEL										.50	455.00	227.90
OF. CARPINTERO (DESCRIBADO)										.018	10,870.00	195.66
AYUDANTE (DESCRIBADO)										.018	8,715.00	156.87
OF. CARPINTERO (CINBAACO)										.117	10,870.00	1,271.79
AYUDANTE (CINBAACO)										.117	8,715.00	1,019.66

C. B. (8 / 92) 20,139.24

CINBAACO Y DESCRIBADO EN TRAMES

11/06/88

BASE 40 => 20
PERALTE 80 => 40

ELEMENTO	PIEZAS	b'	n'	LONGITUD	F. CONV.	P. T.	F. C.	F. D.	F. U.	TOTAL P. T.	COSTO	IMPORTE
MADEIRA DE CONTACTO	1.00	.63	78.74	1.00	3.657	13.54	2.00	1.20	8.00	1.02	3,620.00	3,678.98
YUGOS	2.00	2.00	4.00	2.55	3.657	11.16	2.00	1.20	5.00	1.34	1,600.00	2,142.08
BASE	2.00	4.00	4.00	1.00	3.657	8.75	2.00	1.20	10.00	.53	920.00	683.62
MADRINA	1.00	4.00	4.00	2.07	3.657	9.05	2.00	1.20	10.00	.94	920.00	499.58
FATAS DE GALLO	1.00	1.00	4.00	4.87	3.657	5.33	2.00	1.20	3.00	1.07	1,600.00	1,705.46
PIES DERECHOS	1.00	4.00	4.00	2.17	3.657	9.49	2.00	1.20	10.00	.57	920.00	524.08
CONTRAVIENTO	1.00	1.00	4.00	1.00	3.657	1.09	2.00	1.20	3.00	.22	1,600.00	350.01
ANASTRE	1.00	4.00	4.00	1.00	3.657	4.38	2.00	1.20	10.00	.76	920.00	241.51
CLASAS	1.00	2.00	4.00	.40	3.657	.88	2.00	1.20	3.00	.16	1,600.00	280.01
CACHETES	2.00	1.00	4.00	.55	3.657	1.20	2.00	1.20	3.00	.24	1,600.00	385.02
CLAVO 2 1/2" x 4"										.09	2,300.00	207.00
ALAMBRE REC. No. 18										.08	2,000.00	160.00
BIESEL										.50	455.00	227.90
OF. CARPINTERO (DESCRIBADO)										.018	10,870.00	195.66
AYUDANTE (DESCRIBADO)										.018	8,715.00	156.87
OF. CARPINTERO (CINBAACO)										.117	10,870.00	1,271.79
AYUDANTE (CINBAACO)										.117	8,715.00	1,019.66

C. B. (8 / 92) 13,528.23

cantidad de madera utilizada:

$$(1/bd) (2d+b)$$

donde:

d = Peralde de la trabe (m)

b = Base de la trabe (m)

Utilizando esta expresión y agregando la incidencia de la Mano de Obra , 3% de Herramienta y los otros insumos necesarios, tenemos que:

$$CDT = ((1/bd)(2d+b)) MM2 + 0.09 CL + 0.08 A18 + 0.5 DI + 0.1391 OC + 0.1391 AY \dots \dots \dots (3.3.H.)$$

Donde cada una de las variables implica su costo en las unidades que a continuación se indican:

- CDT = Cimbrado y descimbrado de trabe (m2)
- MM2 = Madera para cimbra (m2)
- CL = Clavo de 2 1/2" a 4" (kg)
- A18 = Alambre Recocido No. 18 (kg)
- DI = Diesel (lt)
- OC = Oficial Carpintero (Jor)
- AY = Ayudante (Jor)

Después de colocada la cimbra del elemento, la siguiente actividad a realizar es la del habilitado del acero de refuerzo cobrado por unidad de peso (kg) incluyendo el tiempo que le toma al personal concluir este cometido, y los insumos

necesarios para realizar el trabajo, obteniendo la siguiente ecuación:

$$1125 \text{ ARN} + 13 \text{ A18} + 4.42 \text{ OF} + 4.42 \text{ AY} + 0.03 \text{ HM}$$

quedando finalmente:

$$\text{SHARN} = 1125 \text{ ARN} + 13 \text{ A18} + 4.5526 \text{ OF} + 4.5526 \text{ AY} \quad .(3.3.1.)$$

donde:

SHARN = Costo del Suministro y habilitado de acero de resistencia normal $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$. (Ton)

ARN = Costo del Acero de resistencia normal (kg)

A18 = Costo del Alambre Recocido No. 18 (kg)

OF = Costo del Oficial fierro (Jor)

AY = Costo del Ayudante (Jor)

Se anexa análisis de Costo Directo Total

Por último, el vaciado del concreto dentro de la cimbra, conocido comúnmente como "colado" se puede generalizar con la siguiente expresión:

$$\text{CTC200} = 1.04 \text{ SFC200} + 0.06 \text{ AG} + 0.277 \text{ OA} + 0.98 \text{ PE} + 0.266 \text{ CHV} + 0.03 \text{ HM}$$

Donde cada una de las variables implica su costo en las unidades que se indican:

SCF200 = Suministro y fabricación de concreto $f'c = 200$
kg/cm² (m³)

AG = Agua (m³)

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 11/06/88

REPORTE DE MATRICES

REG	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FECH.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
59	BAS010	HABILITADO DE ACERO EN ESTRUCTURA	TON	11/06/88	1,633,642.66		
24	MAT005	ACERO DE RZO. No. 3 AL B	KB	11/06/88	1,330.00	1,129.0000	1,518,790.00
25	MAT006	ALAMBRE No. 18	KB	11/06/88	2,000.00	13.0000	26,000.00
5	MO-005	OFICIAL FIERREPO	JOR	11/06/88	11,250.00	4.4200	49,725.00
2	MO-002	AYUDANTE	JOR	11/06/88	8,715.00	4.4200	38,520.30
9	ZFO	HERRAMIENTA	%	11/06/88	88,243.30	0.0300	2,647.36
COSTO DIRECTO TOTAL							1,633,642.66

DA	=	Oficial Albañil	(Jor)
PE	=	Peón	(Jor)
CHV	=	Costo Horario Vibrador	(Hr)
HM	=	Herramienta Menor	(%MO)

Teniendo:

$$CTC200 = 1.04 \text{ SFC200} + 0.06 \text{ AG} + 0.2338 \text{ DA} + 0.935 \text{ PE} + 0.266 \text{ CH} \quad \dots \dots \dots (3.3.J.)$$

Sustituyendo la ecuación 3.3.E. en la 3.3.J. y sumando términos semejantes, tenemos la expresión que resume el suministro, fabricación y colocación de concreto $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ en trabes, como sigue:

$$\text{SFCT200} = 0.27 \text{ AG} + 0.362 \text{ CG} + 0.577 \text{ AR} + 0.655 \text{ GR} + 0.2933 \text{ DA} + 1.3514 \text{ PE} + 0.4622 \text{ CHR1} + 0.266 \text{ CHV} \quad \dots (3.3.K.)$$

donde:

SFCT200 = Costo del Suministro, Fabricación y Colocación de concreto $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ en Trabes.

De igual forma se obtuvieron las ecuaciones que integran el suministro, fabricación y colocación de concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$.

$$\text{SFCT250} = 0.27 \text{ AG} + 0.404 \text{ CG} + 0.556 \text{ AR} + 0.655 \text{ GR} + 0.2933 \text{ DA} + 1.3514 \text{ PE} + 0.4622 \text{ CHR1} + 0.266 \text{ CHV} \quad \dots (3.3.L.)$$

$$\text{SFCT300} = 0.27 \text{ AG} + 0.467 \text{ CG} + 0.525 \text{ AR} + 0.655 \text{ GR} + 0.2933 \text{ DA} + 1.3514 \text{ PE} + 0.4622 \text{ CHR1} + 0.266 \text{ CHV} \quad \dots (3.3.M.)$$

Se anexas análisis de Costos Directos Totales para cada caso (Tabla 3.3.2.).

Resumiendo, las ecuaciones 3.3.J., 3.3.K. y 3.3.H. son utilizadas para determinar los costos del Suministro y Habilidadado del Acero de Refuerzo; Suministro, Fabricado y Colocación de Concreto $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$, y el Cebado y Descibado de trabees respectivamente. Por lo que es necesario conocer el volumen que afecta a cada uno de estos costos por metro de trabe reduciendo la expresión a:

$$CTC = Vc (SFCT200) + Acia (CDT) + PA (SHARN)$$

donde:

Vc = Volumen de concreto (b) (d) (lm) (m³)

Acia = Area de contacto (b) (d) (m²)

PA = Peso del acero de refuerzo (kg)

$$PA = (As + A'e + Aet) 0.7854$$

$$Si: Aet = (As/Sep)((h-2rac)(b-2rac)+10)$$

Donde:

Aet = Area total de estribos (cm²)

Sep = Separación entre estribos (m)

b = Base de la trabe (m)

d = Peralte de la trabe (m)

As = Area del Estribo utilizado (m²)

Se anexa tabla de resumen para las diferentes secciones en cada tipo de concreto, resistencia $f'c = 200, 250$ y 300 kg/cm^2 (Tablas 3.3.3. a 3.3.5.).

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 11/06/88

REPORTE DE MATRICES

REG	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
53	245004	COLADO TRABES CONC. F'C=200	M3	11/06/88	97,516.78		
50	245001	SUP. Y FAB. CONCRETO F'C=200 A=3/4"	M3	11/06/88	82,375.71	1.0400	85,065.56
20	245001	AGUA	M3	11/06/88	300.00	0.0600	18.00
3	24-003	OFICIAL ALBANIL	JOR	11/06/88	11,680.00	0.2270	2,651.36
1	24-001	PEON	JOR	11/06/88	8,000.00	0.9080	7,204.00
11	EQM-02	VIBRADOR	HR	09/06/88	4,080.07	0.2860	1,617.30
9	240	herramienta	%	11/06/88	9,915.36	0.0300	297.48
COSTO DIRECTO TOTAL							97,516.78

REG	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
54	245005	COLADO TRABES CONC. F'C=250	M3	11/06/88	103,804.78		
51	245002	SUP. Y FAB. CONCRETO F'C=250 A=3/4"	M3	11/06/88	89,453.71	1.0400	92,199.86
20	245001	AGUA	M3	11/06/88	300.00	0.0600	18.00
3	24-003	OFICIAL ALBANIL	JOR	11/06/88	11,680.00	0.2270	2,651.36
1	24-001	PEON	JOR	11/06/88	8,000.00	0.9080	7,204.00
11	EQM-02	VIBRADOR	HR	09/06/88	4,080.07	0.2260	1,374.10
9	240	herramienta	%	11/06/88	9,915.36	0.0300	297.46
COSTO DIRECTO TOTAL							103,804.78

REG	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
55	245006	COLADO TRABES CONC. F'C=300	M3	11/06/88	113,979.90		
52	245003	SUP. Y FAB. CONCRETO F'C=300 A=3/4"	M3	11/06/88	98,238.71	1.0400	102,168.26
20	245001	AGUA	M3	11/06/88	300.00	0.0600	18.00
3	24-003	OFICIAL ALBANIL	JOR	11/06/88	11,680.00	0.2270	2,651.36
1	24-001	PEON	JOR	11/06/88	8,000.00	0.9080	7,204.00
11	EQM-02	VIBRADOR	HR	09/06/88	4,080.07	0.2860	1,580.82
9	240	herramienta	%	11/06/88	9,915.36	0.0300	297.46
COSTO DIRECTO TOTAL							113,979.90

COSTO UNITARIO DE TRABES DE CONCRETO REFORZADO

COSTO DIRECTO SUMINISTRO,
FABRICACION Y COLADO DE
CONCRETO f'c = 200 . . . \$ 97,516.78

COSTO DIRECTO FABRICACION,
CIMENTADO Y DESCIMENTADO . . . \$ VARIABLE

COSTO DIRECTO SUMINISTRO
Y HABILITADO DE ACERO . . . \$ 1,635.64

LONGITUD = 1 mt.			VOLUMEN DE CONC. (m ³ /m)	CIMENTA (m ² /m)	C. D. CIMENTA (m ²)	SEPARACION		LONGITUD ESTRIBOS	A est.	FACTOR CONC.	TOTAL ACERO (kg/m)	IMPORTE TOTAL CONCRETO (\$/m)	IMPORTE TOTAL CIMENTA (\$/m)	IMPORTE TOTAL ACERO (\$/m)	COSTO UNITARIO (\$/m)		
BASE	FEALTE	REC.				A s	A's									ESTRIBOS	AREA
15	15	2	.0225	.45	20,139.24	3.25	1.42	15	.32	62	1.32	.7854	4.71	2,194.13	9,062.66	7,699.37	18,955.15
15	20	2	.0300	.55	18,169.25	3.76	1.42	15	.32	72	1.54	.7854	5.43	2,925.50	10,004.09	8,584.51	21,814.10
15	25	2	.0375	.65	16,839.25	5.08	2.13	20	.32	82	1.31	.7854	6.69	3,656.88	10,945.51	10,947.63	25,550.02
15	30	3	.0450	.75	15,649.25	5.74	2.13	20	.32	88	1.41	.7854	7.44	4,388.26	11,886.94	12,175.74	28,450.93
20	20	2	.0400	.60	21,222.66	5.28	2.13	20	.32	82	1.31	.7854	6.93	3,760.67	12,733.60	11,732.02	27,967.29
20	25	2	.0500	.70	19,653.75	6.50	2.13	20	.32	92	1.47	.7854	7.93	4,875.84	13,759.03	12,977.35	31,612.21
20	30	3	.0600	.80	18,480.57	7.92	2.54	20	.32	99	1.57	.7854	9.45	5,851.01	14,784.46	15,451.55	36,087.01
20	35	3	.0700	.90	17,566.54	9.70	3.25	25	.32	108	1.38	.7854	11.26	6,826.17	15,809.69	18,411.85	41,047.92
20	40	3	.0800	1.00	16,835.32	11.15	3.25	25	.32	118	1.51	.7854	12.50	7,801.34	16,835.32	20,439.00	45,075.67
25	25	2	.0625	.75	19,016.61	8.61	2.54	20	.32	102	1.63	.7854	10.04	6,094.80	14,262.46	16,420.16	36,777.42
25	30	3	.0750	.85	17,985.75	9.70	3.25	20	.32	109	1.73	.7854	11.53	7,313.76	15,287.89	18,855.82	41,457.47
25	35	3	.0875	.95	17,171.91	11.48	3.96	25	.71	118	3.35	.7854	14.76	8,532.72	16,313.31	24,139.77	48,985.80
25	40	3	.1000	1.05	16,513.09	14.25	3.96	30	.71	128	3.03	.7854	16.76	9,751.68	17,338.74	27,413.19	54,503.61
25	45	3	.1125	1.15	15,968.84	14.35	5.08	30	.71	138	3.27	.7854	17.83	10,970.64	18,364.17	29,156.00	58,490.30
25	50	5	.1250	1.25	15,511.68	16.68	5.94	35	.71	140	2.84	.7854	19.53	12,189.60	19,389.60	31,935.94	63,515.14
30	30	3	.0900	.90	17,545.90	11.48	3.96	20	.71	118	4.19	.7854	15.42	8,776.51	15,791.31	25,216.03	49,783.95
30	35	3	.1050	1.00	16,816.74	14.25	4.67	25	.71	128	3.64	.7854	17.79	10,239.26	16,816.74	29,103.59	56,159.59
30	40	3	.1200	1.10	16,220.15	16.68	5.08	30	.71	138	3.27	.7854	19.18	11,702.01	17,842.17	31,378.41	60,922.59
30	45	3	.1350	1.20	15,723.00	17.42	5.94	30	.71	148	3.50	.7854	21.10	13,164.77	18,867.60	34,508.63	66,541.90
30	50	5	.1500	1.30	15,302.33	20.28	6.50	30	.71	150	3.55	.7854	23.82	14,627.52	19,893.03	38,962.68	73,483.42
30	55	5	.1650	1.40	14,941.75	20.95	7.92	30	.71	160	3.79	.7854	25.65	16,090.27	20,918.45	41,951.79	78,960.51
30	60	5	.1800	1.50	14,629.25	23.76	7.92	30	.71	170	4.02	.7854	28.04	17,553.02	21,943.89	45,865.63	85,262.54
35	35	3	.1225	1.05	16,495.40	16.68	5.08	25	.71	138	3.92	.7854	19.70	11,945.81	17,320.17	32,217.53	61,482.51
35	40	3	.1400	1.15	15,952.69	18.75	5.94	25	.71	148	4.20	.7854	22.69	13,452.25	18,345.59	37,117.12	69,115.06
35	45	3	.1575	1.25	15,496.82	20.28	6.50	25	.71	158	4.49	.7854	24.56	15,058.89	19,371.03	40,166.83	74,896.75
35	50	5	.1750	1.35	15,108.48	23.76	7.92	25	.71	160	4.54	.7854	28.45	17,065.44	20,396.45	46,534.50	83,998.28
35	55	5	.1925	1.45	14,773.71	25.25	8.61	25	.71	170	4.83	.7854	30.46	18,771.98	21,421.88	49,828.29	90,022.15
35	60	5	.2100	1.55	14,482.14	31.08	9.70	25	.71	180	5.11	.7854	36.04	20,478.52	22,447.32	59,954.32	101,880.16
35	65	5	.2275	1.65	14,225.90	31.08	9.70	25	.71	190	5.40	.7854	36.27	22,185.07	23,472.74	59,319.15	104,976.95
35	70	5	.2450	1.75	13,998.95	31.58	10.14	25	.71	200	5.68	.7854	37.31	23,891.61	24,498.16	61,020.00	109,469.78
40	40	3	.1600	1.20	15,707.52	23.76	6.50	30	1.27	158	6.69	.7854	29.02	15,602.68	19,849.02	47,465.43	81,917.14
40	45	3	.1800	1.30	15,288.04	23.76	7.92	30	1.27	168	7.11	.7854	30.47	17,353.02	19,874.45	49,833.43	87,240.70
40	50	5	.2000	1.40	14,928.49	26.00	8.61	35	1.27	170	6.17	.7854	32.03	19,503.36	20,899.99	52,385.44	92,789.67
40	55	5	.2200	1.50	14,616.87	31.08	9.70	40	1.27	180	5.72	.7854	34.52	21,455.69	21,925.31	59,728.95	103,197.95
40	60	5	.2400	1.60	14,344.21	31.68	10.14	40	1.27	190	6.03	.7854	37.58	23,404.03	22,950.74	61,472.84	107,827.50
40	65	5	.2600	1.70	14,103.63	33.92	11.15	40	1.27	200	6.35	.7854	40.39	25,354.36	23,976.17	66,025.76	115,386.29
40	70	5	.2800	1.80	13,889.78	39.50	11.48	40	1.27	210	6.67	.7854	45.35	27,304.70	25,001.60	74,184.27	126,490.57
40	75	5	.3000	1.90	13,698.43	39.60	14.25	40	1.27	220	6.99	.7854	47.86	29,255.03	26,027.02	78,279.03	133,561.09
40	80	5	.3200	2.00	13,524.23	41.84	14.25	40	1.27	230	7.30	.7854	49.87	31,205.37	27,052.46	81,584.48	139,822.21

TABLA 3.3.3.

COSTO UNITARIO DE TRABES DE CONCRETO REFORZADO

COSTO DIRECTO SUMINISTRO,
FABRICACION Y COLADO DE
CONCRETO f'c = 250 \$ 103,864.76

COSTO DIRECTO FABRICACION,
CIMENTADO Y DESCIMENTADO . . . \$ VARIABLE

COSTO DIRECTO SUMINISTRO
Y HABILITADO DE ACERO . . . \$ 1,635.64

LONGITUD = l mt.			VOLUMEN DE CONC. (m ³ /m)	CIMENTA (m ² /m)	C. D. CIMENTA (m ²)	SEPARACION		LONGITUD ESTRIBOS	A est. (cm ² /m)	FACTOR CONC.	TOTAL ACERO (kg/m)	IMPORTE TOTAL CONCRETO (\$/m)	IMPORTE TOTAL CIMENTA (\$/m)	IMPORTE TOTAL ACERO (\$/m)	COSTO UNITARIO (\$/m)		
BASE	PERALTE	REC.				A s	A's									AREA	
15	15	2	.0225	.45	20,159.24	3.92	1.42	15	.32	62	1.32	.7854	5.26	2,335.61	9,052.66	11,610.46	29,026.72
15	20	2	.0300	.55	18,189.25	5.38	2.13	15	.32	72	1.54	.7854	7.10	3,114.14	10,004.09	13,620.78	24,735.61
15	25	2	.0375	.65	16,839.25	6.50	2.13	20	.32	82	1.31	.7854	7.61	3,892.68	10,945.51	12,771.81	27,610.69
15	30	3	.0450	.75	15,849.25	7.92	2.54	20	.32	88	1.41	.7854	9.32	4,671.22	11,866.94	15,246.01	31,904.16
20	20	2	.0400	.60	21,222.66	7.92	2.54	20	.32	82	1.31	.7854	9.25	4,152.19	12,732.69	15,122.65	32,668.47
20	25	2	.0500	.70	19,655.75	9.70	3.25	20	.32	92	1.47	.7854	11.33	5,190.24	13,759.03	18,526.95	37,476.22
20	30	3	.0600	.80	18,480.57	11.15	3.25	20	.32	98	1.57	.7854	12.54	6,228.29	14,784.46	20,513.00	41,525.74
20	35	3	.0700	.90	17,566.54	14.35	3.92	25	.32	108	1.38	.7854	15.47	7,266.33	15,809.89	25,257.48	45,273.76
20	40	3	.0800	1.00	16,835.32	14.35	4.67	25	.32	118	1.51	.7854	16.12	8,304.38	16,835.32	26,374.00	51,513.79
25	25	2	.0625	.75	19,016.61	11.15	3.92	20	.32	102	1.63	.7854	13.15	6,487.89	14,262.46	21,507.39	42,257.56
25	30	3	.0750	.85	17,985.75	14.35	4.67	20	.32	108	1.73	.7854	16.30	7,785.36	15,287.89	26,652.54	45,721.78
25	35	3	.0875	.95	17,171.91	16.08	5.08	25	.71	118	3.35	.7854	19.25	9,082.92	16,313.31	31,487.65	56,894.16
25	40	3	.1000	1.05	16,513.09	18.75	6.50	30	.71	122	3.03	.7854	22.21	10,380.48	17,332.74	36,328.53	64,647.75
25	45	3	.1125	1.15	15,948.84	20.28	6.50	30	.71	138	3.27	.7854	23.60	11,678.04	18,364.17	38,598.04	68,643.25
25	50	5	.1250	1.25	15,511.68	23.76	7.92	35	.71	140	2.84	.7854	27.11	12,975.60	19,389.69	44,345.46	76,710.68
30	30	3	.0900	.90	17,545.90	16.08	5.08	20	.71	118	4.19	.7854	19.91	9,342.43	15,791.31	32,564.15	57,497.87
30	35	3	.1050	1.00	16,816.74	18.75	6.50	25	.71	128	3.64	.7854	22.69	10,899.50	16,816.74	37,166.64	64,822.66
30	40	3	.1200	1.10	16,220.15	23.76	6.50	30	.71	138	3.27	.7854	26.33	12,456.57	17,842.17	43,068.56	73,367.39
30	45	3	.1350	1.20	15,723.00	23.76	7.92	30	.71	148	3.50	.7854	27.63	14,013.65	18,867.60	45,196.77	78,076.01
30	50	5	.1500	1.30	15,302.33	26.00	8.61	30	.71	150	3.55	.7854	29.97	15,570.72	19,893.03	49,021.54	84,465.29
30	55	5	.1650	1.40	14,941.75	31.08	9.70	30	.71	160	3.79	.7854	35.66	17,127.79	20,918.45	57,251.75	95,257.99
30	60	5	.1800	1.50	14,629.26	31.68	10.14	30	.71	170	4.02	.7854	36.01	18,684.66	21,943.89	58,891.69	99,529.55
35	35	3	.1225	1.05	16,475.40	23.76	7.92	25	.71	132	3.92	.7854	27.96	12,716.09	17,320.17	45,731.64	75,768.11
35	40	3	.1400	1.15	15,952.69	26.60	7.92	25	.71	142	4.20	.7854	29.94	14,532.67	18,345.55	48,974.27	81,852.52
35	45	3	.1575	1.25	15,494.62	31.08	8.61	25	.71	158	4.49	.7854	34.70	16,349.25	19,371.03	51,751.43	92,471.71
35	50	5	.1750	1.35	15,106.48	31.08	9.70	25	.71	160	4.54	.7854	35.60	16,165.64	20,396.45	58,224.65	96,788.93
35	55	5	.1925	1.45	14,773.71	32.92	11.49	25	.71	170	4.83	.7854	39.45	19,982.42	21,421.86	64,524.48	105,926.78
35	60	5	.2100	1.55	14,482.14	39.60	14.35	25	.71	180	5.11	.7854	46.39	21,799.00	22,447.32	75,672.91	129,119.24
35	65	5	.2275	1.65	14,225.50	41.84	14.35	25	.71	190	5.40	.7854	48.37	23,615.59	23,472.74	79,115.33	126,202.65
35	70	5	.2450	1.75	13,998.95	47.52	14.35	25	.71	200	5.68	.7854	53.05	25,432.17	24,498.16	86,776.87	136,707.29
40	40	3	.1600	1.20	15,787.52	31.08	8.61	30	1.27	152	6.65	.7854	36.43	16,606.76	18,849.02	59,579.56	95,037.25
40	45	3	.1800	1.30	15,286.04	33.92	9.70	30	1.27	168	7.11	.7854	39.84	18,664.86	19,874.45	65,171.93	103,731.25
40	50	5	.2000	1.40	14,928.49	39.60	11.49	35	1.27	170	6.17	.7854	44.96	20,760.96	20,899.89	73,543.32	115,204.17
40	55	5	.2200	1.50	14,616.87	39.60	14.35	40	1.27	180	5.72	.7854	46.86	22,837.05	21,925.31	76,647.55	121,425.90
40	60	5	.2400	1.60	14,344.21	41.84	14.35	40	1.27	190	6.03	.7854	48.87	24,913.15	22,950.74	79,932.99	127,791.88
40	65	5	.2600	1.70	14,103.63	47.52	14.35	40	1.27	200	6.35	.7854	53.58	26,989.24	23,976.17	87,637.57	138,602.99
40	70	5	.2800	1.80	13,889.76	47.52	15.24	40	1.27	210	6.67	.7854	54.53	29,065.34	25,001.60	89,182.76	143,255.71
40	75	5	.3000	1.90	13,695.43	54.84	20.32	40	1.27	220	6.99	.7854	64.52	31,141.43	26,027.02	105,526.07	162,694.52
40	80	5	.3200	2.00	13,526.23	59.92	20.32	40	1.27	230	7.30	.7854	69.76	33,217.53	27,052.46	112,459.67	172,725.66

TARLA 3.3.4.

COSTO UNITARIO DE TRABES DE CONCRETO REFORZADO

COSTO DIRECTO SUMINISTRO,
FABRICACION Y COLADO DE
CONCRETO f'c = 300 \$ 112,575.90

COSTO DIRECTO FABRICACION,
CIMENTADO Y DESMOLDADO . . . \$ VARIABLE

COSTO DIRECTO SUMINISTRO
Y MANTENIMIENTO DE ACERO . . . \$ 1,625.64

LONGITUD = l mt.			VOLUMEN DE CONC. (m ³ /m)	CINERA (m ² /m)	C. D. CINERA (m ²)	SEPARACION		LONGITUD ESTRIBOS	A est. (cm ² /m)	FACTOR CONC.	TOTAL ACERO (kg/m)	IMPORTE TOTAL CONCRETO (\$/m)	IMPORTE TOTAL CINERA (\$/m)	IMPORTE TOTAL ACERO (\$/m)	COSTO UNITARIO (\$/m)		
BASE	PERALTE	REC.				A s	A's									ESTRIBOS	AREA
15	15	2	.0225	.45	20,139.24	5.08	2.13	15	.32	62	1.32	.7854	6.70	2,564.55	9,042.66	10,961.33	22,566.54
15	20	2	.0300	.55	18,189.25	7.92	2.13	15	.32	72	1.54	.7854	9.10	3,419.40	10,004.09	14,063.74	28,307.22
15	25	2	.0375	.65	16,879.25	9.70	2.54	20	.32	82	1.31	.7854	10.64	4,274.25	10,965.51	17,409.33	32,625.09
15	30	3	.0450	.75	15,849.25	11.15	3.25	20	.32	88	1.41	.7854	12.42	5,129.10	11,886.94	20,367.46	37,323.49
20	20	2	.0400	.60	21,222.66	9.70	3.25	20	.32	82	1.31	.7854	11.20	4,559.20	12,733.60	18,321.42	35,614.21
20	25	2	.0500	.70	19,655.75	11.15	3.96	20	.32	92	1.47	.7854	13.02	5,699.00	13,759.03	21,301.76	40,759.78
20	30	3	.0600	.80	18,480.57	14.35	4.67	20	.32	98	1.57	.7854	16.17	6,838.79	14,784.46	26,448.00	48,071.25
20	35	3	.0700	.90	17,566.54	16.09	4.67	25	.32	106	1.38	.7854	17.38	7,978.59	15,809.89	28,431.98	52,720.46
20	40	3	.0800	1.00	16,835.32	18.75	6.50	25	.32	118	1.51	.7854	21.02	9,118.39	16,835.32	34,377.26	60,330.97
25	25	2	.0425	.75	19,616.61	14.35	4.67	20	.32	102	1.63	.7854	16.22	7,123.74	14,262.46	26,570.21	47,916.41
25	30	3	.0750	.85	17,985.75	18.75	6.50	20	.32	108	1.73	.7854	21.19	8,548.49	15,287.89	34,656.79	58,452.17
25	35	3	.0675	.95	17,171.91	20.28	6.50	25	.71	118	3.35	.7854	23.67	9,973.24	16,313.31	38,707.49	64,994.05
25	40	3	.1000	1.05	16,513.05	23.76	7.92	30	.71	128	3.03	.7854	27.26	11,397.99	17,338.74	44,589.71	73,325.44
25	45	3	.1125	1.15	15,968.64	26.00	7.92	30	.71	138	3.27	.7854	29.21	12,822.74	18,364.17	47,770.31	78,957.22
25	50	5	.1250	1.25	15,511.68	31.08	8.61	35	.71	140	2.84	.7854	33.40	14,247.49	19,389.60	54,635.38	88,272.47
30	30	3	.0900	.90	17,545.90	20.28	6.50	20	.71	118	4.19	.7854	24.32	10,288.19	15,791.31	39,782.76	65,832.26
30	35	3	.1050	1.00	16,616.74	23.76	7.92	25	.71	128	3.64	.7854	27.74	11,967.89	16,816.74	45,367.02	74,151.65
30	40	3	.1200	1.10	16,220.15	31.08	8.61	30	.71	138	3.27	.7854	33.74	13,677.59	17,842.17	55,162.64	86,702.39
30	45	3	.1350	1.20	15,723.00	31.08	9.70	30	.71	148	3.50	.7854	34.78	15,387.29	18,867.66	56,866.92	91,141.89
30	50	5	.1500	1.30	15,302.33	33.92	11.48	30	.71	150	3.55	.7854	38.45	17,096.99	19,893.03	62,862.72	95,872.73
30	55	5	.1650	1.40	14,941.75	39.60	11.48	30	.71	160	3.79	.7854	43.09	18,806.68	20,918.45	70,482.46	110,206.56
30	60	5	.1800	1.50	14,629.26	41.84	14.35	30	.71	170	4.02	.7854	47.29	20,516.38	21,943.89	77,351.95	119,612.23
35	35	3	.1225	1.05	16,495.40	31.08	8.61	25	.71	132	3.92	.7854	34.25	13,962.54	17,350.17	56,021.76	87,304.47
35	40	3	.1400	1.15	15,952.69	33.92	11.48	25	.71	148	4.20	.7854	38.56	15,957.19	18,365.59	63,711.64	98,924.62
35	45	3	.1575	1.25	15,496.82	39.60	11.48	25	.71	158	4.49	.7854	43.64	17,951.83	19,371.03	71,353.38	106,706.24
35	50	5	.1750	1.35	15,108.48	39.60	14.35	25	.71	168	4.54	.7854	45.94	19,946.48	20,396.45	75,143.24	115,486.17
35	55	5	.1925	1.45	14,773.71	47.52	14.35	25	.71	170	4.83	.7854	52.38	21,941.13	21,421.88	85,682.36	129,145.37
35	60	5	.2100	1.55	14,482.14	47.52	14.35	25	.71	180	5.11	.7854	52.61	23,935.78	22,447.32	86,047.20	132,450.29
35	65	5	.2275	1.65	14,225.90	54.84	20.32	25	.71	190	5.40	.7854	63.27	25,930.43	23,472.74	103,484.79	152,887.92
35	70	5	.2450	1.75	13,998.95	54.84	20.32	25	.71	200	5.68	.7854	63.49	27,925.08	24,498.16	102,849.62	156,272.66
40	40	3	.1600	1.20	15,707.52	39.60	11.48	30	1.27	152	6.69	.7854	45.37	18,236.78	18,849.02	74,211.46	111,297.27
40	45	3	.1800	1.30	15,288.04	41.84	14.35	30	1.27	168	7.11	.7854	49.72	20,516.38	19,874.45	81,319.75	121,710.59
40	50	5	.2000	1.40	14,928.49	47.52	14.35	35	1.27	170	6.17	.7854	53.44	22,795.98	20,899.89	87,404.50	131,109.37
40	55	5	.2200	1.50	14,616.87	54.84	15.24	40	1.27	180	5.72	.7854	59.53	25,075.58	21,925.31	97,269.56	144,369.54
40	60	5	.2400	1.60	14,344.21	54.84	20.32	40	1.27	190	6.03	.7854	63.77	27,355.18	22,950.74	104,302.65	154,696.27
40	65	5	.2600	1.70	14,103.63	59.92	20.32	40	1.27	200	6.35	.7854	68.01	29,634.77	23,976.17	111,236.26	164,847.29
40	70	5	.2800	1.80	13,889.76	65.00	20.32	40	1.27	210	6.67	.7854	72.25	31,914.37	25,001.69	118,170.05	175,066.02
40	75	5	.3000	1.90	13,698.43	79.20	20.32	40	1.27	220	6.97	.7854	83.65	34,193.97	26,027.02	126,817.67	197,040.69
40	80	5	.3200	2.00	13,526.23	79.20	25.40	40	1.27	230	7.30	.7854	87.89	36,473.57	27,052.46	143,753.49	207,279.52

TABLA 3.3.5.

3.4. RELACION COSTO-RESISTENCIA.

Una vez calculados los Costos Unitarios de todas las secciones propuestas y los Momentos Resistentes de cada una de ellas dependiendo del armado, dimensión y tipo de concreto utilizado, se realizó un ordenamiento de las proposiciones en función de su resistencia. De esta forma se determinó que sección para cada resistencia de concreto por separado, soporta una carga mayor.

En las Tablas 3.4.1. a 3.4.3. se presentan los datos utilizados para formar las Gráficas que indican el Costo Unitario de nuestros elementos analizados en función de su Momento Resistente.

En ellas podemos observar que el costo está determinado directamente por las dimensiones de la Trabe en función del Armado utilizado en cada una de ellas, ya que es más costoso el Acero de Refuerzo que el Concreto o Cimbra. Esto es, a mayor volumen de Concreto utilizado para formar un metro lineal de Trabe, el Costo Unitario no aumenta en la misma proporción que lo hace al requerirse una mayor Área de Acero de Refuerzo por unidad lineal necesaria para obtener el Momento Resistente Máximo de la sección.

Esta razón ocasiona que en las Gráficas Relación Costo-Resistencia se presenten valores de Costo Unitario menores para un Momento Resistente mayor; como en el caso de una sección de 20 x 20 cm. que tiene un Momento Resistente igual a 131,639.10 kg-cm, y la de 15 x 25 cm. con una Resistencia de

166,790.70 -kg-cm pero con una Costo Unitario menor.

Para consultar estas Gráficas es necesario hacer uso de las Tablas de resumen (Tablas 3.4.1. a 3.4.3.), ya que en ellas no se indica que sección es la que proporciona el Momento Resistente graficado.

-A continuación se presentan estas Tablas con su Gráfica correspondiente.-

RELACION COSTO-RESISTENCIA

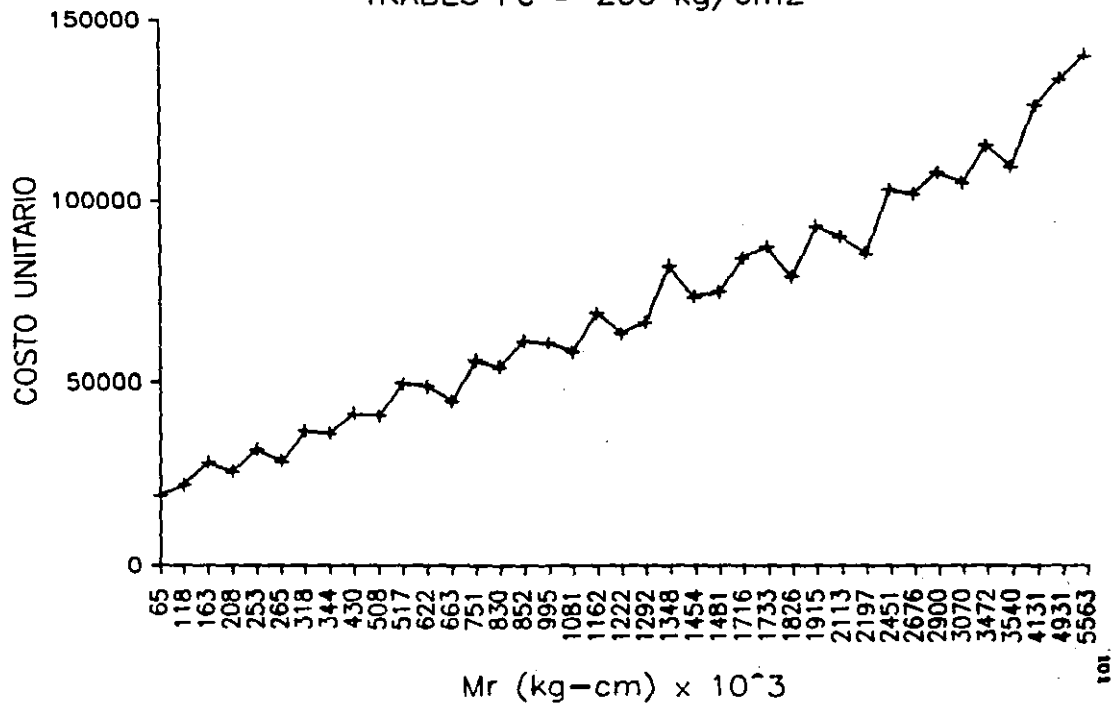
TRADES $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

BASE (cm)	PERALTE (cm)	M r (kg-cm)	COSTO UNITARIO (\$/m)
15	15	65,625.53	18,925.15
15	20	118,122.51	21,814.10
20	20	163,343.75	27,967.29
15	25	208,609.57	25,550.02
20	25	253,799.97	31,612.21
15	30	245,775.64	28,450.93
25	25	318,340.10	36,777.42
20	30	344,777.53	36,087.01
25	30	420,940.69	41,457.47
20	35	508,824.33	41,047.92
30	30	517,047.97	47,783.85
25	35	622,261.25	48,985.80
20	40	663,536.62	45,075.67
30	35	751,448.48	56,159.59
25	40	830,368.14	54,503.61
35	35	852,117.63	61,483.51
30	40	995,626.92	40,522.59
25	45	1,081,498.93	58,490.80
35	40	1,142,083.23	67,115.06
25	50	1,222,929.06	63,515.14
30	45	1,292,355.63	66,541.00
40	40	1,348,849.02	81,917.14
30	50	1,454,103.88	73,483.42
35	45	1,481,278.81	74,876.75
25	50	1,716,301.56	83,996.38
40	45	1,735,560.40	87,260.90
50	35	1,826,305.79	78,960.51
40	50	1,915,006.67	92,789.69
35	55	2,113,624.10	90,022.15
30	60	2,197,906.71	85,362.54
40	55	2,451,364.06	103,107.95
35	60	2,476,278.18	101,880.16
40	60	2,900,266.26	107,877.60
35	65	3,070,894.16	104,976.95
40	65	3,472,573.64	115,386.29
35	70	3,540,860.24	109,409.78
40	70	4,151,840.46	126,490.57
40	75	4,931,126.35	133,561.08
40	80	5,543,484.83	139,822.31

TABLA 3.4.1.

RELACION COSTO-RESISTENCIA

TRABES $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$



RELACION COSTO-RESISTENCIA

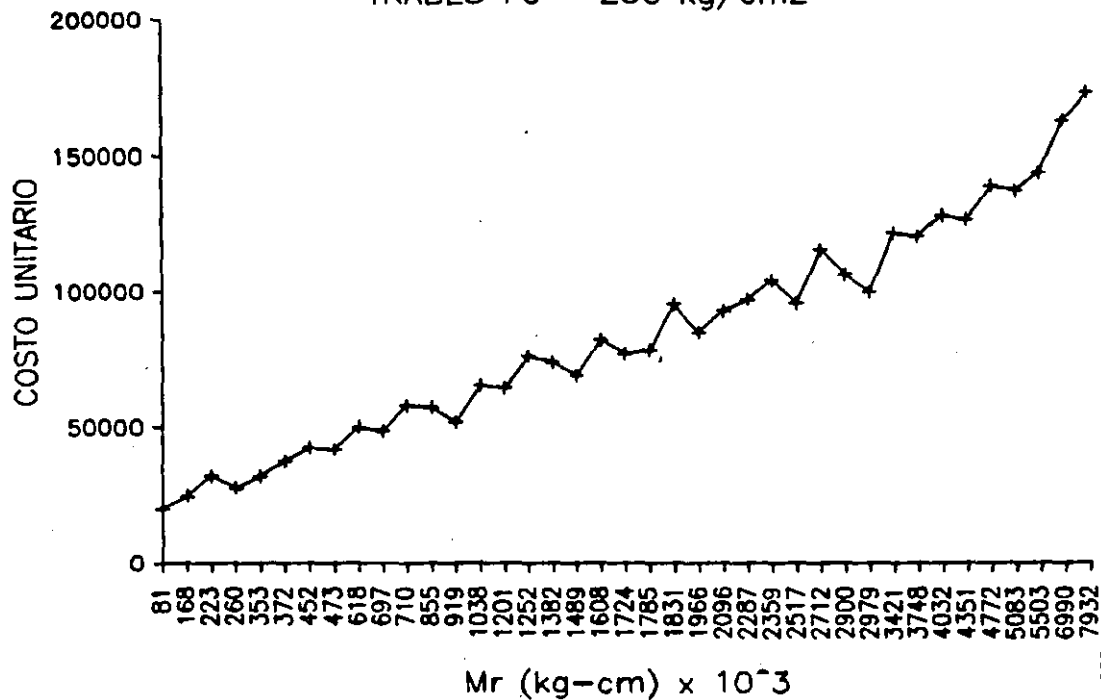
TRABES $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

BASE (cm)	PENALTE (cm)	N P (kg-cm)	COSTO UNITARIO (\$/m)
15	15	81,593.75	20,008.72
15	20	168,773.07	24,739.01
15	30	223,202.76	32,008.67
20	20	260,959.88	27,610.00
15	25	333,770.57	31,804.16
20	25	372,521.89	37,476.22
20	25	452,596.62	42,257.56
25	25	473,193.85	41,525.74
30	30	618,891.54	49,726.78
20	30	497,542.24	48,373.70
15	25	710,305.20	57,697.67
25	25	833,182.79	56,884.10
25	30	919,470.09	51,513.70
30	60	1,038,170.13	64,823.08
20	60	1,201,219.25	64,047.75
30	50	1,252,592.99	73,768.11
25	45	1,382,549.15	73,367.30
30	25	1,487,721.72	68,640.25
15	45	1,608,190.80	81,832.53
25	60	1,724,858.69	76,710.68
15	60	1,785,671.02	78,078.01
40	25	1,831,598.26	93,037.29
25	50	1,966,411.37	84,485.29
40	45	2,096,144.68	92,471.71
25	60	2,287,321.71	96,786.93
35	60	2,359,761.63	103,731.25
30	45	2,517,739.66	95,297.99
40	60	2,712,517.67	113,204.17
30	25	2,900,138.25	105,928.78
40	60	2,979,838.09	99,520.55
25	65	3,421,547.22	121,409.90
40	50	3,748,503.65	120,119.24
40	65	4,032,361.17	127,796.88
25	25	4,251,820.57	126,203.63
25	70	4,772,230.22	138,402.99
50	60	5,083,019.27	136,707.20
40	70	5,303,416.72	143,255.71
40	75	6,990,261.01	162,494.52
60	80	7,932,141.90	172,729.64

TABLA 3.4.2.

RELACION COSTO-RESISTENCIA

TRABES f'c = 250 kg/cm²



RELACION COSTO-RESISTENCIA

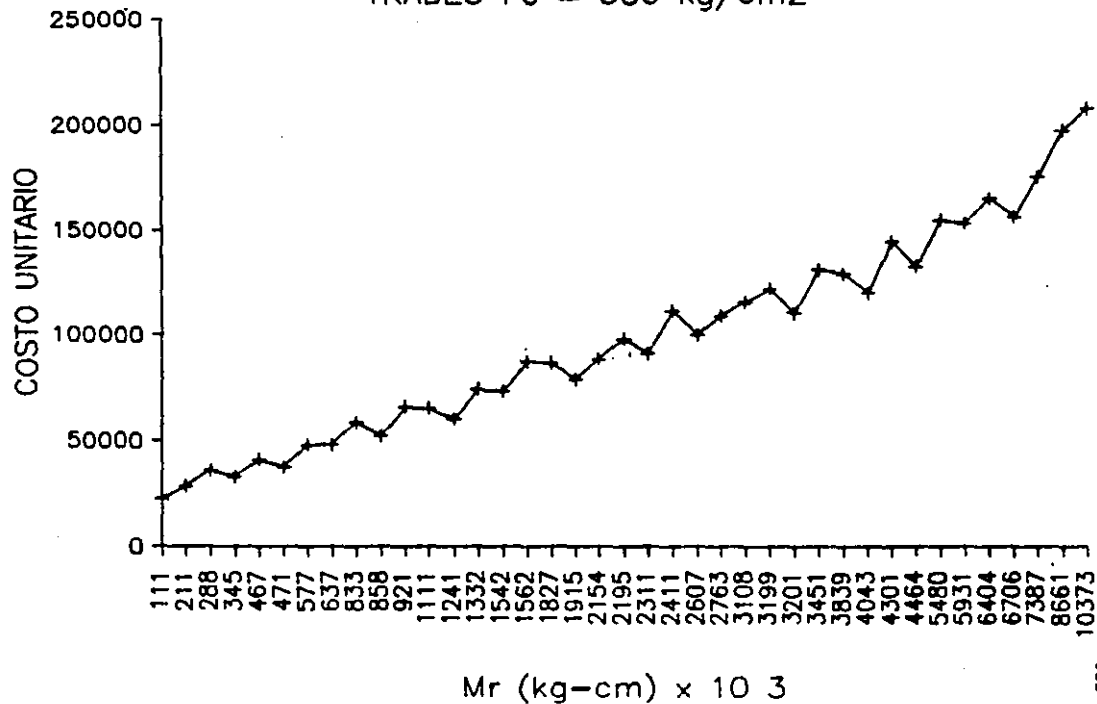
TRABES $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$

BASE (cm)	PERALTE (cm)	W_r (kg-cm)	COSTO UNITARIO (\$/m)
15	15	111,417.47	22,386.54
15	20	211,643.41	26,307.23
20	25	286,194.18	33,614.21
20	20	345,225.27	32,629.09
15	30	467,471.61	40,759.78
15	25	471,507.26	37,323.49
20	35	577,221.46	47,916.41
25	25	637,629.27	48,071.25
30	30	833,736.19	56,493.17
20	30	856,654.18	52,220.46
35	35	921,577.56	65,833.26
25	35	1,111,368.41	64,994.05
25	30	1,281,162.42	60,330.97
30	40	1,332,903.80	74,131.65
20	40	1,542,768.42	73,325.44
30	50	1,562,049.34	87,304.47
25	45	1,827,415.59	86,702.39
30	35	1,915,314.06	78,957.22
25	40	2,154,631.65	88,272.47
35	45	2,195,479.86	98,024.62
35	40	2,311,652.23	91,141.80
40	35	2,411,854.73	111,297.27
25	50	2,607,189.25	99,872.73
35	50	2,763,472.02	108,706.24
40	45	3,108,556.94	115,486.17
35	60	3,199,476.69	121,710.59
30	45	3,201,737.10	110,208.59
40	60	3,451,021.52	131,100.37
30	35	3,839,769.10	129,045.37
40	40	4,043,473.93	119,812.23
35	65	4,301,584.99	144,369.54
40	50	4,464,454.94	132,430.29
40	65	5,480,047.88	154,608.37
35	55	5,931,523.67	152,887.95
35	70	6,404,133.44	164,847.20
30	60	6,706,454.65	156,272.86
40	70	7,387,102.54	175,086.03
40	75	8,661,676.58	197,040.68
40	80	10,373,169.23	207,279.52

TABLA 3.4.3.

RELACION COSTO-RESISTENCIA

TRABES $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$



CAPITULO 4

ARMADURAS DE CELOSIA.

4.1. GEOMETRIA DE LA ARMADURA.

Una armadura o viga de celosía, puede ser definida como una viga de dimensiones algo considerables, cuya alma no es maciza, sino que por el contrario, está compuesta de piezas que forman un sistema de triangulación. Los miembros que forman las vigas de celosía, teóricamente hablando, se encuentran sometidos solamente a esfuerzos de compresión y tensión.

La selección entre una viga de acero perfilado o una viga de celosía, queda determinada generalmente por el claro. Aunque existen otras consideraciones que van envueltas en la elección entre una viga de perfiles laminados y una viga de celosía. Las Vigas de celosía de formas inclinadas, por ejemplo, son utilizadas normalmente para cubrir grandes claros en estructuras, cuando se desea disponer de una gran altura libre sobre el suelo.

Las armaduras se analizan en un solo plano con placas conectoras en cada nudo, para formar la unión de las demás piezas, se utiliza el procedimiento opuesto al que se emplea en las grandes vigas de celosía de puentes, en los cuales las placas conectoras van por parejas. Las piezas o miembros típicos de las armaduras de cubierta están formadas por medio de parejas de ángulos que abrazan las placas conectoras en los nudos y que se encuentran ligados entre sí, en puntos intermedios por medio de remaches de sujeción y anillos de relleno. En vista de la excentricidad que resulta del empleo de un solo ángulo en las piezas, los buenos diseñadores de

estructuras procuran evitarlo.

A veces la economía es de mayor importancia que la perfección del diseño, por lo que, siempre que los miembros de ángulo simple sean correctamente analizados y diseñados (teniendo en cuenta la excentricidad) no podrá haber objeción en su empleo, especialmente en miembros secundarios o no importantes. En nuestro caso la unión de los perfiles en los nudos será a base de soldadura.

Cuando se analiza una armadura de cubierta con respecto a los esfuerzos de sus miembros, es práctica universal suponer que sus extremos se encuentran libres para girar en las juntas sin flexión ni empotramiento de alguna clase. Los miembros se encuentran rígidamente soldados a placas conectoras o unos a los otros en las uniones o nudos. Pero en un triángulo dado de la armadura uno o más de los miembros se encontrarán en compresión y tenderán a acortarse. Los otros se encontrarán sometidos a tensión y se alargarán. Así, el triángulo distorcionará su forma y puesto que las juntas rígidas mantienen ángulos constantes entre los extremos de los miembros, se inducen momentos de extremo que dan lugar a esfuerzos secundarios. Estos últimos pueden ser calculados, pero el trabajo que esto origina, jamás se encuentra justificado para las armaduras ordinarias.

No hay ninguna diferencia entre el diseño de las armaduras más sencillas y el de las que forman parte de las armaduras de las estructuras de los edificios o naves industriales. Sin embargo, el análisis es algo más sencillo en el caso de las primeras en que el diseño no se complica al tener en cuenta los esfuerzos debidos al viento o al sismo.

Para realizar este trabajo se tomaron en cuenta las siguientes restricciones:

1.- Sólo se utilizarán armaduras o vigas de celosía que sean simétricas y tengan el cordón superior e inferior en disposición paralela.

2.- Se analizarán las diagonales en compresión de dichas armaduras ya que estos elementos tienen un comportamiento más desfavorable que las diagonales a tensión al tenerse el esfuerzo permisible limitado por la relación de esbeltez.

3.- Se tendrán sólo tres dimensiones en el peralte de dichas trabes que permitan dar solución a los claros utilizados dentro del análisis de parámetros, realizado en el Capítulo I; siendo éstas 30, 50 y 80 cms.

Como se puede observar en la Lámina e.1.1. nuestras Armaduras presenten el Cordon Superior e inferior formado por dos Angulos unidos por la espalda al Montante extremo que está formado por dos Angulos soldados en cajón y separados en los nudos intermedios. Las Diagonales serán formadas por Angulos dispuestos en cajón, soldados a cada nudo de unión Cordon-Diagonal teniendo una inclinación de 45° .

Recordando el análisis de parámetros presentado en el Capítulo I, tenemos claros desde los 3 hasta 6 metros de longitud, por lo que se determinó para nuestro análisis que cada uno de los peraltes de las Armaduras sean utilizados dependiendo el claro a salvar;

30 cm para claros desde 3 hasta 5 metros.

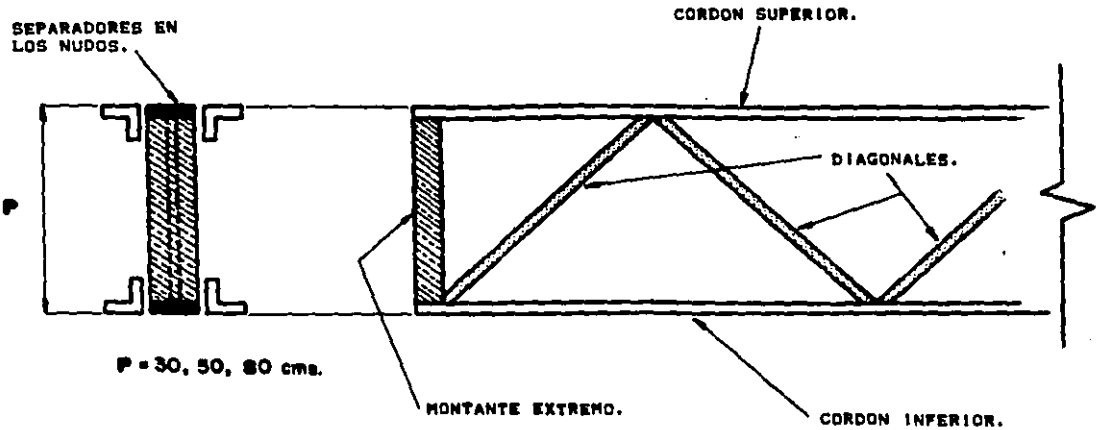
50 cm para claros desde 5 hasta 6 metros.

80 cm para claros desde 6 hasta 8 metros.

Con el fin de facilitar el proceso de selección de los perfiles que se utilizarán en nuestras Armaduras, se formuló una Tabla en la que analizamos las propiedades de resistencia a la Compresión y Tensión de cada uno de los Angulos comerciales para las diferentes longitudes que tenemos como consecuencia de nuestras geometrías propuestas.

Sólo se analizarán los perfiles que puedan ser solución para un Cordon Superior e inferior y Diagonales, ya que los Montantes no presentan ningun estado crítico debido a la geometría de la Armadura pudiendo ser excluidos de nuestra selección.

Como en todos los casos los Angulos se presentan por pareja (Cordones o Diagonales), la Capacidad a Tensión del



"paquete" esta determinada por la siguiente fórmula:

$$\text{Cap (t)} = A_s \cdot f_t$$

donde:

Cap (t) = Capacidad a la Tensión (tkg)

$A_s = 2 (A_a)$ Area Total de Acero (cm²)

si, A_a = Area de Acero de cada Angulo

f_t = Esfuerzo Permisible a la Tensión (1518 kg/cm²)

en la que no intervienen condiciones tales como la Longitud Libre entre Apoyos (L), el Factor de Longitud Efectiva (K) y el Radio de Giro (r); que sólo son utilizados en el análisis de miembros sometidos a Compresión.

Para determinar la Capacidad a la Compresión de los Perfiles es necesario definir y generalizar para todas la Armaduras las condiciones que se tendrán en los Nudos de Unión Cerdón-Diagonal presentándose un Factor de Longitud Efectiva $K=0.80$ para Cordones y $K=1.00$ para Diagonales (Ver Tabla 4.1.2.). La longitud dependerá de la Geometría de la Armadura y el Radio de Giro, del Angulo de que se trate.

La Capacidad a Compresión de un "paquete" de Angulos que se vaya a utilizar como Cerdón o como Diagonal se determina de la misma forma variando unicamente el valor de K, L y r o su según el caso. Teniendo presente los diferentes valores de K para Cordones o Diagonales y el de la Longitud libre entre Apoyos (L):

- 1.- Para Cordones el valor de L será igual el doble del valor del peralte.

2.- Para Diagonales la longitud del elemento dependerá también del peralte:

$$a) P = 30 \text{ cm} , L = 42.42 \text{ cm}$$

$$b) P = 50 \text{ cm} , L = 70.17 \text{ cm}$$

$$c) P = 80 \text{ cm} , L = 113.14 \text{ cm}$$

Y el valor del Radio de Giro, r_x para Cordones con empaque a) centro del claro entre nudos, y r_y para Diagonales.

Con estos valores es posible determinar la Relación de Esbeltez para cada Angulo ($K L / r$).

La Longitud efectiva ($K L$) que se define como la distancia entre los puntos de inflexión de la Línea Elástica, varía dependiendo el tipo y limitación de los apoyos.

La diferencia entre utilizar r_x o r_y se resume sencillamente a que debe usarse aquel Radio de Giro (r) que corresponda al eje donde se requiera analizar el Pandeo del elemento (Ver Lámina 4.1.3.).

El valor más bajo de la Relación de Esbeltez para que pueda presentarse el Pandeo Elástico es ($K L / r$) = C_c y que se define como sigue:

$$C_c = (K L / r) = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{f_y}} \quad \dots \dots (4.1.A.)$$

que se obtiene de la ecuación

$$F_{cr} = 0.50 f_y = \frac{\pi^2 E}{(K L / r)^2} \quad \dots \dots (4.1.B.)$$

VALORES DEL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA K.

Los esfuerzos admisibles dependen de las condiciones de apoyo de la columna que determinan el valor del factor K.

A continuación se dan valores de K, para condiciones ideales de sujeción.



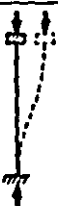


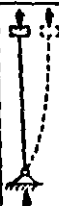




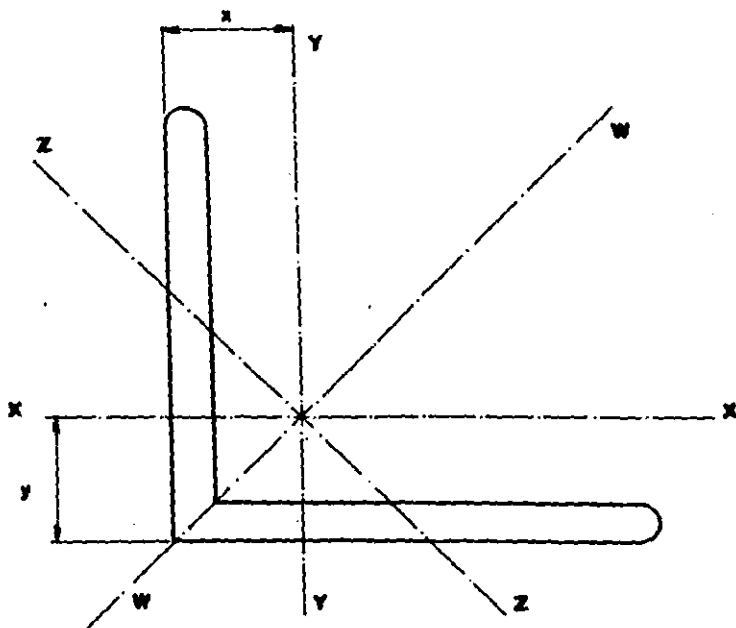
Valores del factor de longitud efectiva K para condiciones ideales de apoyo						
La configuración deformada de la columna se muestra con línea punteada.						
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para diseño K	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Condiciones de los apoyos	 Rotación y traslación restringidas	 Rotación libre traslación restringida	 Rotación restringida traslación libre	 Rotación y traslación libres		

Tabla 4.1.2.

ANGULOS PERFIL ESTANDAR
DE LADOS IGUALES



y determine el Esfuerzo Permisible que corresponde a una Carga crítica dentro del Rango Elástico despejando " $(K L / r)$ "

Como la Fórmula de Euler se determinó con la Teoría Elástica, el valor de C_c obtenido en esta expresión (4.1.A.) es el valor que separa el Pandeo Elástico del Pandeo Inelástico dependiendo éste del acero a utilizar.

Valuándolo para Acero A-36:

f_y = Límite Elástico = 2530 kg/cm².

E = Módulo de Elasticidad = 2,039,000 kg/cm².

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 (2,039,000)}{2530}} = 126$$

Si la Relación de Esbeltez del elemento analizado es mayor o menor que C_c no se utiliza como Esfuerzo Permisible a Compresión (F_a) el 50 % de F_y , teniendo las siguientes ecuaciones:

1.- $(K L / r) > C_c$

$$F_a = \frac{12 \pi^2 E}{23 (K L / r)^2} \quad \dots (4.1.C.)$$

2.- $(K L / r) < C_c$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(K L / r)^2}{2 C_c^2} \right] f_y}{\frac{5}{3} + \frac{3 (K L / r)^2}{8 C_c} + \frac{(K L / r)^3}{8 C_c^3}} \quad \dots (4.1.D.)$$

Fórmula empírica desarrollada por AISC en 1983.

Ya encontrado el Esfuerzo Permisible a Compresión (F_a) se determina la Capacidad a Compresión del "paquete" de Angulos que pueden ser usados como Diagonales o Cordones con la expresión:

$$\text{Cap (c)} = A_s F_a$$

donde:

Cap (c) = Capacidad a la Compresión (kg)

A_s = Area Total de Acero (cm²)

F_a = Esfuerzo Permisible a Compresión (kg/cm²)

Una vez calculada la Capacidad a Compresión de los Angulos es necesario valuar el Momento Resistente del elemento aplicando la siguiente fórmula:

$$M_r = (A_s F_a) (P - 2x)$$

donde:

M_r	= Momento Resistente	(kg-cm)
A_s	= Area Total de Acero	(cm ²)
F_a	= Esfuerzo Permisible a la Compresión	(kg/cm ²)
P	= Peralte de la Armadura	(cm)
x	= Distancia medida desde el Centroida del Angulo hasta la fibra más alejada sobre el Eje X	(cm)

Recordando que la Tabla formulada nos permite conocer las propiedades de los Angulos éstas se analizaron para cada uno de ellos sin importar en que elemento de nuestra Armadura se coloquen, ésto es, cada uno de los Angulos se estudio para el caso en que se presente como Cordón Superior, Inferior o Diagonal; por lo que es necesario ahora encontrar los valores de las Reacciones y Compresión Actuante que afectan a las Diagonales.

Este cálculo se logra despejando de la fórmula que determina el Momento Maximo de una Viga Simplemente Apoyada el valor de la Carga Uniformemente Repartida que a su vez es sustituido en la ecuación que nos permite encontrar el valor de las Reacciones en los apoyos, en la misma situación de carga. Teniendo lo siguiente:

de $M_r = \frac{W l^2}{8}$ obtenemos $V = \frac{8 M_r}{l^2}$

y sustituyendo en $V = \frac{W l}{2}$

encontramos $V = \frac{4 M_r}{l} \dots (4.1.E.)$

donde:

V = Reacción en los Apoyos (kg)

M_r = Momento Resistente (kg-cm)

l = Longitud del claro (cm)

-Se presenta el análisis para todos los claros propuestos en el Capítulo I, (3, 4, 5, 6, 7 y 8 metros).-

El valor calculado de las Reacciones es proporcional a la Compresión que actúa en las Diagonales por lo que se debe proyectar, ya que como recordamos éstas presentan una inclinación de 45° , obteniendo así el valor de la columna que indica la Compresión Actuante para todos los claros.

Se considera como perfil mínimo confiable estructuralmente el Angulo de $1\frac{1}{2}'' \times 1\frac{1}{8}''$, ya que los perfiles de dimensiones inferiores, son fabricados comercialmente para construcción de herrería y sin un adecuado control de calidad.

Escogiendo de la Tabla 4.1.4. aleatoriamente los Angulos que dentro de cada tamaño nos permitan realizar un análisis de las Armaduras formadas por ellos lo más representativo posible para los fines encomendados en este trabajo, se integraron para cada peralte diez combinaciones que determinan el parámetro de análisis de resistencia, peso y por consiguiente, costo de la solución estructural.

Para los diez casos el Cordón Superior e inferior está formado por el mismo "paquete" de Angulos, en tanto las Diagonales fueron escogidas dependiendo de la comparación de su Capacidad a la Compresión contra la Compresión Actuante Mayor para cada peralte (columnas de la Tabla 4.1.4. donde se indican los valores de la Reacción (V) y la Compresión Actuante para $L = 500$, $L = 600$ y $L = 800$) utilizando siempre aquel "paquete" de Angulos capaces de resistir la Compresión Actuante. A continuación se presentan las propuestas para cada peralte, mismas que serán analizadas en los siguientes incisos del Capítulo. (Tabla 4.1.5.).

Prosiguiendo con el proceso de cálculo es necesario determinar el Momento Resistente de la sección ya integrada (Armadura) procediendo a valorar el Momento de Inercia ayudados por el Teorema de Steiner:

$$I_t = I_x + A d^2 \dots (4.1.F.)$$

donde:

I_t = Momento de Inercia Total

I_x = Momento de Inercia del Area con respecto al Eje x

CARACTERISTICAS GENERALES

ARMADURAS DE CELOSTIA DE 20 CM. DE PERALTE

ANGULO	AREA	K _x	K _y	K _W	CAP. TENSION	L = 60 (L / Ra)			CAP. COMPRESION COEF.			L = 42.42 (L / Ra)			V L = 300			COMP. ACTIVITE DIAGONAL			V L = 400			COMP. ACTIVITE DIAGONAL			V L = 500			COMP. ACTIVITE DIAGONAL		
						Fa	Nr	Fa	Nr	Fa	Nr	Fa	Nr	Fa	Nr	Fa	Nr	Fa	Nr	Fa	Nr	Fa	Nr	Fa	Nr	Fa	Nr	Fa	Nr	Fa	Nr	Fa
1 1/2° x 1 1/2° x 1/8"	2.34	1.17	1.07	1.47	7,104.24	41.03	1,342.65	175,999.55	6,281.57	29.66	1,406.95	6,584.55	2,321.14	3,260.95	1,750.61	2,475.71	1,496.43	1,799.57	1,496.43	1,799.57	1,496.43	1,799.57	1,496.43	1,799.57	1,496.43	1,799.57	1,496.43	1,799.57	1,496.43	1,799.57	1,496.43	1,799.57
2° x 2° x 1/8"	3.10	1.59	1.40	1.97	9,411.60	30.09	1,601.22	236,218.71	8,688.19	21.53	1,440.96	8,933.68	3,150.92	4,456.03	2,365.19	3,242.02	1,596.23	2,057.62	1,596.23	2,057.62	1,596.23	2,057.62	1,596.23	2,057.62	1,596.23	2,057.62	1,596.23	2,057.62	1,596.23	2,057.62	1,596.23	2,057.62
1 1/2° x 1 1/2° x 3/16"	3.43	1.17	1.12	1.44	10,411.49	41.03	1,342.65	255,655.23	9,210.56	29.46	1,494.60	9,631.45	3,469.14	4,821.20	2,556.85	3,615.93	2,045.48	2,642.42	2,045.48	2,642.42	2,045.48	2,642.42	2,045.48	2,642.42	2,045.48	2,642.42	2,045.48	2,642.42	2,045.48	2,642.42	2,045.48	2,642.42
2° x 2° x 3/16"	4.61	1.57	1.45	1.95	13,975.96	30.09	1,342.65	349,422.50	12,671.82	21.75	1,429.97	13,276.74	4,256.97	5,866.71	3,494.25	4,944.53	2,375.18	3,201.21	2,375.18	3,201.21	2,375.18	3,201.21	2,375.18	3,201.21	2,375.18	3,201.21	2,375.18	3,201.21	2,375.18	3,201.21	2,375.18	3,201.21
2 1/2° x 2 1/2° x 1/2"	4.89	1.78	1.72	2.52	14,815.68	24.24	1,428.81	370,106.08	13,945.22	18.83	1,469.89	14,257.44	4,934.75	6,708.72	3,701.96	5,234.04	2,660.65	3,615.05	2,660.65	3,615.05	2,660.65	3,615.05	2,660.65	3,615.05	2,660.65	3,615.05	2,660.65	3,615.05	2,660.65	3,615.05	2,660.65	3,615.05
1 1/2° x 1 1/2° x 5/16"	5.43	1.12	1.24	1.42	16,374.43	42.86	1,332.17	395,942.04	14,267.43	29.87	1,401.95	15,141.06	5,279.23	7,445.69	3,957.42	5,599.41	2,167.51	3,157.52	2,167.51	3,157.52	2,167.51	3,157.52	2,167.51	3,157.52	2,167.51	3,157.52	2,167.51	3,157.52	2,167.51	3,157.52	2,167.51	3,157.52
2 1/2° x 2 1/2° x 3/16"	5.81	1.58	1.75	2.45	17,639.16	24.24	1,428.81	429,974.48	15,692.81	17.24	1,457.13	16,955.14	5,866.33	8,296.16	4,399.74	6,222.12	3,018.91	4,177.74	3,018.91	4,177.74	3,018.91	4,177.74	3,018.91	4,177.74	3,018.91	4,177.74	3,018.91	4,177.74	3,018.91	4,177.74	3,018.91	4,177.74
2° x 2° x 1/4"	6.06	1.55	1.50	1.93	18,378.16	30.07	1,376.48	456,584.82	16,925.26	21.98	1,427.00	17,440.64	6,497.13	8,816.91	4,569.85	6,462.68	3,155.85	5,117.64	3,155.85	5,117.64	3,155.85	5,117.64	3,155.85	5,117.64	3,155.85	5,117.64	3,155.85	5,117.64	3,155.85	5,117.64	3,155.85	5,117.64
1 1/2° x 1 1/2° x 3/8"	6.34	1.12	1.30	1.37	19,248.24	42.85	1,322.17	482,839.25	18,971.91	24.99	1,471.78	19,707.66	6,471.18	8,727.28	4,628.38	6,545.46	3,276.71	5,276.71	3,276.71	5,276.71	3,276.71	5,276.71	3,276.71	5,276.71	3,276.71	5,276.71	3,276.71	5,276.71	3,276.71	5,276.71	3,276.71	5,276.71
2° x 2° x 3/16"	7.03	2.39	2.08	2.63	21,243.69	29.09	1,447.25	525,801.75	21,243.37	14.99	1,471.78	22,486.06	7,010.69	9,514.52	4,705.62	6,425.69	3,406.41	5,276.71	3,406.41	5,276.71	3,406.41	5,276.71	3,406.41	5,276.71	3,406.41	5,276.71	3,406.41	5,276.71	3,406.41	5,276.71	3,406.41	5,276.71
2 1/2° x 2 1/2° x 1/4"	7.68	1.96	1.83	2.43	23,216.48	24.47	1,427.63	577,615.56	24,925.14	17.46	1,459.26	25,598.93	7,701.51	10,691.48	5,776.14	8,118.61	4,221.71	6,576.81	4,221.71	6,576.81	4,221.71	6,576.81	4,221.71	6,576.81	4,221.71	6,576.81	4,221.71	6,576.81	4,221.71	6,576.81	4,221.71	6,576.81
2 1/2° x 2 1/2° x 3/8"	8.37	1.59	1.63	1.87	26,625.72	32.00	1,391.25	632,525.23	28,402.59	22.88	1,425.86	29,185.04	8,706.34	12,304.02	6,525.25	9,229.01	4,592.29	7,982.81	4,592.29	7,982.81	4,592.29	7,982.81	4,592.29	7,982.81	4,592.29	7,982.81	4,592.29	7,982.81	4,592.29	7,982.81	4,592.29	7,982.81
2 1/2° x 2 1/2° x 1/2"	9.48	1.93	1.88	2.41	28,781.28	24.47	1,427.63	709,411.91	31,925.51	17.60	1,457.67	32,547.41	9,458.83	13,376.67	7,094.12	10,032.50	5,040.67	8,727.28	5,040.67	8,727.28	5,040.67	8,727.28	5,040.67	8,727.28	5,040.67	8,727.28	5,040.67	8,727.28	5,040.67	8,727.28	5,040.67	8,727.28
3 1/2° x 3 1/2° x 1/4"	10.99	2.77	2.46	3.50	33,092.40	17.33	1,428.79	797,562.85	31,801.59	12.12	1,479.06	32,742.61	10,524.45	15,054.24	7,975.80	11,279.42	6,369.67	9,221.81	6,369.67	9,221.81	6,369.67	9,221.81	6,369.67	9,221.81	6,369.67	9,221.81	6,369.67	9,221.81	6,369.67	9,221.81	6,369.67	9,221.81
2 1/2° x 2 1/2° x 3/8"	11.16	1.91	1.93	2.38	33,881.76	25.13	1,424.72	814,244.10	31,799.70	17.82	1,456.76	32,514.80	11,082.25	15,673.94	8,312.44	11,735.45	6,847.95	9,448.21	6,847.95	9,448.21	6,847.95	9,448.21	6,847.95	9,448.21	6,847.95	9,448.21	6,847.95	9,448.21	6,847.95	9,448.21	6,847.95	9,448.21
2 1/2° x 2 1/2° x 1/2"	11.48	2.74	2.21	2.92	34,852.28	29.51	1,415.41	848,911.24	33,186.52	14.53	1,469.95	33,717.97	11,918.82	16,907.07	8,463.11	12,995.20	6,791.27	9,448.21	6,791.27	9,448.21	6,791.27	9,448.21	6,791.27	9,448.21	6,791.27	9,448.21	6,791.27	9,448.21	6,791.27	9,448.21	6,791.27	9,448.21
3° x 3° x 5/16"	12.52	3.18	2.77	3.96	38,010.72	15.09	1,467.74	898,456.06	36,752.09	10.71	1,484.19	37,164.16	11,986.08	16,950.72	8,909.56	12,713.04	7,191.45	10,170.47	7,191.45	10,170.47	7,191.45	10,170.47	7,191.45	10,170.47	7,191.45	10,170.47	7,191.45	10,170.47	7,191.45	10,170.47	7,191.45	10,170.47
3° x 3° x 3/8"	13.61	2.31	2.26	2.89	41,319.96	20.78	1,444.25	1,001,684.45	39,212.58	14.68	1,469.36	39,995.99	13,353.79	18,867.78	10,016.84	11,165.82	8,012.43	11,222.55	8,012.43	11,222.55	8,012.43	11,222.55	8,012.43	11,222.55	8,012.43	11,222.55	8,012.43	11,222.55	8,012.43	11,222.55	8,012.43	11,222.55
3° x 3° x 1/2"	15.68	2.31	2.31	2.87	47,604.48	20.78	1,444.25	1,149,565.52	45,291.79	14.78	1,468.96	46,066.63	15,376.74	21,675.08	11,495.06	16,397.04	9,275.65	12,117.65	9,275.65	12,117.65	9,275.65	12,117.65	9,275.65	12,117.65	9,275.65	12,117.65	9,275.65	12,117.65	9,275.65	12,117.65	9,275.65	12,117.65
3 1/2° x 3 1/2° x 3/8"	16.00	2.72	2.57	3.47	48,576.00	17.65	1,442.47	1,294,697.65	51,214.15	14.94	1,468.35	52,097.15	17,262.58	24,412.74	12,946.94	18,399.56	10,557.55	14,607.65	10,557.55	14,607.65	10,557.55	14,607.65	10,557.55	14,607.65	10,557.55	14,607.65	10,557.55	14,607.65	10,557.55	14,607.65	10,557.55	14,607.65
3° x 3° x 1/2"	17.74	2.29	2.26	2.84	53,858.64	29.96	1,442.47	1,442,697.65	51,214.15	14.94	1,468.35	52,097.15	17,262.58	24,412.74	12,946.94	18,399.56	10,557.55	14,607.65	10,557.55	14,607.65	10,557.55	14,607.65	10,557.55	14,607.65	10,557.55	14,607.65	10,557.55	14,607.65	10,557.55	14,607.65	10,557.55	14,607.65
4° x 4° x 3/8"	18.45	3.12	2.89	3.91	56,014.20	15.38	1,466.59	1,510,731.17	54,117.21	10.85	1,493.70	54,748.51	17,476.28	24,714.96	13,197.21	18,526.22	11,045.77	15,045.77	11,045.77	15,045.77	11,045.77	15,045.77	11,045.77	15,045.77	11,045.77	15,045.77	11,045.77	15,045.77	11,045.77	15,045.77	11,045.77	15,045.77
3 1/2° x 3 1/2° x 1/2"	20.47	2.89	2.69	3.57	63,664.92	17.84	1,456.67	1,504,105.91	61,692.85	12.57	1,477.33	61,959.16	20,054.75	28,361.42	15,041.06	21,271.07	12,012.85	17,016.85	12,012.85	17,016.85	12,012.85	17,016.85	12,012.85	17,016.85	12,012.85	17,016.85	12,012.85	17,016.85	12,012.85	17,016.85	12,012.85	17,016.85
4° x 4° x 1/2"	21.25	3.12	2.94	3.89	64,818.60	15.38	1,466.59	1,510,731.17	62,627.55	10.97	1,481.40	62,731.07	20,129.72	28,481.61	15,194.89	21,261.21	12,062.61	17,062.61	12,062.61	17,062.61	12,062.61	17,062.61	12,062.61	17,062.61	12,062.61	17,062.61	12,062.61	17,062.61	12,062.61	17,062.61	12,062.61	17,062.61
3° x 3° x 5/8"	21.68	2.24	2.49	2.82	65,820.48	21.42	1,441.42	1,562,722.12	62,599.67	15.04	1,467.94	63,449.69	20,820.03	28,481.61	15,194.89	21,261.21	12,062.61	17,062.61	12,062.61	17,062.61	12,062.61	17,062.61	12,062.61	17,062.61	12,062.61	17,062.61	12,062.61	17,062.61	12,062.61	17,062.61	12,062.61	17,062.61
3° x 3° x 3/8"	23.29	2.96	2.57	4.99	70,798.44	12.12	1,479.0																									

CARACTERISTICAS GENERALES

ARMADURAS DE CELOSIA DE 50 CM. DE PERALTE

ANGULO	AREA	R _x	z	F _w	CAP. TENSION	L = 100 (L / R _x)			L = 70.17 (L / R _w)			V L = 500		V L = 600		
						F _a	M	CONF. DIAGON.	F _a	CONF. DIAGONAL	CONF. ACTUANTE DIAGONAL	CONF. ACTUANTE DIAGONAL				
1 1/2° x 1 1/2° x 1/8°	2.34	1.17	1.07	1.47	7,104.24	68.38	1,166.08	241,184.51	5,457.28	47.73	1,303.29	6,099.38	2,069.48	2,954.94	1,741.23	2,462.45
2° x 2° x 1/8°	3.10	1.60	1.40	1.97	9,411.60	50.00	1,289.40	377,329.45	7,994.27	35.62	1,372.38	8,508.75	3,018.64	4,268.95	2,515.53	3,557.46
1 1/2° x 1 1/2° x 3/16°	3.43	1.17	1.12	1.44	10,413.48	68.38	1,166.08	362,047.45	7,999.32	48.73	1,257.23	6,898.57	3,058.38	4,322.33	2,546.96	3,601.94
2° x 2° x 3/16°	4.61	1.57	1.45	1.95	13,995.96	50.95	1,283.45	557,354.26	11,633.42	35.98	1,370.43	12,635.33	4,458.83	6,305.68	3,715.70	5,254.74
2 1/2° x 2 1/2° x 5/32°	4.66	1.98	1.73	2.52	14,815.68	40.40	1,346.16	611,465.77	13,138.50	27.85	1,411.67	13,779.66	4,891.73	6,917.68	4,076.44	5,744.56
1 1/2° x 1 1/2° x 5/16°	5.46	1.12	1.24	1.42	16,394.40	71.43	1,143.82	567,024.36	12,353.21	49.42	1,273.01	13,964.51	4,696.19	6,641.36	3,913.50	5,524.47
2 1/2° x 2 1/2° x 3/16°	5.81	1.98	1.75	2.46	17,629.16	40.40	1,346.16	727,349.41	15,642.35	28.52	1,408.58	16,367.69	5,818.96	8,229.17	4,649.12	6,857.67
2° x 2° x 1/4°	6.06	1.55	1.50	1.93	18,398.16	51.61	1,279.33	728,754.97	15,905.47	36.36	1,368.43	16,585.32	5,830.06	8,244.86	4,858.38	6,870.72
1 1/2° x 1 1/2° x 3/8°	6.34	1.12	1.30	1.37	19,248.24	71.43	1,143.82	667,465.64	14,502.58	51.22	1,281.80	16,253.25	5,499.76	7,777.76	4,583.13	6,481.46
3° x 3° x 3/16°	7.02	2.39	2.08	3.03	21,343.08	33.47	1,383.67	891,792.29	19,454.46	23.16	1,433.74	20,158.33	7,134.34	10,089.38	5,945.28	8,437.82
2 1/2° x 2 1/2° x 1/4°	7.68	1.96	1.63	2.43	23,316.48	40.82	1,343.83	956,516.16	20,641.25	28.86	1,406.86	21,609.37	7,652.13	10,621.64	6,376.77	9,016.07
3 1/2° x 3 1/2° x 3/16°	8.36	2.78	2.40	3.51	25,380.96	28.78	1,407.35	1,063,594.01	23,530.64	19.99	1,447.65	24,204.65	8,508.75	12,033.08	7,693.63	10,027.56
2° x 2° x 3/8°	8.77	1.50	1.63	1.87	26,625.72	53.35	1,268.42	1,029,879.64	22,246.17	37.52	1,362.11	23,891.42	6,319.04	11,764.78	6,923.53	9,803.59
2 1/2° x 2 1/2° x 5/16°	9.48	1.93	1.88	2.41	28,781.28	41.45	1,340.23	1,174,996.65	25,416.83	29.12	1,405.69	26,651.89	9,399.97	13,295.44	7,833.21	11,677.67
3 1/2° x 3 1/2° x 1/4°	10.90	2.77	2.46	3.50	33,072.40	28.85	1,406.84	1,382,562.49	30,469.05	20.05	1,447.40	31,553.38	11,060.50	15,641.76	9,217.68	13,024.81
2 1/2° x 2 1/2° x 3/8°	11.16	1.91	1.93	2.58	33,891.76	41.88	1,337.76	1,377,682.55	29,856.75	29.46	1,403.88	31,334.58	11,021.46	15,566.55	9,184.55	12,968.79
3° x 3° x 5/16°	11.48	2.34	2.21	2.92	34,853.28	34.19	1,379.94	1,444,133.33	31,483.49	24.03	1,429.78	32,827.77	11,553.07	16,338.35	9,627.56	13,615.29
4° x 4° x 1/4°	12.52	3.18	2.77	3.96	38,010.72	25.16	1,424.60	1,585,571.26	35,671.87	17.72	1,457.19	36,487.85	12,687.77	17,943.04	10,573.14	14,852.54
3° x 3° x 3/8°	13.61	2.31	2.26	2.89	41,319.96	34.63	1,377.61	1,705,433.92	37,496.55	24.28	1,428.64	38,867.58	13,643.47	19,294.60	11,369.56	16,078.82
3° x 3° x 7/16°	15.66	2.31	2.31	2.87	47,694.48	34.63	1,377.61	1,960,506.09	43,201.85	24.45	1,427.66	44,777.81	15,684.00	22,180.31	13,070.00	18,483.59
3 1/2° x 3 1/2° x 3/8°	16.00	2.72	2.57	3.47	48,576.00	29.41	1,404.23	2,015,882.35	44,935.41	20.22	1,446.66	46,293.69	16,126.42	22,805.98	13,438.68	19,064.96
3° x 3° x 1/2°	17.74	2.29	2.36	2.84	53,858.64	34.93	1,376.01	2,210,813.56	48,820.97	24.71	1,426.68	50,618.43	17,684.91	25,010.00	14,737.42	20,841.66
4° x 4° x 3/8°	18.45	3.12	2.89	3.91	56,014.20	25.64	1,422.34	2,320,860.25	52,484.46	17.95	1,456.25	53,735.61	18,566.88	26,257.28	15,472.40	21,881.07
3 1/2° x 3 1/2° x 1/2°	20.97	2.69	2.69	3.37	63,664.92	29.74	1,402.61	2,624,794.30	58,825.51	20.82	1,444.07	60,564.21	20,998.35	29,695.87	17,498.63	24,746.56
4° x 4° x 7/16°	21.35	3.12	2.94	3.88	64,818.60	25.64	1,422.34	2,679,583.31	60,733.96	18.09	1,455.68	62,157.35	21,426.67	30,315.73	17,863.89	25,263.11
3° x 3° x 5/8°	21.65	2.24	2.49	2.82	65,820.48	35.71	1,371.87	2,677,955.68	59,484.36	24.68	1,425.67	61,625.55	21,423.89	30,297.66	17,853.24	25,248.06
5° x 5° x 3/8°	23.29	3.53	3.53	4.99	70,708.44	20.20	1,445.74	2,873,898.84	67,389.35	14.06	1,471.74	68,553.78	23,149.59	32,738.15	19,291.33	27,281.79
4° x 4° x 1/2°	24.19	3.10	2.99	3.66	73,440.84	25.81	1,421.57	3,027,452.96	68,775.42	18.18	1,455.29	70,406.79	24,219.95	34,251.88	20,183.29	28,543.21
5° x 5° x 7/16°	26.97	3.94	3.58	4.96	81,860.92	20.30	1,446.30	3,342,103.22	78,013.61	14.15	1,471.42	79,368.16	26,736.83	37,811.22	22,283.69	31,503.35
6° x 6° x 3/8°	28.13	4.78	4.16	6.02	85,402.68	16.74	1,461.20	3,426,381.98	82,206.88	11.65	1,480.77	83,308.17	27,411.06	38,764.72	22,842.55	32,363.92
4° x 4° x 5/8°	29.74	3.05	3.12	3.81	90,280.64	26.23	1,419.58	3,664,942.19	84,436.52	18.42	1,454.30	86,501.48	29,559.54	41,803.10	24,632.95	34,835.91
5° x 5° x 1/2°	30.65	3.91	3.63	4.94	93,053.40	20.46	1,445.63	3,787,502.00	88,617.27	14.20	1,471.20	90,184.26	30,300.02	42,850.28	25,250.01	35,706.57
6° x 6° x 7/16°	32.65	4.75	4.22	5.99	99,125.40	16.84	1,460.77	3,964,530.80	95,386.13	11.71	1,469.56	96,680.38	31,714.65	44,859.85	26,428.87	37,375.71
6° x 6° x 1/2°	37.10	4.72	4.27	5.97	112,635.60	16.95	1,460.33	4,452,471.12	109,356.76	11.75	1,480.41	109,846.66	35,939.77	50,826.02	29,449.81	42,355.02
5° x 5° x 5/8°	37.81	3.86	3.76	4.87	114,791.16	20.73	1,444.49	4,640,178.92	109,232.08	14.41	1,470.41	111,192.14	37,121.43	50,934.53	42,747.61	47,747.61
5° x 6° x 9/16°	41.48	4.70	4.34	5.94	125,933.28	17.02	1,460.04	5,094,664.02	121,124.95	11.61	1,480.20	122,787.01	40,039.07	56,623.26	33,365.89	47,186.06
5° x 5° x 3/4°	44.77	3.81	3.86	4.82	135,921.72	21.00	1,443.31	5,463,976.28	129,233.59	14.58	1,465.83	131,608.33	43,711.97	61,817.47	36,426.64	51,514.54
6° x 6° x 5/8°	45.87	4.67	4.39	5.92	139,261.32	17.13	1,459.60	5,519,494.96	133,933.32	11.85	1,489.05	135,779.67	44,155.96	62,445.36	38,796.63	52,937.89
6° x 6° x 3/4°	54.45	4.65	4.52	5.85	165,310.20	17.20	1,459.30	6,509,252.18	158,917.29	11.99	1,476.53	161,120.45	52,074.02	73,643.08	43,395.01	61,269.23

TABLA 4.1.4.
CONTINUACION

CARACTERISTICAS GENERALES						ARMADURAS DE CELOSIA DE 80 CM. DE PEARTE																
ANGULO	AREA	Rr	x	Rw	CAP. TENSION	L = 160 (U. L / Ra)			CAP. COMPRESION CORON		L = 112.14 (U. L / Fa)		CAP. COMPRESION DIAGONAL		V L = 7(6)		COMP. ACTUANTE DIAGONAL		V L = 8(6)		COMP. ACTUANTE DIAGONAL	
						Fa	W		Fa		Fa		Fa		Fa		Fa		Fa		Fa	
1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	2.34	1.17	1.07	1.47	7,104.24	109.40	825.11	300,658.28	3,861.52	76.57	1,102.16	5,152.10	1,718.05	2,429.66	1,590.25	2,125.95						
2" x 2" x 1/8"	3.10	1.60	1.40	1.97	9,411.60	80.00	1,078.64	516,281.65	6,657.59	57.43	1,241.76	7,697.03	2,953.18	4,172.15	2,581.41	3,659.65						
1 1/2" x 1 1/2" x 3/16"	3.43	1.17	1.12	1.44	10,413.48	109.40	825.11	440,142.46	5,866.27	78.57	1,089.79	7,475.97	2,515.10	3,556.85	2,200.71	2,112.25						
2" x 2" x 3/16"	4.61	1.57	1.45	1.95	12,995.96	81.53	1,068.61	752,213.00	9,824.15	58.02	1,237.67	11,413.16	4,332.65	6,127.23	3,791.06	5,261.22						
2 1/2" x 2 1/2" x 5/16"	4.65	1.98	1.73	2.52	14,815.68	64.65	1,192.61	693,914.44	11,679.85	44.90	1,320.26	12,895.76	5,090.94	7,199.61	4,454.57	6,295.66						
1 1/2" x 1 1/2" x 5/16"	5.43	1.12	1.24	1.42	16,394.40	114.29	778.29	651,598.22	8,405.55	79.68	1,061.16	11,676.71	3,722.42	5,265.64	3,257.99	4,627.45						
2 1/2" x 2 1/2" x 3/8"	5.81	1.98	1.75	2.46	17,639.16	64.65	1,192.61	1,060,145.04	13,655.11	42.95	1,313.77	15,265.99	6,057.97	8,567.18	5,300.72	7,496.29						
2" x 2" x 1/4"	6.04	1.55	1.50	1.93	18,393.16	82.58	1,056.26	997,609.15	12,826.09	58.62	1,253.86	14,954.43	5,642.48	7,981.01	4,938.05	6,980.26						
1 1/2" x 1 1/2" x 3/8"	6.34	1.12	1.36	1.37	19,248.24	114.29	778.29	763,640.44	9,869.74	82.58	1,058.23	13,419.38	4,364.80	6,172.70	3,819.20	5,401.12						
3" x 3" x 3/16"	7.03	2.39	2.08	3.03	21,243.68	53.56	1,267.07	1,351,013.49	17,614.00	37.34	1,363.11	19,165.37	7,720.08	10,917.73	6,755.97	9,552.02						
2 1/2" x 2 1/2" x 1/4"	7.65	1.96	1.83	2.43	22,316.48	65.31	1,187.57	1,392,973.67	18,247.23	46.56	1,310.27	20,127.23	7,959.96	11,256.98	6,964.97	9,649.86						
3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	8.36	2.78	2.40	3.51	23,380.96	46.04	1,313.48	1,651,474.04	21,961.69	32.22	1,390.06	23,241.81	9,436.99	13,345.80	8,257.17	11,677.57						
2" x 2" x 3/8"	8.77	1.50	1.63	1.87	26,625.72	85.32	1,026.12	1,394,545.62	18,173.65	60.50	1,221.20	21,419.80	7,566.40	11,270.23	6,973.23	9,661.54						
2 1/2" x 2 1/2" x 5/16"	9.42	1.93	1.88	2.41	28,781.28	66.32	1,189.79	1,706,842.65	22,327.76	46.95	1,368.05	24,600.46	9,753.39	13,793.24	8,574.21	12,069.66						
3 1/2" x 3 1/2" x 1/4"	10.90	2.77	2.46	3.50	32,092.40	46.21	1,312.47	2,146,177.21	26,611.64	32.33	1,389.59	30,793.05	12,275.30	17,393.73	10,749.85	15,159.76						
2 1/2" x 2 1/2" x 3/8"	11.16	1.91	1.93	2.38	33,891.76	67.02	1,175.84	1,993,281.37	26,244.93	47.54	1,364.48	29,115.99	11,418.75	16,146.40	9,991.41	14,129.85						
3" x 3" x 5/16"	11.45	2.34	2.21	2.92	35,853.28	54.70	1,259.64	2,185,871.06	28,921.29	38.75	1,355.43	31,120.02	12,490.69	17,664.34	10,925.26	15,456.29						
4" x 4" x 1/4"	12.52	3.18	2.77	3.96	38,010.72	40.25	1,347.02	2,511,490.54	33,729.26	28.57	1,438.25	35,265.17	14,351.32	20,295.63	12,557.40	17,255.65						
3" x 3" x 3/8"	13.61	2.31	2.26	2.89	41,319.96	55.41	1,255.03	2,576,545.32	34,161.97	39.15	1,353.17	36,627.39	14,734.54	20,677.59	12,692.73	18,220.89						
3" x 3" x 7/16"	15.65	2.31	2.31	2.87	47,694.48	55.41	1,255.03	2,966,790.95	39,357.89	39.42	1,351.66	42,337.97	16,952.09	23,975.06	14,633.95	20,978.16						
3 1/2" x 3 1/2" x 3/8"	16.04	2.72	2.57	3.47	48,576.00	47.06	1,267.37	3,131,837.19	41,835.92	32.61	1,388.16	44,420.99	17,876.21	25,305.82	15,659.19	22,145.22						
3" x 3" x 1/2"	17.74	2.29	2.36	2.84	53,859.84	55.59	1,251.68	3,343,683.61	44,416.67	39.84	1,349.22	47,674.35	19,166.76	27,020.78	16,716.42	23,647.19						
4" x 4" x 3/8"	18.45	3.12	2.89	3.91	56,014.20	41.03	1,342.65	3,677,133.41	45,543.70	28.94	1,466.57	51,702.38	21,012.19	29,715.44	18,395.67	26,001.01						
3 1/2" x 3 1/2" x 1/2"	20.97	2.69	2.69	3.37	63,664.92	47.56	1,274.20	4,081,582.47	54,695.24	33.57	1,383.15	58,069.51	23,323.33	32,963.85	20,407.51	28,661.87						
4" x 4" x 7/16"	21.35	3.12	2.94	3.88	64,818.60	41.03	1,342.65	4,249,377.92	57,331.06	29.16	1,465.47	60,013.63	24,282.16	34,339.63	21,246.89	29,647.25						
3" x 3" x 5/8"	21.66	2.24	2.49	2.82	65,820.48	57.14	1,245.69	4,045,545.43	55,926.23	40.12	1,347.75	58,438.47	23,117.40	32,692.63	20,227.73	28,615.02						
4" x 5" x 3/8"	23.29	3.56	3.53	4.95	70,706.44	32.32	1,369.69	4,721,236.17	64,727.67	22.67	1,435.91	66,884.82	26,578.49	36,152.98	23,606.16	31,267.68						
4" x 4" x 1/2"	24.19	3.10	2.99	3.66	73,443.84	41.29	1,341.15	4,602,761.16	64,624.64	29.31	1,404.73	67,960.76	27,444.35	38,611.80	24,013.81	33,963.22						
5" x 5" x 7/16"	26.97	3.54	3.58	4.56	81,880.92	32.49	1,389.76	5,456,428.56	76,906.76	22.81	1,435.20	77,429.04	31,179.59	44,364.19	27,282.14	38,261.41						
6" x 6" x 3/8"	29.13	4.78	4.16	6.02	85,402.68	26.78	1,416.58	5,714,281.68	79,719.27	18.79	1,452.72	81,730.06	32,652.04	46,177.47	28,571.42	40,445.63						
4" x 4" x 5/8"	29.74	3.05	3.12	3.61	90,290.64	41.57	1,327.29	5,667,601.54	79,541.76	29.70	1,452.83	83,449.33	33,525.72	47,412.08	29,325.01	41,495.57						
5" x 5" x 1/2"	30.45	3.91	3.63	4.94	92,053.40	32.74	1,387.48	6,166,722.69	85,062.55	22.90	1,424.69	87,958.47	35,352.70	49,995.79	30,922.61	43,746.22						
6" x 6" x 7/16"	32.65	4.75	4.22	5.95	99,125.40	26.95	1,416.18	6,617,683.01	92,476.29	18.89	1,452.03	94,626.86	37,814.67	51,477.80	33,082.62	46,737.07						
6" x 6" x 1/2"	37.16	4.72	4.27	5.97	112,635.60	27.12	1,415.26	7,594,702.97	105,019.63	16.75	1,452.06	107,742.83	42,894.02	60,648.56	37,523.51	51,168.75						
5" x 5" x 5/8"	37.81	3.86	3.76	4.67	116,791.16	33.16	1,325.29	7,592,700.67	104,735.69	23.23	1,423.40	108,394.63	42,384.86	61,257.70	37,963.59	52,627.99						
6" x 6" x 5/16"	41.48	4.70	4.34	5.94	125,933.28	27.23	1,414.91	8,371,061.04	117,372.42	19.05	1,451.66	120,429.45	47,824.29	67,647.26	41,855.01	59,191.53						
5" x 5" x 3/4"	44.77	3.81	3.86	4.92	135,921.72	33.60	1,382.02	8,950,932.04	123,626.92	23.47	1,432.32	128,249.57	51,146.17	72,333.77	44,754.67	61,292.05						
6" x 6" x 5/8"	45.67	4.67	4.39	5.92	139,261.32	27.41	1,413.57	9,236,484.69	129,717.54	19.11	1,451.29	133,150.12	52,751.34	74,657.51	46,192.42	65,326.22						
6" x 6" x 3/4"	54.45	4.85	4.52	5.85	165,316.20	27.52	1,413.40	10,922,139.46	155,919.67	19.34	1,450.42	157,950.68	62,412.23	89,263.37	54,616.70	77,230.45						

TABLE 4.1.4
CONTINUATION

SELECCION DE ANGULOS PARA
ARMADURAS DE CELOSIA

FERRETE CM	CORDON SUPERIOR	CORDON INFERIOR	DIAGONALES
	ANGULO	ANGULO	ANGULO
30	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"
	2" x 2" x 1/8"	2" x 2" x 1/8"	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"
	2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	2" x 2" x 1/8"
	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	2" x 2" x 1/8"
	3" x 3" x 3/16"	3" x 3" x 3/16"	2" x 2" x 3/16"
	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	2" x 2" x 3/16"
	4" x 4" x 1/4"	4" x 4" x 1/4"	2" x 2" x 1/4"
	5" x 5" x 3/8"	5" x 5" x 3/8"	3 1/2" x 3 1/2" x 1/4"
6" x 6" x 3/8"	6" x 6" x 3/8"	4" x 4" x 1/4"	
6" x 6" x 3/4"	6" x 6" x 3/4"	5" x 5" x 3/8"	
50	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"
	2" x 2" x 1/8"	2" x 2" x 1/8"	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"
	2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	2" x 2" x 1/8"
	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	1 1/2" x 1 1/2" x 5/16"	1 1/2" x 1 1/2" x 3/16"
	3" x 3" x 3/16"	3" x 3" x 3/16"	2" x 2" x 3/16"
	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	2" x 2" x 3/16"
	4" x 4" x 1/4"	4" x 4" x 1/4"	3" x 3" x 3/16"
	5" x 5" x 3/8"	5" x 5" x 3/8"	4" x 4" x 1/4"
6" x 6" x 3/8"	6" x 6" x 3/8"	3" x 3" x 7/16"	
6" x 6" x 3/4"	6" x 6" x 3/4"	5" x 5" x 7/16"	
60	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"
	2" x 2" x 1/8"	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"
	2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	2" x 2" x 3/16"	1 1/2" x 1 1/2" x 3/16"
	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	2" x 2" x 3/16"	2" x 2" x 3/16"
	3" x 3" x 3/16"	2" x 2" x 1/4"	2" x 2" x 3/16"
	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	2 1/2" x 2 1/2" x 1/4"	1 1/2" x 1 1/2" x 3/8"
	4" x 4" x 1/4"	2 1/2" x 2 1/2" x 3/8"	2" x 2" x 3/8"
	5" x 5" x 3/8"	3" x 3" x 3/8"	3" x 3" x 7/16"
6" x 6" x 3/8"	5" x 5" x 7/16"	3" x 3" x 1/2"	
6" x 6" x 3/4"	6" x 6" x 3/4"	5" x 5" x 1/2"	

TABLA 4.1.5.

- A = Área de la Sección
d = Distancia entre ejes

pudiendo formular la siguiente proposición:

-El Momento de Inercia de un Área, con respecto a un eje cualquiera en su plano, es igual al Momento de Inercia del Área respecto a un eje centroidal paralelo, más el producto del Área por el cuadrado de la distancia entre los ejes.-

Como consecuencia de la geometría de nuestras Armaduras la ecuación 4.1.F. queda de la siguiente forma:

$$I = I_x + (A (P/2 - x)^2)$$

donde:

- I = Momento de Inercia Total
I_x = Momento de Inercia con respecto al Eje x
A = Área del Angulo que forma la Armadura
x = Distancia del Centroide del Angulo a la fibra más alejada sobre el Eje x
P = Peralte de la Armadura

Ya obtenido el Momento de Inercia de todas la Armaduras se calculó el Módulo de Sección de cada una de ellas ($s = I / y$; $y = P / 2$) y sustituyendo este valor en la ecuación que determina el Momento Resistente de la sección completamos el análisis de este inciso.

$$M_r = f_s s$$

donde:

M_r	= Momento Resistente	(kg-cm)
f_s	= Esfuerzo Permisible del Acero	(1518 kg/cm ²)
s	= Módulo de Sección	(cm ³)

En la Tabla 4.1.6. se presentan los valores de Momentos de Inercia y Momentos Resistentes para cada Armadura.

ARRADURAS DE CELOSIA

CALCULO DE MOMENTOS DE INERCIA Y MOMENTOS RESISTENTES

PENALTE CM	CORDON SUPERIOR Y CORDON INFERIOR		I	x	I _x	I _y
	ANGULO	AREA				
30	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.93	3.25	1.07	1,511.03	152,915.89
	2" x 2" x 1/8"	3.10	7.91	1.40	2,325.16	235,304.57
	2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	4.88	19.44	1.73	3,515.09	355,727.45
	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	5.81	22.89	1.75	4,171.63	422,169.21
	3" x 3" x 3/16"	7.03	40.01	2.08	4,854.01	491,225.85
	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	8.36	44.36	2.40	5,566.37	563,317.09
	4" x 4" x 1/4"	12.52	124.90	2.77	7,990.21	808,469.34
	5" x 5" x 3/8"	23.29	368.80	3.53	13,731.41	1,389,419.04
	6" x 6" x 3/8"	28.13	640.60	4.16	15,784.13	1,597,353.97
6" x 6" x 3/4"	54.45	1,171.70	4.52	28,607.86	2,895,115.55	
50	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.93	3.25	1.07	4,433.82	269,221.47
	2" x 2" x 1/8"	3.10	7.91	1.40	6,937.94	421,271.96
	2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	4.88	19.44	1.73	10,647.70	646,528.43
	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	5.81	22.89	1.75	12,654.23	768,365.00
	3" x 3" x 3/16"	7.03	40.01	2.08	14,932.22	906,684.30
	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	8.36	44.36	2.40	17,337.25	1,052,718.09
	4" x 4" x 1/4"	12.52	124.90	2.77	25,247.78	1,533,045.13
	5" x 5" x 3/8"	23.29	368.80	3.53	44,418.32	2,697,080.24
	6" x 6" x 3/8"	28.13	640.60	4.16	51,430.47	3,122,857.90
6" x 6" x 3/4"	54.45	1,171.70	4.52	98,038.74	5,891,472.36	
80	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.93	3.25	1.07	11,713.01	444,508.60
	2" x 2" x 1/8"	3.10	7.91	1.40	18,507.14	702,346.11
	2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	4.88	19.44	1.73	28,666.61	1,087,897.98
	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	5.81	22.89	1.75	34,093.13	1,293,834.38
	3" x 3" x 3/16"	7.03	40.01	2.08	40,594.53	1,540,562.43
	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	8.36	44.36	2.40	47,533.57	1,803,899.15
	4" x 4" x 1/4"	12.52	124.90	2.77	69,914.13	2,633,241.27
	5" x 5" x 3/8"	23.29	368.80	3.53	125,383.67	4,758,310.41
	6" x 6" x 3/8"	28.13	640.60	4.16	147,094.97	5,582,254.12
6" x 6" x 3/4"	54.45	1,171.70	4.52	278,860.06	10,582,739.32	

TABLA 4.1.6.

4.2. COSTO UNITARIO

Recordando el análisis efectuado en el Capítulo 2 donde determinamos la ecuación que nos permite valorar el Costo Directo del Suministro y Habilitado de Acero Estructural (A-36), obtendremos el Costo Unitario de cada Armadura encontrando su peso lineal.

$$\begin{aligned} \text{SHAE} = & 0.0241 \text{ S70} + 0.0109 \text{ S60} + 0.007 \text{ PIA} + 0.0158 \text{ DX} + \\ & 0.0035 \text{ GLP} + 1.06 \text{ AE} + 1.06 \text{ FAE} + 0.0187 \text{ DFS} + \\ & 0.0041 \text{ DP} + 0.1026 \text{ AY} + 0.0695 \text{ CHPS} + 0.0167 \text{ CHPC} \\ & + 0.0401 \text{ CHM} \quad \dots \dots \dots (4.2.A.) \end{aligned}$$

donde cada una de las variables implica su costo en las unidades que se indican:

SHAE =	Suministro y Habilitado de Acero Est.	(\$/kg)
S70 =	Soldadura E-7018 e = 1/8"	(kg)
S60 =	Soldadura E-6010 e = 1/8"	(kg)
PIA =	Pintura Anticorrosiva	(lt)
DX =	Oxígeno	(m ³)
GLP =	Gas L. P.	(kg)
AE =	Acero Estructural	(kg)
FAE =	Flete Acero Estructural	(kg)
DFS =	Oficial Fierro Soldador	(Jor)
DP =	Oficial Pintor	(Jor)
AY =	Ayudante	(Jor)
CHPS =	Costo Horario Planta para Soldar	(hr)
CHPC =	Costo Horario Planta para Corte	(hr)
CHM =	Costo Horario Malacate	(hr)

Para cumplir con éste fin es necesario cuantificar el material que se utiliza para formar un metro de Armadura ya que el Costo Unitario es el Costo del metro de perfil utilizado en nuestro elemento estructural por lo que sólo se debe calcular la longitud de las Diagonales que se encuentren dentro de la unidad lineal analizada (1m.) como sigue:

Cálculo de la longitud de las Diagonales (LD).

$$LD = \sqrt{2} = 1.41 \text{ m.}$$

pero las Diagonales están formadas por dos Angulos quedando $LD = 2.82 \text{ m.}$

La longitud de los Cordones es igual a 2 metros para Cordon Superior y 2 metros para Cordon Inferior debido a que tambien están formados por paquetes pares de 1 m. de longitud.

Conocido el peso lineal de cada Angulo se obtiene finalmente el Peso Total por metro de Armadura y multiplicando este valor por el determinado con la ecuación 4.2.A. se encuentra el Costo Unitario para cada solución propuesta. (Ver Tabla 4.2.1.).

Se anexa matriz de análisis de Costo Directo.

COSTO UNITARIO ARMADURAS DE CELOSIA

FERALTE (cm)	CORDON SUPERIOR Y CORDON INFERIOR		DIAGONALES		LONGITUD			PESO			PESO TOTAL (kg/m)	COSTO UNITARIO (\$/m)
	ANGULO	PESO (kg/m)	ANGULO	PESO (kg/m)	C. S.	C. I.	DIAG.	C. S.	C. I.	DIAG.		
30	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	2.00	2.00	2.82	3.66	3.66	5.16	12.48	42,882.72
	2" x 2" x 1/8"	2.46	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	2.00	2.00	2.82	4.92	4.92	5.16	15.00	51,541.31
	2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	3.83	2" x 2" x 1/8"	2.46	2.00	2.00	2.82	7.66	7.66	6.94	22.26	76,474.63
	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	4.61	2" x 2" x 1/8"	2.46	2.00	2.00	2.82	9.22	9.22	6.94	25.38	87,194.79
	3" x 3" x 3/16"	5.52	2" x 2" x 3/16"	3.63	2.00	2.00	2.82	11.04	11.04	10.24	32.32	111,038.22
	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	6.55	2" x 2" x 3/16"	3.63	2.00	2.00	2.82	13.10	13.10	10.24	36.44	125,194.34
	4" x 4" x 1/4"	9.82	2" x 2" x 1/4"	4.75	2.00	2.00	2.82	19.64	19.64	13.40	52.68	180,988.67
	5" x 5" x 3/8"	18.30	3 1/2" x 3 1/2" x 1/4"	8.63	2.00	2.00	2.82	36.60	36.60	24.34	97.54	335,130.89
	6" x 6" x 3/8"	22.17	4" x 4" x 1/4"	9.82	2.00	2.00	2.82	44.34	44.34	27.69	116.37	399,849.75
6" x 6" x 3/4"	42.71	5" x 5" x 3/8"	16.3	2.00	2.00	2.82	85.42	85.42	51.61	222.45	764,313.33	
50	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	2.00	2.00	2.82	3.66	3.66	5.16	12.48	42,882.72
	2" x 2" x 1/8"	2.46	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	2.00	2.00	2.82	4.92	4.92	5.16	15.00	51,541.31
	2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	3.83	2" x 2" x 1/8"	2.46	2.00	2.00	2.82	7.66	7.66	6.94	22.26	76,474.63
	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	4.61	1 1/2" x 1 1/2" x 3/16"	2.68	2.00	2.00	2.82	9.22	9.22	7.56	26.00	89,326.45
	3" x 3" x 3/16"	5.52	2" x 2" x 3/16"	3.63	2.00	2.00	2.82	11.04	11.04	10.24	32.32	111,038.22
	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	6.55	2" x 2" x 3/16"	3.63	2.00	2.00	2.82	13.10	13.10	10.24	36.44	125,194.34
	4" x 4" x 1/4"	9.82	3" x 3" x 3/16"	5.52	2.00	2.00	2.82	19.64	19.64	15.57	54.85	188,449.49
	5" x 5" x 3/8"	18.30	4" x 4" x 1/4"	9.82	2.00	2.00	2.82	36.60	36.60	27.69	100.89	346,661.24
	6" x 6" x 3/8"	22.17	3" x 3" x 7/16"	12.35	2.00	2.00	2.82	44.34	44.34	34.83	123.51	424,363.68
6" x 6" x 3/4"	42.71	5" x 5" x 7/16"	21.28	2.00	2.00	2.82	85.42	85.42	60.01	230.85	793,187.66	
80	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	2.00	2.00	2.82	3.66	3.66	5.16	12.48	42,882.72
	2" x 2" x 1/8"	2.46	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	2.00	2.00	2.82	4.92	4.92	5.16	15.00	51,541.31
	2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	3.83	1 1/2" x 1 1/2" x 3/16"	2.68	2.00	2.00	2.82	7.66	7.66	7.56	22.88	78,666.29
	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	4.61	2" x 2" x 3/16"	3.63	2.00	2.00	2.82	9.22	9.22	10.24	28.68	98,531.36
	3" x 3" x 3/16"	5.52	2" x 2" x 3/16"	3.63	2.00	2.00	2.82	11.04	11.04	10.24	32.32	111,038.22
	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	6.55	1 1/2" x 1 1/2" x 3/8"	4.99	2.00	2.00	2.82	13.10	13.10	14.07	40.27	138,371.89
	4" x 4" x 1/4"	9.82	2" x 2" x 3/8"	6.99	2.00	2.00	2.82	19.64	19.64	19.71	58.99	202,692.89
	5" x 5" x 3/8"	18.30	3" x 3" x 7/16"	12.35	2.00	2.00	2.82	36.60	36.60	34.83	106.03	371,175.37
	6" x 6" x 3/8"	22.17	3" x 3" x 1/2"	13.99	2.00	2.00	2.82	44.34	44.34	39.45	128.13	440,254.46
6" x 6" x 3/4"	42.71	5" x 5" x 1/2"	24.11	2.00	2.00	2.82	85.42	85.42	67.99	238.83	820,608.63	

TABLA 4.2.1.

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 11/06/88

REPORTE DE MATRICES

61	BA5011	SUPMINISTRO Y HABILITADO ACERO ESTRUC.	KB	11/06/88	3,435.95		
REG	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
27	MAT008	SOLDADURA E-7018 ø=1/8"	KS	11/06/88	3,915.00	0.0241	94.33
28	MAT009	SOLDADURA E-6010 ø=1/8"	KS	11/06/88	3,850.00	0.0109	41.97
29	MAT010	PINTURA ANTICORROSIVA	LT	11/06/88	4,500.00	0.0070	45.50
35	MAT016	DISEÑO	KS	11/06/88	5,430.00	0.0158	85.79
36	MAT017	GAS L.P.	KB	11/06/88	1,100.00	0.0085	9.35
33	MAT014	ACERO ESTRUCTURAL A-36	KB	11/06/88	1,505.00	1.0600	1,595.30
34	FTE015	FLETE ACERO ESTRUCTURAL A-36	KS	11/06/88	85.00	1.0600	90.10
6	MO-006	OFICIAL FERRERO ESP. (SOLDADOR)	JOR	11/06/88	11,520.00	0.0182	209.66
2	MO-002	AYUDANTE	JOR	11/06/88	8,715.00	0.0364	517.23
2	MO-002	AYUDANTE	JOR	11/06/88	8,715.00	0.0252	481.07
7	MO-007	OFICIAL PINTOR	JOR	11/06/88	11,140.00	0.0040	44.56
2	MO-002	AYUDANTE	JOR	11/06/88	8,715.00	0.0080	69.72
12	EDR-03	PLANTA PARA SOLDAR	HR	09/06/88	3,749.83	0.0695	260.61
14	EDR-05	EQUIPO PARA CORTE OXI-GAS	HR	11/06/88	1,022.85	0.0167	17.08
13	EDR-04	PALACATE 2 TONS. (INC. PLUMA)	HR	11/06/88	997.29	0.0401	39.99
9	MTO	HERRAMIENTA	Σ	11/06/88	1,122.24	0.0300	33.67

COSTO DIRECTO TOTAL

3,435.95

4.3. RELACION COSTO-RESISTENCIA

Obtenido el Costo Unitario y el Momento Resistente de cada Armadura se crearon las gráficas que muestran el Costo de cada solución en función de su Resistencia facilitando la comparación entre los tres peraltes analizados permitiendo escoger la solución más económica posible para el Momento Resistente deseado.

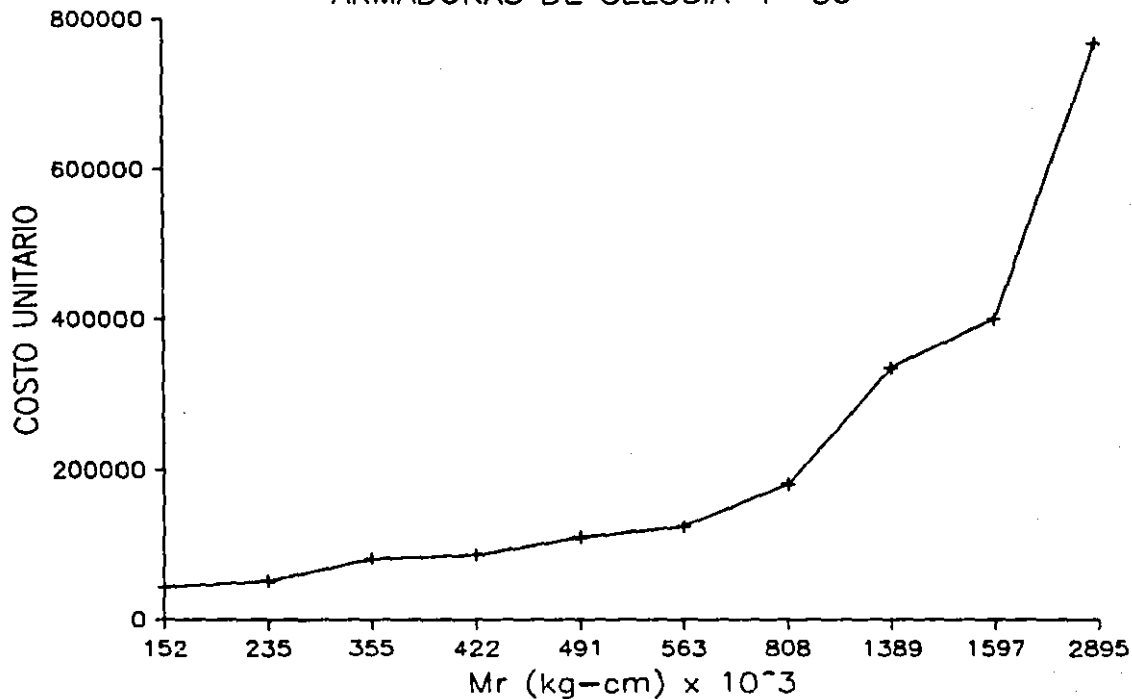
En la Tabla 4.3.1. se presentan los valores exactos con los que se formaron estas gráficas, pudiendo observar que para un Momento Resistente menor de 300,000 kg-cm se tiene una solución más económica utilizando una Armadura de 50 cm de peralte y no de 30 cm.

El mismo caso se manifiesta para los Momentos Resistentes mayores, en los que siempre encontraremos una solución más económica utilizando una Armadura de mayor peralte. Se debe recordar que en ocasiones la elección del peralte está restringida por condiciones externas: Arquitectura, Diseño o Espacio; disminuyendo nuestras posibilidades de elección forzando a elegir un elemento estructural antieconómico en función del Costo requerido para dar solución a nuestro problema.

En el Capítulo 8 se hará una análisis con todos los elementos estructurales que son utilizados para salvar claros, ésto es, Trabes y Armaduras estudiadas en los Capítulos 2, 3 y 4; pudiendo así encontrar que clase de solución es la más económica para una Resistencia dada.

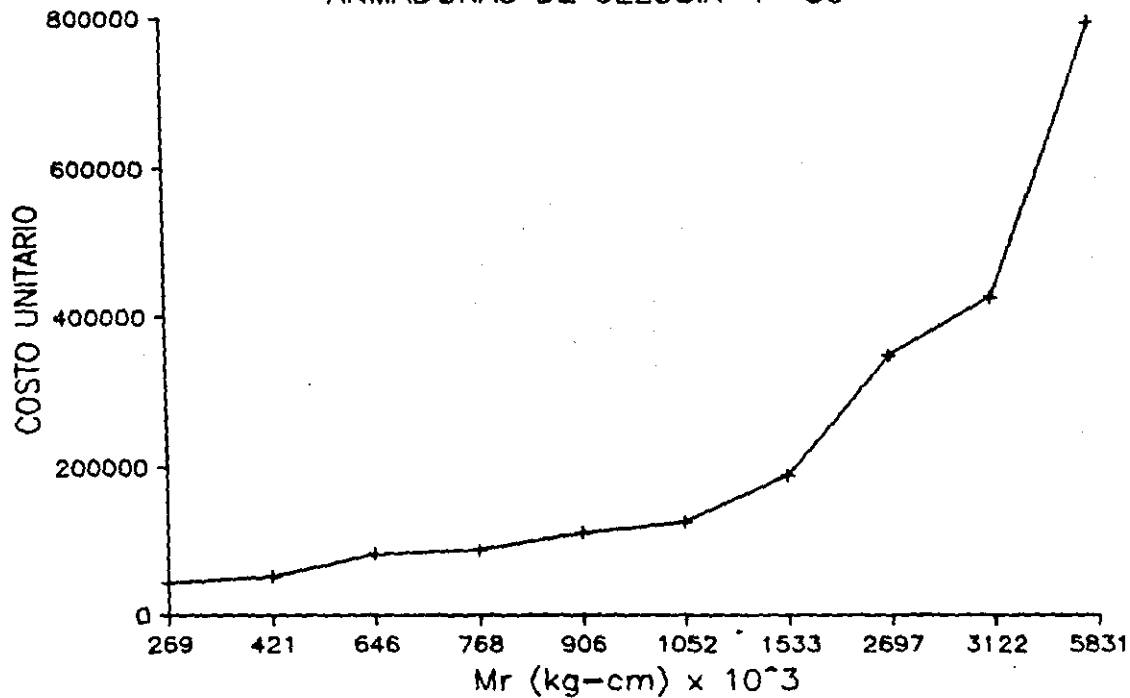
RELACION COSTO-RESISTENCIA

ARMADURAS DE CELOSIA P=30



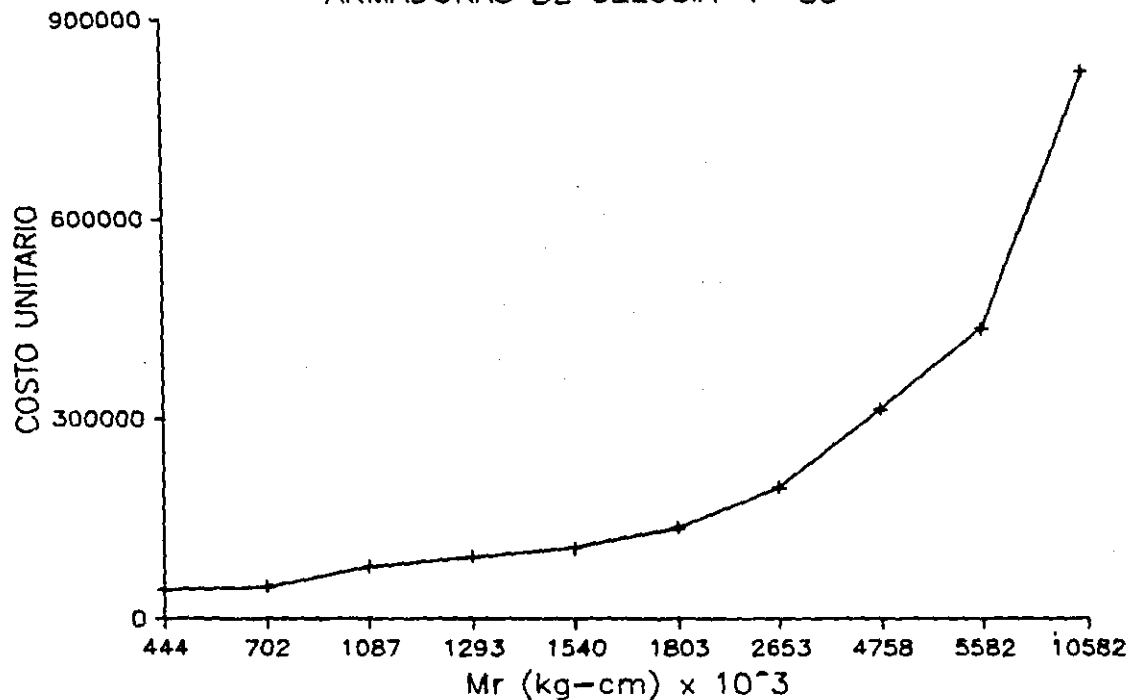
RELACION COSTO-RESISTENCIA

ARMADURAS DE CELOSIA P=50



RELACION COSTO-RESISTENCIA

ARMADURAS DE CELOSIA P=80



RELACION COSTO - RESISTENCIA
ARMADURAS DE CELSIA

PESALTE (cm)	CORDON SUPERIOR Y CORDON INFERIOR		DIAGONALES		n r (kg-cm)	COSTO UNITARIO (¢/t)
	ANGULO	PESO (kg/t)	ANGULO	PESO (kg/t)		
30	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	152,915.86	42,882.72
	2" x 2" x 1/8"	2.46	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	235,304.57	51,541.31
	2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	3.83	2" x 2" x 1/8"	2.46	325,727.45	81,834.71
	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	4.61	2" x 2" x 1/8"	2.46	422,169.21	87,194.79
	3" x 3" x 3/16"	5.52	2" x 2" x 3/16"	3.63	491,225.85	111,038.22
	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	6.35	2" x 2" x 3/16"	3.63	563,317.09	125,194.34
	4" x 4" x 1/4"	9.82	2" x 2" x 1/4"	4.75	808,609.34	180,988.67
	5" x 5" x 3/8"	18.30	3 1/2" x 3 1/2" x 1/4"	6.63	1,389,619.04	325,130.88
	6" x 6" x 3/8"	22.17	4" x 4" x 1/4"	9.82	1,597,353.97	399,849.75
	6" x 6" x 3/4"	42.71	5" x 5" x 3/8"	18.3	2,895,115.25	764,313.33
50	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	249,221.47	42,882.72
	2" x 2" x 1/8"	2.46	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	421,271.96	51,541.31
	2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	3.83	2" x 2" x 1/8"	2.46	646,328.43	81,834.71
	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	4.61	1 1/2" x 1 1/2" x 3/16"	2.68	748,343.00	86,921.29
	3" x 3" x 3/16"	5.52	2" x 2" x 3/16"	3.63	906,684.30	111,038.22
	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	6.35	2" x 2" x 3/16"	3.63	1,052,718.09	125,194.34
	4" x 4" x 1/4"	9.82	3" x 3" x 3/16"	5.52	1,533,045.13	183,449.49
	5" x 5" x 3/8"	18.30	4" x 4" x 1/4"	9.82	2,497,080.24	348,661.24
	6" x 6" x 3/8"	22.17	5" x 5" x 7/16"	12.39	3,122,857.90	424,363.86
	6" x 6" x 3/4"	42.71	5" x 5" x 7/16"	21.28	5,631,472.36	793,187.68
80	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	444,506.60	42,882.72
	2" x 2" x 1/8"	2.46	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	702,346.11	47,212.01
	2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	3.83	1 1/2" x 1 1/2" x 3/16"	2.68	1,087,697.98	77,231.91
	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	4.61	2" x 2" x 3/16"	3.63	1,293,834.38	91,756.90
	3" x 3" x 3/16"	5.52	2" x 2" x 3/16"	3.63	1,540,562.43	105,746.86
	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	6.35	1 1/2" x 1 1/2" x 3/8"	4.99	1,803,899.15	123,279.54
	4" x 4" x 1/4"	9.82	3" x 3" x 3/8"	6.99	2,633,241.27	195,546.10
	5" x 5" x 3/8"	18.30	4" x 4" x 7/16"	12.35	4,798,310.41	312,961.66
	6" x 6" x 3/8"	22.17	5" x 5" x 1/2"	13.99	5,982,254.17	454,138.67
	6" x 6" x 3/4"	42.71	5" x 5" x 1/2"	24.11	10,582,739.32	820,646.63

TABLA 4.3.1.

CAPITULO 5

COLUMNAS METALICAS COMPACTAS.

5.1. PROPOSICION DE PERFILES.

Los miembros sometidos a compresión pueden clasificarse de acuerdo con la forma en que fallan al aplicárseles cargas axiales de ruptura. Un miembro sometido a compresión con una longitud relativamente corta con respecto a sus dimensiones laterales fallará generalmente por Compresión Simple. Si el material es quebradizo, la falla puede incluir fracturas en direcciones diagonales o longitudinales. En cambio, si el material es dúctil se presentará un abombamiento gradual del elemento.

La falla de una columna bajo carga axial involucra la deformación lateral o Pandeo en forma súbita. Para una columna hay una carga límite P , que es crítica. Cuando se ha alcanzado esta carga crítica, la columna se encuentra en la condición de equilibrio inestable y puede fallar súbitamente por Pandeo, aún cuando no produce un esfuerzo unitario medio tan alto como el punto de cedencia del material.

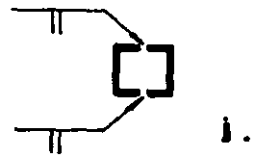
Las columnas cortas o compactas son intermedias entre las columnas largas cuya carga final es el Límite de Euler, y los bloques de compresión. La línea divisoria verdadera entre la columna larga y la columna corta, se encuentra en la longitud a la cual el esfuerzo correspondiente al punto de cedencia en el material está producido por la carga de Euler. Para columnas de acero estructural de sección constante, la línea divisoria se encuentra a una longitud a la cual la relación $(K l / r)$ es aproximadamente 90.

En la Lámina 5.1.1. se presentan algunas de las secciones transversales apropiadas para usarse como columnas.

El Angulo simple, figura (a), se usa comunmente para cargas axiales relativamente ligeras. La viga de ala ancha, figura (b), es la sección más común empleada en la construcción de columnas y miembros a compresión en puentes.

Una carga de columna puede ser tan grande que no sea práctico o económico obtener el Área de la columna correspondiente con una sección simple, figura (a); o bien la Relación de Esbitez ($K l / r$) de tal sección puede ser tan grande que reduzca el Esfuerzo Unitario Medio Permisible P/A a un valor abajo de lo conveniente. Una buena solución puede ser la formada de varios elementos simples conectados entre sí de manera que funcionen como una sola. Ver figuras (c) a (j). La figura (c) muestra una sección compuesta que puede adaptarse para usarse como columna en una construcción. La sección de cuatro ángulos con tirantes (celosía) mostrada en la figura (d) se observa frecuentemente en plumas de gruas o torres y en columnas. Los tipos (e) y (f) se usan comunmente como miembros a compresión en estructuras ligeras. Los tipos (g) y (h) se usan para columnas de edificios y para miembros del alma de armaduras grandes. Las figuras (i) y (j) ilustran solamente dos de las numerosas combinaciones de elementos posibles que son prácticos, gracias a la soldadura. Tales secciones son frecuentemente utilizados en partes estructurales de gruas, así como de edificios.

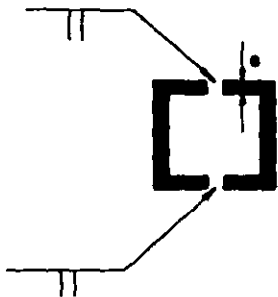
SECCIONES TRANSVERSALES
DE COLUMNAS



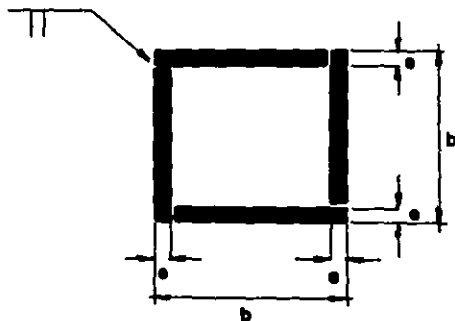
LAPSO 5.1.1.

Para realizar el análisis encomendado en este Capítulo, se propusieron columnas de 30, 35, 40, 45 y 50 cm. de lado fabricadas con placa de Acero Estructural de 1/4", 5/16", 3/8" y 1/2"; y columnas formadas por dos perfiles CPS soldados en Cajón (solo los comerciales), ya que el utilizar otros perfiles estructurales que no son apropiados para formar columnas evitaría obtener resultados usuales en una estructura limitando la aplicación directa de las Curvas Relación Costo-Resistencia. Ver Lámina 5.1.2..

COLUMNAS C P S EN CAJON



COLUMNAS A BASE DE PLACA



5.2. VALUACION DE SU RESISTENCIA.

Puesto que el Esfuerzo Permisible a Compresión ($F_a = P / A$) para una columna no se conoce hasta que se ha elegido una sección (A) y se ha calculado la Relación de Esbeltez ($K L / r$); la selección de una sección de columna que resista la carga axial (P) se determina utilizando las fórmulas presentadas en el Capítulo anterior:

$$C_c = (K L / r) = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{f_y}} \quad \dots \quad (4.1.A.)$$

donde:

f_y = Límite Elástico = 2530 kg/cm².

E = Módulo de Elasticidad = 2,039,000 kg/cm².

y sustituyendo encontramos el valor de C_c para Acero A-36:

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 (2,039,000)}{2530}} = 126$$

Recordando que si la Relación de Esbeltez del elemento por diseñar es mayor o menor que C_c no se utiliza como Esfuerzo Permisible a Compresión (F_a) el 50 % de F_y , teniendo:

$$1.- (K L / r) > C_c$$

Se utiliza la fórmula de Euler con un factor de seguridad.

$$F_a = \frac{12 \pi^2 E}{23 (K L / r)^2} \quad \dots \quad (4.1.C.)$$

$$2.- (K L / r) < C_c$$

Se utiliza la fórmula empírica desarrollada por el AISC

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(K L / r)^2}{2 C_c^2} \right] f_y}{\frac{5}{3} + \frac{3 (K L / r)}{8 C_c} - \frac{(K L / r)^3}{8 C_c^3}} \quad (4.1.D.)$$

Se recomienda para miembros secundarios cargados axialmente con Relación de Esbeltez mayor a 120 la siguiente fórmula:

$$F_a = \frac{12 \pi^2 E}{23 (K L / r)^2} \cdot \dots \cdot (5.2.A.)$$

$$1.6 - \frac{L}{200 r}$$

Una vez obtenido el valor de (Fa) y conocido el valor de P se puede calcular el área necesaria de nuestra sección:

$$A = P / F_a$$

Para el desarrollo de nuestro análisis, ya se tenían propuestas las secciones (Inciso 5.1.) por la que solo nos limitamos a calcular:

1.- AREA EFECTIVA DE CADA SECCION. (FIGURA 5.1.2.)

a) Columnas hechas a base de placa

$$A = b^2 - (b - 2e)^2$$

donde:

b = Lado de la Columna (cm)

e = Espesor de la Placa (cm)

b) Columnas CPS en cajón

$$A = 2 A'$$

donde:

$$A' = \text{Area de un perfil CPS}$$

2.- MOMENTO DE INERCIA.

a) Columnas hechas a base de placa

$$I = \frac{(b^4 - (b - 2e)^4)}{12}$$

b) Columnas CPS en cajón

$$I = (\text{Se obtuvo de tablas utilizando el valor de "Iy" ya que éste es menor que el del Eje x debido a que la sección no es cuadrada.})$$

3.- MODULO DE SECCION.

a) Columnas hechas a base de placa

$$S_x = \frac{(b^4 - (b - 2e)^4)}{6b}$$

b) Columnas CPS en cajón

$$S_y = (\text{Se obtuvo de tablas para cada caso}).$$

4.- RADIO DE GIRO.

a) Columnas hechas a base de placa

$$r_x = \sqrt{\frac{(b^2 + (b - 2e)^2)}{12}}$$

b) Columnas CPS en cajón

$$r_y = (\text{Se obtuvo de tablas para cada caso}).$$

El siguiente paso fue calcular los valores de F_a para todas las secciones; si $K = 1.00$ y $L = 250$ cm, obteniendo así el valor de la Carga Resistente a Compresión de cada proposición.

El Momento Resistente de las secciones se calculó utilizando la fórmula:

$$M_r = F_b \cdot S$$

donde:

$$F_b = 0.60 f_y \quad (1518 \text{ kg/cm}^2)$$

S = Módulo de Sección de cada proposición.

Ver Tablas 5.2.1. y 5.2.2. donde se presenta el cálculo de estos valores para cada sección propuesta.

COLUMNAS HECHAS A BASE DE PLACA

LADO (cm)	PLACA $e = 1/4"$		PESO = 49.0 kg/m ²			L = 250 (K L / r)	Fa (kg/cm ²)	CAP. COMPRESION (kg)	Rr (kg-cm)
	AREA (cm ²)	I (cm ⁴)	s (cm ³)	r (cm)	r				
30	75.16	10,803.47	720.23	11.99	20.85	1,443.94	108,528.52	1,093,310.94	
35	87.96	17,314.06	989.27	14.03	17.82	1,456.77	128,140.21	1,501,870.72	
40	100.76	28,023.68	1,301.18	16.07	15.56	1,465.92	147,708.05	1,975,197.69	
45	117.56	37,252.35	1,625.66	18.11	13.90	1,472.74	167,246.22	2,513,292.12	
50	126.36	51,320.06	2,052.80	20.15	12.41	1,478.01	186,763.41	3,116,154.17	
LADO (cm)	PLACA $e = 5/16"$		PESO = 62.2 kg/m ²			L = 250 (K L / r)	Fa (kg/cm ²)	CAP. COMPRESION (kg)	Rr (kg-cm)
	AREA (cm ²)	I (cm ⁴)	s (cm ³)	r (cm)	r				
30	92.30	13,135.54	875.70	11.93	20.96	1,443.68	133,238.60	1,329,317.03	
35	108.10	21,097.27	1,205.56	13.97	17.90	1,456.46	157,448.46	1,830,038.84	
40	123.90	31,761.62	1,588.08	16.01	15.61	1,465.68	181,603.63	2,410,706.82	
45	139.70	45,573.54	2,023.27	18.05	13.85	1,472.56	205,721.86	3,071,321.52	
50	155.50	62,778.05	2,511.12	20.09	12.44	1,477.87	229,813.96	3,811,883.35	
LADO (cm)	PLACA $e = 3/8"$		PESO = 74.7 kg/m ²			L = 250 (K L / r)	Fa (kg/cm ²)	CAP. COMPRESION (kg)	Rr (kg-cm)
	AREA (cm ²)	I (cm ⁴)	s (cm ³)	r (cm)	r				
30	110.39	15,543.00	1,036.20	11.87	21.07	1,443.00	159,292.24	1,372,952.00	
35	129.39	25,021.98	1,429.83	13.91	17.99	1,456.12	188,607.46	2,170,477.80	
40	148.39	37,735.70	1,886.79	15.95	15.68	1,465.44	217,456.22	2,864,139.68	
45	167.39	54,159.17	2,407.07	17.99	13.90	1,472.37	246,460.15	3,653,938.94	
50	186.39	74,767.40	2,990.70	20.03	12.48	1,477.72	275,432.36	4,539,876.37	
LADO (cm)	PLACA $e = 1/2"$		PESO = 99.6 kg/m ²			L = 250 (K L / r)	Fa (kg/cm ²)	CAP. COMPRESION (kg)	Rr (kg-cm)
	AREA (cm ²)	I (cm ⁴)	s (cm ³)	r (cm)	r				
30	145.95	20,117.18	1,341.15	11.74	21.29	1,442.01	210,459.34	2,035,858.82	
35	171.25	32,536.94	1,859.25	13.78	18.14	1,455.44	249,387.06	2,822,547.32	
40	196.75	49,240.41	2,462.02	15.82	15.80	1,464.94	288,224.23	3,737,547.29	
45	222.15	70,862.59	3,149.45	17.86	14.00	1,471.99	327,000.40	4,780,662.90	
50	247.55	98,038.48	3,921.54	19.90	12.56	1,477.42	365,733.56	5,952,896.68	

TABLA 5.2.1.

COLUMNAS CPS EN CAJON

PERFIL	AREA (cm ²)	I _y (cm ⁴)	S _y (cm ³)	S _x (cm ³)	(K l / S _y)	F _a (kg/cm ²)	CAP. COMPRESION (kg)	N r (kg-cm)
3" L	15.36	109.70	30.60	2.67	93.63	966.95	14,852.27	46,451
4" L	25.12	189.90	47.20	3.07	81.43	1,067.37	21,475.37	71,650
6" L	36.84	448.50	92.00	3.81	65.62	1,185.78	36,569.42	139,656
6" H	39.62	673.80	130.60	4.13	60.53	1,220.99	48,375.76	197,947
8" P	49.16	941.90	171.90	4.38	57.08	1,244.12	61,166.76	266,944
8" L	63.36	898.80	156.60	4.35	54.95	1,259.06	54,549.39	237,719
8" H	51.88	1,190.00	200.00	4.79	52.19	1,275.68	66,182.13	303,600
8" P	70.84	1,915.60	298.60	5.20	48.08	1,301.21	92,177.54	452,971
10" L	57.94	1,638.30	248.00	5.30	47.17	1,306.70	75,710.60	376,464
10" H	94.84	3,361.00	460.00	6.00	41.67	1,339.00	126,991.08	696,280
10" P	113.80	4,561.30	592.00	6.30	39.68	1,350.20	152,653.02	898,456
12" L	78.58	2,876.00	367.00	6.05	41.32	1,360.96	105,372.96	1,167,342
12" H	94.84	3,820.50	487.00	6.35	39.37	1,351.94	128,218.36	1,498,266
12" P	113.80	5,002.20	1,241.00	6.63	37.71	1,361.11	154,894.37	1,882,838

TABLA S.2.2.

5.3. COSTO UNITARIO.

Utilizando el análisis de Costo Directo presentado en los Capítulos donde se estudiaron soluciones estructurales fabricadas con Acero se ha determinado el Costo Unitario del Suministro y Fabricación de las columnas presentadas en el inciso anterior, cuantificando el peso lineal de cada solución que es multiplicado por el valor de Costo Directo mencionado para finalmente obtener el Costo por unidad lineal de todas las proposiciones. Ver Tablas 5.3.1. y 5.3.2..

Se anexa reporte de Costo Directo del Suministro y Habilitado de Acero Estructural.

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 11/06/88

REPORTE DE MATRICES

REG	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
61	845011	SUPINISTRO Y MARILITADO ACERO ESTRUCT.	KG	11/06/88	3,435.95		
27	PA7008	SOLDADURA E-7018 e=1/8"	KG	11/06/88	3,915.00	0.0241	94.35
28	PA7009	SOLDADURA E-6010 e=1/8"	KG	11/06/88	3,850.00	0.0109	41.97
29	PA7010	PINTURA ANTICORROSIVA	LT	11/06/88	6,500.00	0.0070	45.50
33	PA7016	Oxibond	KG	11/06/88	5,430.00	0.0138	85.79
36	PA7017	GAS L.P.	KG	11/06/88	1,180.00	0.0085	9.35
33	PA7016	ACERO ESTRUCTURAL A-36	KG	11/06/88	1,305.00	1.0600	1,375.30
34	FTE015	FLETE ACERO ESTRUCTURAL A-36	KG	11/06/88	85.00	1.0600	90.10
6	ND-006	OFICIAL FIENNERO ESP. (SOLDADOR)	JOR	11/06/88	11,520.00	0.0182	209.66
2	ND-002	AYUDANTE	JOR	11/06/88	8,715.00	0.0364	317.23
2	ND-002	AYUDANTE	JOR	11/06/88	8,715.00	0.0552	481.07
7	ND-007	OFICIAL PINTOR	JOR	11/06/88	11,140.00	0.0040	44.56
2	ND-002	AYUDANTE	JOR	11/06/88	8,715.00	0.0080	69.72
12	EDR-03	PLANTA PARA SOLDAR	HR	09/06/88	3,749.83	0.0675	240.61
14	EDR-05	EQUIPO PARA CORTE OXI-GAS	HR	11/06/88	1,022.85	0.0167	17.08
13	EDR-04	PALACATE 2 TONS. (INC. FLAMA)	HR	11/06/88	997.28	0.0401	39.99
9	ZHO	HERRAMIENTA	E	11/06/88	1,122.24	0.0300	33.67

COSTO DIRECTO TOTAL

3,435.95

COSTO UNITARIO COLUMNAS A BASE DE PLACA

SUMINISTRO, FABRICACION Y
COLOCACION DE COLUMNA RE-
TALICA MEDIDA A BASE DE PLA-
CA DE DIFERENTES ESPESORES .

3,433.95

PLACA $\phi = 1/4"$ LADO (cm)	PESO =49.8 kg/m ² PESO TOTAL (kg/m)	N ^o (kg-cm)	COSTO UNITARIO (\$/m)
30	59.76	1,093,310.94	205,332.37
35	69.72	1,501,870.72	239,354.43
40	79.68	1,973,197.69	273,776.50
45	89.64	2,513,292.12	307,998.56
50	99.60	3,116,154.17	342,220.62
PLACA $\phi = 5/16"$ LADO (cm)	PESO =62.2 kg/m ² PESO TOTAL (kg/m)	N ^o (kg-cm)	COSTO UNITARIO (\$/m)
30	74.64	1,329,317.03	256,459.31
35	87.08	1,830,038.86	299,202.53
40	99.52	2,410,706.82	341,945.74
45	111.96	3,071,321.32	384,688.96
50	124.40	3,811,863.35	427,432.18
PLACA $\phi = 3/8"$ LADO (cm)	PESO =74.7 kg/m ² PESO TOTAL (kg/m)	N ^o (kg-cm)	COSTO UNITARIO (\$/m)
30	89.64	1,572,952.00	307,998.56
35	104.58	2,170,477.80	359,331.65
40	119.52	2,864,139.68	410,664.74
45	134.46	3,633,938.94	461,997.84
50	149.40	4,539,876.37	513,330.93
PLACA $\phi = 1/2"$ LADO (cm)	PESO =99.6 kg/m ² PESO TOTAL (kg/m)	N ^o (kg-cm)	COSTO UNITARIO (\$/m)
30	119.52	2,035,858.82	410,664.74
35	139.44	2,822,347.32	479,108.87
40	159.36	3,737,347.29	547,552.99
45	179.28	4,780,862.90	615,997.12
50	199.20	5,952,896.66	684,441.26

TABLA 5.3.1.

COSTO UNITARIO
COLUMNAS CPS EN CAJON

SUMINISTRO, FABRICACION Y
COLOCACION DE COLUMNA FOR-
MADA A BASE DE DOS CANALES
CFS EN CAJA 3,435.95

PERFIL	PESO (kg/m)	H r (kg-cm)	COSTO UNITARIO (\$/m)
3" L	12.20	46,451	41,918.59
4" L	16.08	71,650	53,250.08
6" L	24.80	139,656	83,837.18
6" W	31.36	197,947	107,407.80
6" P	38.70	260,944	132,971.27
8" L	34.22	237,719	117,578.21
8" W	40.92	303,600	140,599.07
8" P	55.80	452,971	191,726.01
10" L	45.52	376,444	154,404.64
10" W	74.40	498,280	235,634.68
10" P	89.28	898,656	304,761.62
12" L	61.60	1,167,342	211,654.52
12" W	74.40	1,498,266	235,634.68
12" P	89.28	1,883,838	304,761.62

TABLA 5.3.2.

5.4. RELACION COSTO-RESISTENCIA.

Con los datos presentados en el inciso anterior se formularon las gráficas que nos muestran el Costo Unitario de cada proposición en función de su Resistencia permitiendo analizar sencillamente que sección nos proporciona una solución más económica.

Estas gráficas presentan para un mismo espesor de Placa las diferentes Resistencias y Costos que tenemos al variar la dimensión de la Columna (lado) concluyendo que dicho Costo Unitario es directamente proporcional a la Resistencia de la Columna. Esto es, si queremos una sección con mayor Resistencia su Costo por unidad lineal será también mayor. Y no así para las soluciones propuestas formadas por Perfiles CPS en Cajón donde al utilizar perfiles de mayor peralte pero de menor peso lineal tenemos un Costo Unitario menor.

Las soluciones formadas por Perfiles CPS presentan una Resistencia menor que las Columnas hechas a base de Placa permitiendo ésto tener un parámetro más amplio dentro del rango de Resistencias que pueden ser requeridas para un caso específico de análisis. También estas soluciones son menos económicas que las propuestas a base de Placa de Acero ya que para una Resistencia Máxima de 1,853,838 kg-cm se tiene un Costo Unitario de 306,761.62 pesos por cada metro de Columna formada con Perfiles CPS, y comparando con las Columnas de Placa de 1/4" de espesor para una Resistencia similar tan solo se tiene un Costo de 274,876.00 pesos.

Todos estos Costos y Resistencias serán comparados con sus similares de los Capítulos 6 y 7 para obtener conclusiones generales en el Capítulo 8.

A continuación se presentan las Gráficas que muestran la Relación Costo-Resistencia de cada proposición. Los valores graficados pueden ser consultados en las Tablas 5.3.1. para Columnas hechas a base de Placa de Acero, y 5.3.2. para Columnas hechas con Perfil CPS en Cajón.

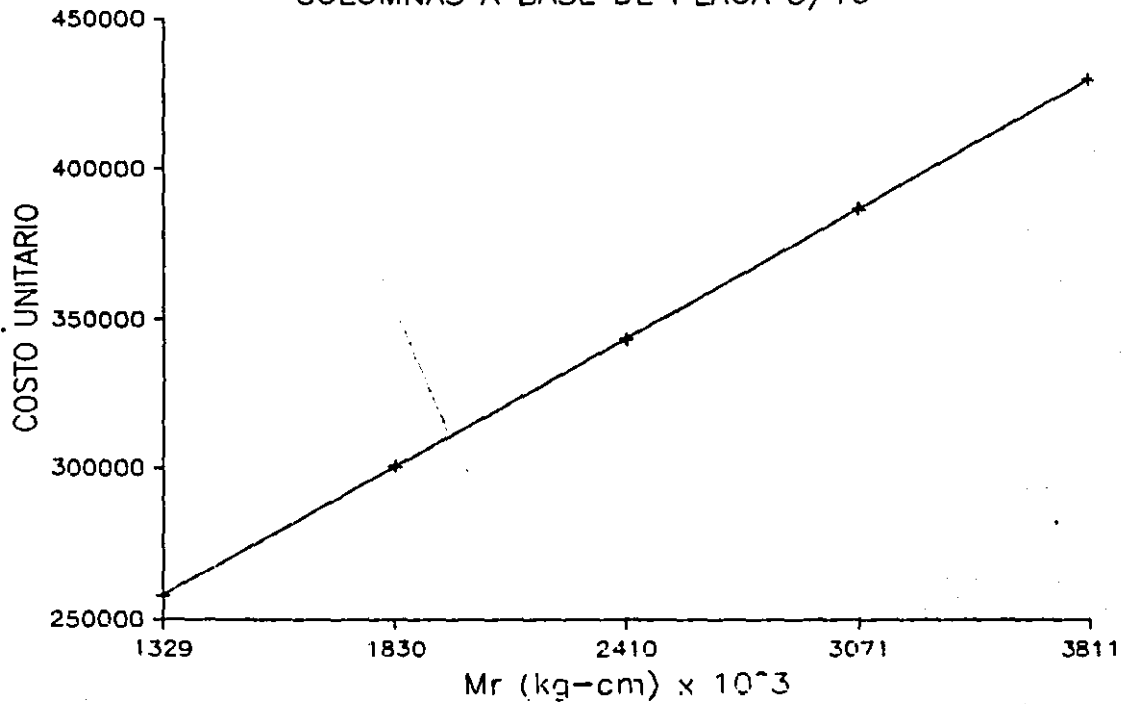
RELACION COSTO-RESISTENCIA

COLUMNAS A BASE DE PLACA 1/4"



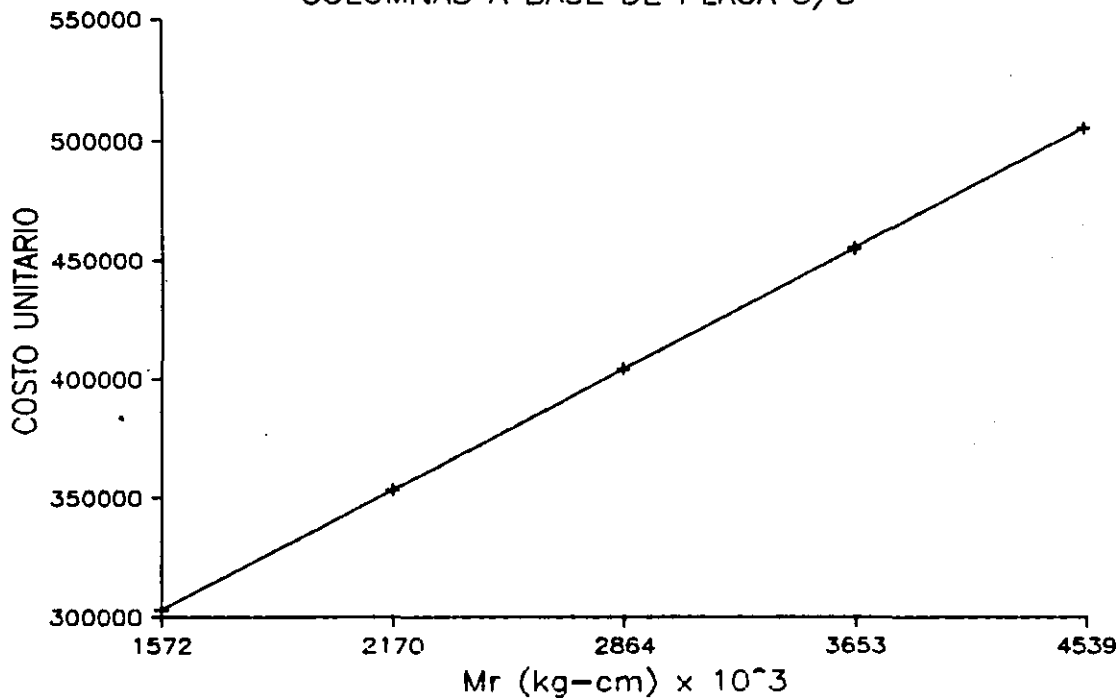
RELACION COSTO-RESISTENCIA

COLUMNAS A BASE DE PLACA 5/16"

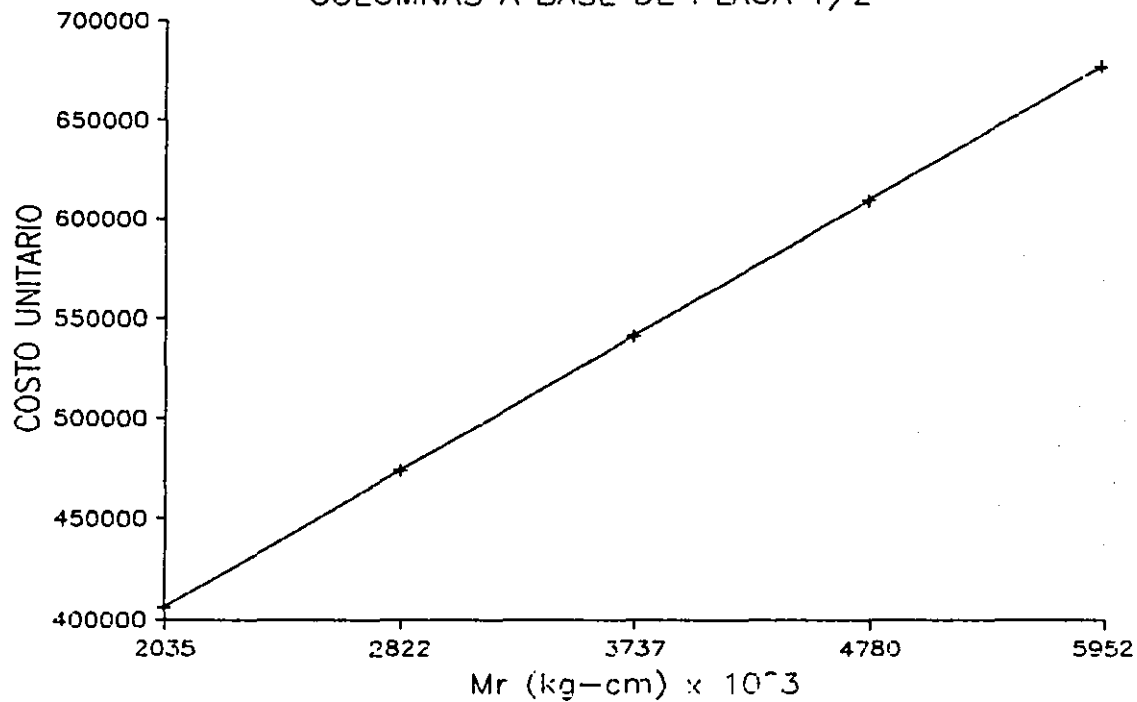


RELACION COSTO-RESISTENCIA

COLUMNAS A BASE DE PLACA 3/8"

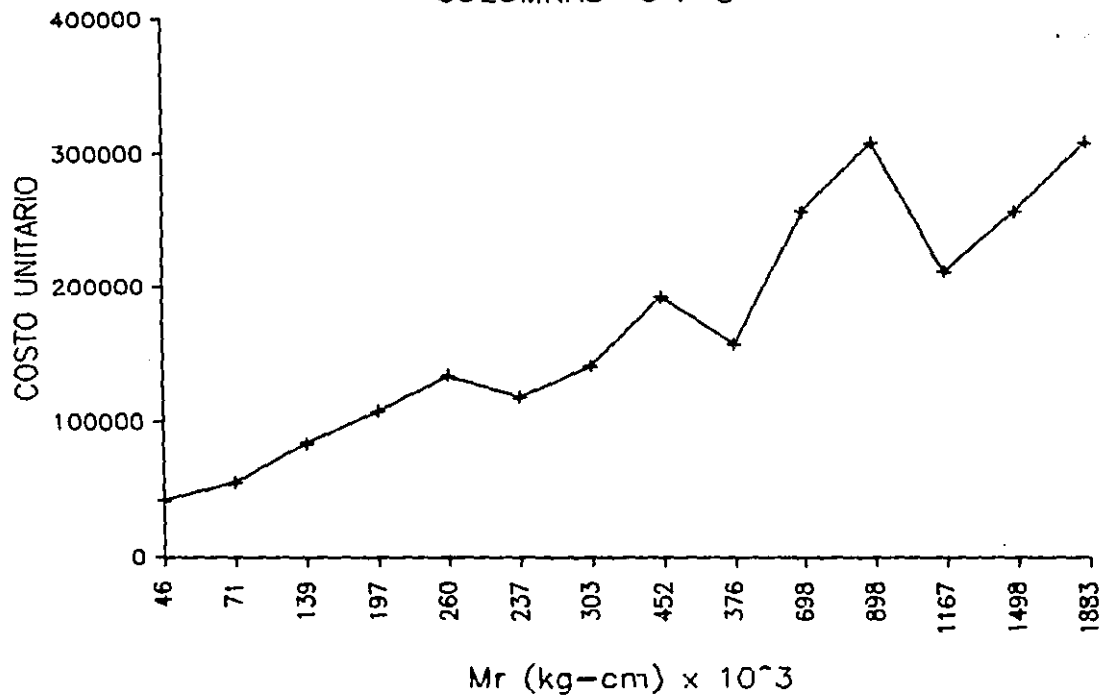


RELACION COSTO--RESISTENCIA
COLUMNAS A BASE DE PLACA 1/2"



RELACION COSTO-RESISTENCIA

COLUMNAS C P S



CAPITULO 6

**COLUMNAS DE CONCRETO
REFORZADO.**

6.1. PROPOSICION DE SECCIONES.

Utilizando el dimensionamiento más común dentro de la construcción de estructuras de concreto podemos generalizar las dimensiones de los elementos que se analizarán en lo subsecuente, presentando para nuestro estudio las siguientes proposiciones estructurales: Columnas cuadradas de 30, 35, 40, 45, 50, 55 y 60 cms. de Lado.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal estipula un número de requisitos generales relativos a Columnas de Concreto Reforzado, debiendo recordar:

- a) La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 20 cm.
- b) La relación entre el Área de refuerzo vertical y el Área total de la sección no será menor que $20/f_y$, ni mayor que 0.06. El número mínimo de barras será de cuatro para columnas rectangulares. (Ver Tabla 6.1.1.).
- c) Las varillas de los estribos no deberán ser de diámetro inferior a 1/4 de pulgada. El espacio entre los estribos (centro a centro) deberá ser el menor valor entre:
 - 1.- $850 / \sqrt{f_y}$ veces el diámetro de las varillas de Refuerzo Vertical.
 - 2.- 48 veces el diámetro de las varillas usadas como estribo, o ...

ARMADOS PARA COLUMNAS DE CONCRETO
SEGUN PORCENTAJE REQUERIDO

% DE ARMADO	LADO	5/8"	3/4"	1"	ARMADO PROPUESTO
1 %	30.00		4 vr 3/4"		4 vr 3/4"
	35.00	8 vr 5/8"	4 vr 3/4"		8 vr 5/8"
	40.00	8 vr 5/8"			8 vr 5/8"
	45.00		6 vr 3/4"	4 vr 1"	6 vr 3/4"
	50.00	12 vr 5/8"	8 vr 3/4"		12 vr 5/8"
	55.00				8 vr 3/4" + 4 vr 5/8"
60.00			8 vr 1"	8 vr 1"	
2 %	30.00			4 vr 1"	4 vr 1"
	35.00	12 vr 5/8"	8 vr 3/4"		12 vr 5/8"
	40.00		12 vr 3/4"		12 vr 3/4"
	45.00			8 vr 1"	8 vr 1"
	50.00				8 vr 1" + 4 vr 3/4"
	55.00			12 vr 1"	12 vr 1"
60.00				8 vr 1" + 4 vr 1 1/4"	
3 %	30.00		8 vr 3/4"		8 vr 3/4" + 4 vr 5/8"
	35.00		12 vr 3/4"	8 vr 1"	8 vr 1"
	40.00				8 vr 1" + 4 vr 5/8"
	45.00			12 vr 1"	12 vr 1"
	50.00				8 vr 1 1/4" + 4 vr 1"
	55.00				12 vr 1 1/4"
60.00				8 vr 1 1/2" + 4 vr 1"	
4 %	30.00			8 vr 1"	8 vr 1"
	35.00				8 vr 1" + 4 vr 5/8"
	40.00			12 vr 1"	8 vr 1" + 4 vr 1 1/4"
	45.00				8 vr 1 1/4" + 4 vr 1"
	50.00				8 vr 1 1/4" + 4 vr 1 1/2"
	55.00				8 vr 1 1/2" + 4 vr 1 1/4"
60.00				12 vr 1 1/2"	

TABLA 6.1.1.

3.- La mitad de la menor dimensión de la Columna.

(Ver Tabla 6.1.2.)

Se ha observado que sólo se analizan Columnas cuadradas para evitar el cálculo de los esfuerzos que surgen debido a la carga excéntrica causada por las imperfecciones que se presentan durante la construcción. Para tener en consideración éste hecho, el Código del ACI estipula que las Columnas se diseñen para una excentricidad mínima, aun cuando existan las cargas axiales sin flexión. El Código presenta, sin embargo, ecuaciones para Columnas axialmente cargadas, las cuales se deben usar como un índice y punto de referencia en la deducción de las ecuaciones para Columnas cargadas excéntricamente.

En el siguiente inciso se presenta el desarrollo de las ecuaciones que son utilizadas para el diseño y revisión de las secciones propuestas en la Tabla 6.1.3..

PROFUSION Y SEPARACION DE ESTRIOS EN COLUMNAS

% DE ARMADO	LADO	ARMADO PROPUESTO	ESTRIBO							DIAMETRO DEL ESTRIBO	SEPARACION REAL	
			AREA	A esq / 10	PROP.	"	4E 0 est	(650/ fy) 0 est	L menor / 2			SEP *
1 %	30	4 vr 3/4 "	11.48	.29	.32	5/16	37.92	25.67	15.00		5/16	15.00
	35	6 vr 5/8 "	15.84	.40	.49	5/16	37.92	21.37	17.50		5/16	15.00
	40	8 vr 5/8 "	15.84	.40	.49	5/16	37.92	21.37	20.00		5/16	20.00
	45	8 vr 3/4 "	22.96	.57	.71	3/8	45.60	25.67	22.50		3/8	20.00
	50	12 vr 5/8 "	23.76	.59	.71	3/8	45.60	25.67	25.00		3/8	25.00
	55	8 vr 3/4 " + 4 vr 5/8 "	30.88	.77	1.27	1/2	60.96	21.37	27.50		1/2	20.00
	60	8 vr 1 "	40.56	1.01	1.27	1/2	60.96	34.14	30.00		1/2	30.00
2 %	30	4 vr 1 "	20.28	.51	.71	3/8	45.60	34.14	15.00		3/8	15.00
	35	12 vr 5/8 "	23.76	.59	.71	3/8	45.60	25.67	17.50		3/8	15.00
	40	12 vr 3/4 "	34.44	.86	1.27	1/2	60.96	21.37	20.00		1/2	20.00
	45	8 vr 1 "	40.56	1.01	1.27	1/2	60.96	34.14	22.50		1/2	20.00
	50	8 vr 1 " + 4 vr 3/4 "	52.04	1.30	1.27	1/2	60.96	34.14	25.00	33.32	1/2	25.00
	55	12 vr 1 "	60.84	1.52	1.27	1/2	60.96	34.14	27.50	28.50	1/2	25.00
	60	8 vr 1 " + 4 vr 1 1/4 "	72.32	1.81	1.27	1/2	60.96	34.14	30.00	23.98	1/2	25.00
3 %	30	8 vr 3/4 " + 4 vr 5/8 "	30.88	.77	1.27	1/2	60.96	21.37	15.00		1/2	15.00
	35	8 vr 1 "	40.56	1.01	1.27	1/2	60.96	34.14	17.50		1/2	15.00
	40	8 vr 1 " + 4 vr 5/8 "	48.48	1.21	1.27	1/2	60.96	34.14	20.00		1/2	20.00
	45	12 vr 1 "	60.84	1.52	1.27	1/2	60.96	34.14	22.50	28.50	1/2	20.00
	50	8 vr 1 1/4 " + 4 vr 1 "	83.80	2.10	1.27	1/2	60.96	42.74	25.00	15.16	1/2	15.00
	55	12 vr 1 1/4 "	95.28	2.38	1.27	1/2	60.96	42.74	27.50	22.79	1/2	20.00
	60	8 vr 1 1/2 " + 4 vr 1 "	111.48	2.79	1.27	1/2	60.96	51.21	30.00	13.67	1/2	15.00
4 %	30	8 vr 1 "	40.56	1.01	1.27	1/2	60.96	34.14	15.00	18.79	1/2	15.00
	35	8 vr 1 " + 4 vr 5/8 "	48.48	1.21	1.27	1/2	60.96	34.14	17.50	18.34	1/2	15.00
	40	8 vr 1 " + 4 vr 1 1/4 "	72.32	1.81	1.27	1/2	60.96	34.14	20.00	14.05	1/2	15.00
	45	8 vr 1 1/4 " + 4 vr 1 "	83.80	2.10	1.27	1/2	60.96	42.74	22.50	13.64	1/2	15.00
	50	8 vr 1 1/4 " + 4 vr 1 1/2 "	109.12	2.73	1.27	1/2	60.96	42.74	25.00	11.64	1/2	15.00
	55	8 vr 1 1/2 " + 4 vr 1 1/4 "	122.96	3.07	1.27	1/2	60.96	51.21	27.50	11.36	1/2	15.00
	60	12 vr 1 1/2 "	136.80	3.42	1.27	1/2	60.96	51.21	30.00	19.01	1/2	15.00

SEP * = SEPARACION DE AJUSTE POR FALTA DE ACERO YA QUE NO SE RECOMIENDA UTILIZAR DIAMETROS MAYORES A 1/2" EN ESTRIBOS.

TABLA 6.1.2.

COLUMNAS DE CONCRETO

SECCION Y ARMADO

LADO	ARMADO PROPUUESTO	DIAMETRO DEL ESTRIBO	SEPARACION REAL
30	4 vr 3/4"	5/16	15.00
35	8 vr 5/8"	5/16	15.00
40	8 vr 5/8"	5/16	20.00
45	8 vr 3/4"	3/8	20.00
50	12 vr 5/8"	3/8	25.00
55	8 vr 3/4" + 4 vr 5/8"	1/2	20.00
60	8 vr 1"	1/2	30.00
30	4 vr 1"	3/8	15.00
35	12 vr 5/8"	3/8	15.00
40	12 vr 3/4"	1/2	20.00
45	8 vr 1"	1/2	20.00
50	8 vr 1" + 4 vr 3/4"	1/2	25.00
55	12 vr 1"	1/2	25.00
60	8 vr 1" + 4 vr 1 1/4"	1/2	25.00
30	8 vr 3/4" + 4 vr 5/8"	1/2	15.00
35	8 vr 1"	1/2	15.00
40	8 vr 1" + 4 vr 5/8"	1/2	20.00
45	12 vr 1"	1/2	20.00
50	8 vr 1 1/4" + 4 vr 1"	1/2	15.00
55	12 vr 1 1/4"	1/2	20.00
60	8 vr 1 1/2" + 4 vr 1"	1/2	15.00
30	8 vr 1"	1/2	15.00
35	8 vr 1" + 4 vr 5/8"	1/2	15.00
40	8 vr 1" + 4 vr 1 1/4"	1/2	15.00
45	8 vr 1 1/4" + 4 vr 1"	1/2	15.00
50	8 vr 1 1/4" + 4 vr 1 1/2"	1/2	15.00
55	8 vr 1 1/2" + 4 vr 1 1/4"	1/2	15.00
60	12 vr 1 1/2"	1/2	15.00

TABLA 6.1.3.

6.2. VALUACION DE SU RESISTENCIA.

Con anterioridad a 1951 las columnas de concreto se diseñaron exclusivamente por Teoría Elástica. Los ensayos de laboratorio, han probado que esta teoría da lugar a resultados erróneos y que debe usarse la Teoría de la Última Resistencia con el fin de obtener una correlación razonable entre la teoría y la realidad. Desde 1951, se ha llevado a cabo una transición gradual de la Teoría Elástica a la Teoría de la Última Resistencia para el diseño de columnas. Aún cuando el Método de Esfuerzos de Trabajo figura en el Código de ACI de 1963 contiene los términos relacionados usualmente con la Teoría Elástica, este método es en realidad derivado del Método de Diseño de la Última Resistencia. Por lo tanto, no hay un verdadero Método Elástico para diseñar columnas de concreto reforzado.

Es importante hacer énfasis en que el Método de Diseño por Esfuerzos de Trabajo es simplemente un método modificado del Diseño a la Última Resistencia, usando un factor de seguridad de 2.5 aproximadamente.

Con el objeto de ajustar las ecuaciones de Esfuerzos de Trabajo a las ecuaciones de Última Resistencia, de donde fueron deducidas, se deberán considerar las mismas limitaciones para ambos métodos. De acuerdo a lo anterior, se divide el Diagrama de Interacción para el diseño por Esfuerzos de Trabajo en tres regiones (Ver Lámina 6.2.1.):

REGION I.

Cuando la excentricidad en cada una de las direcciones principales (x,y) es menor que la excentricidad mínima "ea", se debe diseñar la sección para carga axial pura empleando la ecuación:

$$N_{adm} = 0.85 A_g (0.25 f'_c + 0.40 f_y p_g) \quad \dots (6.2.A.)$$

donde:

- N_{adm} = Carga Axial Máxima Permitida (kg)
 A_g = Área Total de la sección transversal del concreto (cm²)
 f'_c = Resistencia del concreto a la compresión (kg/cm²)
 f_y = Esfuerzo de Fluencia del Acero (kg/cm²)
 p_g = Relación del Área del refuerzo vertical al Área total del concreto (A_t / A_g) (adimensional)

REGION II.

Cuando la excentricidad en ambas direcciones principales sobrepasa la excentricidad mínima "ea", pero es inferior a la excentricidad balanceada "eb" la sección se dimensionará usando la Ecuación de Interacción:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} <= 1.00 \quad \dots (6.2.B.)$$

Considerando para columnas cuadradas:

$$f_a = \frac{N}{A_g} \quad \dots \dots \dots (6.2.C.)$$

$$F_a = 0.34 (1 + \rho_g m) f'_c \quad \dots \dots \dots (6.2.D.)$$

$$f_b = \frac{M}{I_t} (b / 2) \quad \dots \dots \dots (6.2.E.)$$

encontrando el valor de I_t (Momento de Inercia de la Sección Transformada):

$$I_t = I_c + I_a$$

$$\text{si: } I_c = (b^4 / 12)$$

$$I_a = A_t (2n - 1) \left(\frac{d - d'}{2} \right)^2$$

n = Relación entre el Módulo de Elasticidad del Acero y el Concreto (E_s / E_c)

d' = Recubrimiento

d = $b - d'$

$$e_b = [0.67 (\rho_g m) + 0.17] (b - d') \quad \dots \dots \dots (6.2.F.)$$

donde:

b = Lado de la columna (m)

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

$$F_b = 0.45 f'_c \quad \dots \dots \dots (6.2.G.)$$

REGION III.

Cuando la excentricidad sobrepasa la excentricidad balanceada "eb", se emplea en el diseño un Momento puro deducido empíricamente. Se asume que este momento puro varía linealmente desde el valor del momento que resiste la sección cuando no existe carga axial, hasta el momento que corresponde a la excentricidad y falla balanceada. Los valores del momento puro para $N = 0$ se obtienen de la ecuación:

$$M_0 = 0.40 A_s f_y (b - 2 d') \quad . . (6.2.H.)$$

Para columnas cuadradas únicamente.

donde:

$$A_s = \text{Área de Acero de Tensión} \quad (\text{cm}^2)$$

$$A_s = A_t / 2$$

$$A_t = \text{Área Total de Acero} \quad (\text{cm}^2)$$

Quedando pendiente el cálculo de los valores de N_0 , M_b y N_b ; logrado sustituyendo los valores encontrados con las ecuaciones 6.2.C a 6.2.E, y la 6.2.G. en la ecuación 6.2.B. para diferentes condiciones:

1.- Si $M = 0$ tenemos que:

$$N_0 = (F_a A_g) \quad (6.2.I.)$$

2.- Si $N = N_b$ y $M = M_b = (N_b e_b)$ tenemos que:

$$N_b = \frac{1}{\frac{1}{F_a A_g} + \frac{b e_b}{2 I_t F_b}} \quad . . (6.2.J.)$$

DIAGRAMA DE INTERACCION

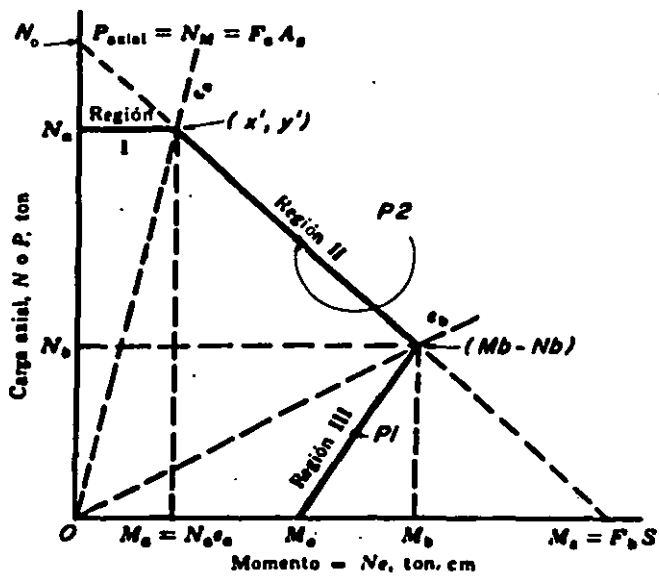


TABLA 6.2.1.

$$y \text{ Mb} = (\text{Nb} \text{ eb}) \dots\dots\dots (6.2.K.)$$

En las Tablas 6.2.2., 6.2.3. y 6.2.4. se presenta el análisis realizado con la ayuda de un programa de computadora con el que se encontraron los valores de las Capacidades a Flexo-Compresión de las secciones propuestas en el inciso anterior para Concretos de $f'c = 200, 250$ y 300 kg/cm^2 .

Obtenidos ya los valores de M_o, N_o, N_b, M_b y N_{adm} para cada sección y tipo de concreto, es necesario determinar un rango de análisis dentro del Diagrama de Interacción para cada elemento estructural debido a que en dicho Diagrama se pueden presentar un gran número de combinaciones posibles de Cargas y Momentos Resistentes.

Para lograr ésto, debemos encontrar el punto de intersección de las rectas que delimitan las Regiones I y II con las siguientes fórmulas:

$$m' = \frac{\text{Nb} - \text{No}}{\text{Mb}} \dots\dots\dots (6.2.L.)$$

$$x' = \frac{N_{adm} - \text{No}}{m'} \dots\dots\dots (6.2.M.)$$

$$y' = (m' x') + \text{No} \dots\dots\dots (6.2.N.)$$

Sustituyendo la ecuación 6.2.L. en la ecuación 6.2.M. tenemos:

$$x' = \frac{\text{Mb} (N_{adm} - \text{No})}{(\text{Nb} - \text{No})} \dots\dots\dots (6.2.O.)$$

DETERMINACION DE CAPACIDADES DE COLUMNAS A FLEJO-CONCRETO

171

SECCION (CMS)	AREA (CMS ²)	ARMADO PROPUESTO	AREA DE ACERO (CMS ²)	MO (T-M)	NO (T)	N6 (T)	N6 (T-M)	N4CM (T)
30 x 30	900	4 VS 3/4"	11.46	2,2	75.56	36.66	3.67	52.6c
35 x 35	1225	8 VS 5/8"	15.64	3.67	108.64	55.29	6.01	73.6
40 x 40	1600	6 VS 5/8"	15.84	4.05	134.14	64.72	7.59	89.54
45 x 45	2025	6 VS 3/4"	22.96	6.79	174.43	87.57	11.6	117.28
50 x 50	2500	12 VS 5/8"	23.76	7.6	208.01	101.04	14.54	156.56
55 x 55	3025	8 VS 3/4" + 4 VS 5/8"	30.88	11.11	255.1	122.84	20.32	170.55
60 x 60	3600	8 VS 1"	40.56	15.57	309.69	146.1	27.42	206.16

DETERMINACION DE CAPACIDADES DE COLUMNAS A FLEJO-CONCRETO

SECCION (CMS)	AREA (CMS ²)	ARMADO PROPUESTO	AREA DE ACERO (CMS ²)	MO (T-M)	NO (T)	N6 (T)	N6 (T-M)	N4CM (T)
30 x 30	900	4 VS 1"	20.28	3.89	93.64	37.65	5.32	65.61
35 x 35	1225	12 VS 5/8"	23.76	5.51	121.31	51.41	7.62	84.37
40 x 40	1600	12 VS 3/4"	34.44	8.81	163.9	66.75	12.27	114.62
45 x 45	2025	8 VS 1"	40.56	12	202.59	84.94	16.91	141.22
50 x 50	2500	8 VS 1" + 4 VS 3/4"	52.04	16.65	253.26	104.09	23.33	177.02
55 x 55	3025	12 VS 1"	60.84	21.9	303.04	126.7	30.85	211.3
60 x 60	3600	8 VS 1" + 4 VS 1 1/4"	72.32	27.77	360.51	149.59	39.21	251.35

DETERMINACION DE CAPACIDADES DE COLUMNAS A FLEJO-CONCRETO

SECCION (CMS)	AREA (CMS ²)	ARMADO PROPUESTO	AREA DE ACERO (CMS ²)	MO (T-M)	NO (T)	N6 (T)	N6 (T-M)	N4CM (T)
30 x 30	900	8 VS 3/4" + 4 VS 5/8"	30.88	5.92	110.6	38.81	7.45	80.24
35 x 35	1225	8 VS 1"	40.56	9.39	148.19	53.69	11.86	107.22
40 x 40	1600	8 VS 1" + 4 VS 5/8"	48.48	12.41	186.36	68.32	15.93	133.93
45 x 45	2025	12 VS 1"	60.84	18	235.04	87.62	23.12	168.8
50 x 50	2500	8 VS 1 1/4" + 4 VS 1"	83.8	26.81	304.07	107.62	33.62	220.21
55 x 55	3025	12 VS 1 1/4"	95.28	34.3	358.14	131.69	43.69	258.14
60 x 60	3600	8 VS 1 1/2" + 4 VS 1"	111.48	42.8	423.16	153.99	54.73	304.61

DETERMINACION DE CAPACIDADES DE COLUMNAS A FLEJO-CONCRETO

SECCION (CMS)	AREA (CMS ²)	ARMADO PROPUESTO	AREA DE ACERO (CMS ²)	MO (T-M)	NO (T)	N6 (T)	N6 (T-M)	N4CM (T)
30 x 30	900	8 VS 1"	40.56	7.78	126.09	39.76	9.45	95.41
35 x 35	1225	8 VS 1" + 4 VS 5/8"	48.48	11.24	160.66	54.65	13.88	117.95
40 x 40	1600	8 VS 1" + 4 VS 1 1/4"	72.32	16.51	224.51	70.72	22.46	166.35
45 x 45	2025	8 VS 1 1/4" + 4 VS 1"	83.8	24.8	271.78	96.32	30.45	206.63
50 x 50	2500	8 VS 1 1/4" + 8 VS 1 1/2"	109.12	34.91	344.59	110.14	42.55	254.65
55 x 55	3025	8 VS 1 1/2" + 4 VS 1 1/4"	122.96	44.26	402.43	134.27	54.42	295.78
60 x 60	3600	12 VS 1 1/2"	136.6	52.53	463.68	156.62	65.04	326.64

TABLA 4.2.2.

DETERMINACION DE CAPACIDADES DE COLUMNAS A FLEJO-COMPRESION

172

SECCION (CMS)	AREA (CMS ²)	ARMADO PROPUESTO	AREA DE ACERO (CMS ²)	MO (T-M)	MO (T)	MB (T)	MB (T-M)	N(ADM) (T)
30 x 30	900	4 VS 3/4"	11.45	2.2	54.86	46.47	4.15	63.42
35 x 35	1225	6 VS 5/8"	15.84	3.67	129.46	63.66	6.78	86.62
40 x 40	1600	8 VS 5/8"	15.64	4.05	161.34	81.9	8.68	106.54
45 x 45	2025	8 VS 3/4"	22.96	6.78	208.86	104.48	13.4	138.8
50 x 50	2500	12 VS 5/8"	23.76	7.6	250.51	127.82	16.67	165.12
55 x 55	3025	8 VS 3/4" + 4 VS 5/8"	30.86	11.11	306.53	155.36	23.2	202.69
60 x 60	3600	8 VS 1"	40.56	15.57	370.89	185.03	31.18	246.41

DETERMINACION DE CAPACIDADES DE COLUMNAS A FLEJO-COMPRESION

SECCION (CMS)	AREA (CMS ²)	ARMADO PROPUESTO	AREA DE ACERO (CMS ²)	MO (T-M)	MO (T)	MB (T)	MB (T-M)	N(ADM) (T)
30 x 30	900	4 VS 1"	20.28	3.89	106.94	47.93	5.87	75.39
35 x 35	1225	12 VS 5/8"	23.76	5.51	142.14	65.25	8.64	97.39
40 x 40	1600	12 VS 3/4"	34.44	8.81	181.94	84.94	13.49	131.63
45 x 45	2025	8 VS 1"	40.56	12	237.02	107.67	18.69	162.73
50 x 50	2500	8 VS 1" + 4 VS 3/4"	52.04	16.65	295.76	132.42	25.77	203.58
55 x 55	3025	12 VS 1"	60.84	21.9	354.46	166.94	34.09	243.44
60 x 60	3600	8 VS 1" + 4 VS 1 1/4"	72.32	27.77	421.71	196.25	43.49	289.6

DETERMINACION DE CAPACIDADES DE COLUMNAS A FLEJO-COMPRESION

SECCION (CMS)	AREA (CMS ²)	ARMADO PROPUESTO	AREA DE ACERO (CMS ²)	MO (T-M)	MO (T)	MB (T)	MB (T-M)	N(ADM) (T)
30 x 30	900	8 VS 3/4" + 4 VS 5/8"	30.88	5.92	125.9	49.63	8.07	89.8
35 x 35	1225	8 VS 1"	40.56	9.39	169.02	68.46	12.87	120.23
40 x 40	1600	8 VS 1" + 4 VS 5/8"	48.48	12.41	215.56	87.24	17.34	150.93
45 x 45	2025	12 VS 1"	60.84	18	269.46	111.65	25.12	190.32
50 x 50	2500	8 VS 1 1/4" + 4 VS 1"	83.8	26.81	346.58	137.57	36.69	246.76
55 x 55	3025	12 VS 1 1/4"	95.28	34.3	409.57	167.2	47.42	294.28
60 x 60	3600	8 VS 1 1/2" + 4 VS 1"	111.48	42.8	464.36	196.67	55.53	342.86

DETERMINACION DE CAPACIDADES DE COLUMNAS A FLEJO-COMPRESION

SECCION (CMS)	AREA (CMS ²)	ARMADO PROPUESTO	AREA DE ACERO (CMS ²)	MO (T-M)	MO (T)	MB (T)	MB (T-M)	N(ADM) (T)
30 x 30	900	8 VS 1"	40.56	7.78	141.39	51.04	10.17	102.97
35 x 35	1225	8 VS 1" + 4 VS 5/8"	46.46	11.24	181.69	69.84	14.95	131.01
40 x 40	1600	8 VS 1" + 4 VS 1 1/4"	72.32	16.51	251.71	90.78	24.18	183.35
45 x 45	2025	8 VS 1 1/4" + 4 VS 1"	83.8	24.8	306.2	115.56	32.76	221.54
50 x 50	2500	8 VS 1 1/4" + 4 VS 1 1/2"	104.12	34.91	387.09	141.31	45.81	281.21
55 x 55	3025	8 VS 1 1/2" + 4 VS 1 1/4"	122.96	44.26	453.86	171.8	58.64	327.92
60 x 60	3600	12 VS 1 1/2"	136.8	52.53	524.87	200.55	70.31	377.25

TABLA 6.2.3.

DETERMINACION DE CAPACIDADES DE COLUMNAS A FLEJO-COMPRESION

173

SECCION (CNS)	AREA (CNS2)	ARMADO PROPUESTO	AREA DE ACERO (CNS2)	MO (T-M)	MO (T)	MB (T)	MB (T-M)	N/CM ² (T)
30 X 30	900	4 VS 3/4"	11.46	2.2	110.16	56.23	4.61	72.68
35 X 35	1225	8 VS 5/8"	15.84	3.67	150.29	76.96	7.57	95.62
40 X 40	1600	8 VS 5/8"	15.84	4.05	188.54	97.01	9.76	122.54
45 X 45	2025	8 VS 3/4"	22.96	6.79	243.28	126.29	14.57	169.21
50 X 50	2500	12 VS 5/8"	23.76	7.6	293.01	154.51	18.76	191.68
55 X 55	3025	8 VS 3/4" + 4 VS 5/8"	30.88	11.11	357.95	187.75	26.03	234.84
60 X 60	3600	8 VS 1"	40.56	15.57	432.09	225.61	34.85	264.66

DETERMINACION DE CAPACIDADES DE COLUMNAS A FLEJO-COMPRESION

SECCION (CNS)	AREA (CNS2)	ARMADO PROPUESTO	AREA DE ACERO (CNS2)	MO (T-M)	MO (T)	MB (T)	MB (T-M)	N/CM ² (T)
30 X 30	900	4 VS 1"	20.28	3.89	124.24	58.14	6.38	84.95
35 X 35	1225	12 VS 5/8"	23.76	5.51	162.96	78.99	9.43	110.94
40 X 40	1600	12 VS 3/4"	34.44	8.81	218.3	103.01	14.69	146.63
45 X 45	2025	8 VS 1"	40.56	12	271.44	130.63	20.28	184.25
50 X 50	2500	8 VS 1" + 4 VS 3/4"	52.04	16.65	338.26	180.57	28.07	230.14
55 X 55	3025	12 VS 1"	60.84	21.9	405.89	194.96	37.17	275.56
60 X 60	3600	8 VS 1" + 4 VS 1 1/4"	72.32	27.77	482.91	230.66	47.47	327.85

DETERMINACION DE CAPACIDADES DE COLUMNAS A FLEJO-COMPRESION

SECCION (CNS)	AREA (CNS2)	ARMADO PROPUESTO	AREA DE ACERO (CNS2)	MO (T-M)	MO (T)	MB (T)	MB (T-M)	N/CM ² (T)
30 X 30	900	8 VS 3/4" + 4 VS 5/8"	30.88	5.92	141.2	60.35	8.64	99.37
35 X 35	1225	8 VS 1"	40.56	9.39	189.84	83.07	13.77	137.25
40 X 40	1600	8 VS 1" + 4 VS 3/8"	48.48	12.41	240.76	105.99	16.65	167.92
45 X 45	2025	12 VS 1"	60.84	18	303.89	135.47	26.96	211.62
50 X 50	2500	8 VS 1 1/4" + 4 VS 1"	83.8	24.81	389.07	167.25	36.31	273.54
55 X 55	3025	12 VS 1 1/4"	95.28	34.3	460.99	202.97	50.84	322.42
60 X 60	3600	8 VS 1 1/2" + 4 VS 1"	111.48	42.8	545.56	238.98	63.93	381.11

DETERMINACION DE CAPACIDADES DE COLUMNAS A FLEJO-COMPRESION

SECCION (CNS)	AREA (CNS2)	ARMADO PROPUESTO	AREA DE ACERO (CNS2)	MO (T-M)	MO (T)	MB (T)	MB (T-M)	N/CM ² (T)
30 X 30	900	8 VS 1"	40.56	7.78	156.69	62.21	10.81	112.52
35 X 35	1225	8 VS 1" + 4 VS 5/8"	48.48	11.24	202.51	84.85	15.9	144.02
40 X 40	1600	8 VS 1" + 4 VS 1 1/4"	72.32	18.51	278.91	110.64	23.69	206.25
45 X 45	2025	8 VS 1 1/4" + 4 VS 1"	83.8	24.8	340.63	140.51	34.84	245.06
50 X 50	2500	8 VS 1 1/4" + 4 VS 1 1/2"	109.12	34.91	429.59	172.16	46.71	307.77
55 X 55	3025	8 VS 1 1/2" + 4 VS 1 1/4"	122.96	44.26	505.28	208.92	62.38	360.06
60 X 60	3600	12 VS 1 1/2"	136.8	52.53	586.08	244.05	75.03	415.54

TABLA 6.2.4.

y sustituyendo las ecuaciones 6.2.L. y 6.2.O. en la 6.2.N., tenemos que:

$$y' = \frac{(N_b - N_a)}{M_b} - \frac{M_b (N_{ada} - N_a)}{(N_b - N_a)} + N_a \quad \dots (6.2.P.)$$

Donde (x', y') son las coordenadas del punto de intersección de dichas rectas.

Posteriormente, se calcula el punto medio del segmento $(\overline{x'y'} - \overline{M_b N_b})$ con las fórmulas siguientes:

$$x_1 = \frac{x' + M_b}{2} \quad \dots (6.2.Q.)$$

$$y_1 = \frac{y' + N_b}{2} \quad \dots (6.2.R.)$$

y del segmento $(\overline{M_o D} - \overline{M_b N_b})$:

$$x_2 = \frac{M_o + M_b}{2} \quad \dots (6.2.S.)$$

$$y_2 = \frac{N_b}{2} \quad \dots (6.2.T.)$$

Donde:

$y_2 = P_1 =$ Valor de la Carga Menor actuante para un Momento M_r calculado (kg)

$y_1 = P_2 =$ Valor de la Carga Mayor actuante para un Momento M_r calculado (kg)

Si:

$$M_r = \frac{\frac{x' + M_b}{2} + \frac{M_o + M_b}{2}}{2} \quad (6.2.U.)$$

donde:

M_r = Momento Resistente calculado (kg - cm)

Este Momento Resistente es escogido arbitrariamente dentro del Diagrama de Interacción para cada sección cumpliendo $M_o < M_r < M_b$ y será el utilizado en el inciso 6.4. para determinar la Relación Costo-Resistencia de todas las proposiciones.

Los valores de P_1 , P_2 y M_r se presentan en las Tablas 6.2.5., 6.2.6. y 6.2.7. después de haber realizado un reordenamiento ascendente del valor del Momento Resistente para todas las secciones en las tres resistencias de concreto analizadas.

COLUMNAS DE CONCRETO $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

LADO	1 DE #9x20	F1 (kg)	F2 (kg)	M (kg-cm)
30	1	18,330	45,260	293,464
30	2	18,829	51,740	429,925
35	1	25,145	61,945	482,447
35	3	19,405	59,525	599,265
40	1	32,360	77,130	602,656
35	2	25,705	67,890	637,060
35	4	19,889	60,585	750,432
45	1	41,285	99,925	943,281
35	3	26,845	80,455	957,515
40	2	33,375	90,790	980,187
35	4	27,325	80,320	1,115,061
50	1	50,520	119,800	1,153,001
40	3	34,160	101,125	1,283,641
45	2	42,470	115,080	1,300,020
55	1	61,620	146,495	1,618,560
40	4	33,560	118,555	1,790,097
45	3	43,810	126,210	1,845,712
50	2	52,045	140,555	1,880,846
60	1	71,050	177,130	2,180,677
45	4	45,160	145,175	2,443,501
55	2	63,350	169,000	2,491,239
50	3	53,810	163,915	2,722,175
60	2	74,795	200,470	3,108,365
50	4	55,070	185,395	3,407,135
55	3	65,545	194,615	3,523,061
55	4	67,135	215,025	4,368,164
60	3	76,995	229,500	4,409,110
60	4	78,315	247,835	5,225,268

TABLA 6.2.5.

COLUMNAS DE CONCRETO $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

LADO	n DE ARMAZO	F1 (kg)	F2 (kg)	P _r (kg-cm)
30	1	23,235	54,945	329,909
30	2	23,965	61,660	471,449
35	1	31,630	75,140	541,105
30	3	24,815	65,715	646,992
40	1	40,950	94,220	685,548
35	2	32,625	81,320	696,643
30	4	25,520	77,005	811,116
35	3	34,230	94,345	1,054,583
45	1	52,260	121,640	1,664,662
40	2	42,470	108,385	1,083,659
35	4	34,920	100,425	1,197,849
50	1	63,910	146,740	1,313,550
40	3	43,620	119,085	1,392,181
45	2	53,935	135,360	1,503,273
45	1	77,680	179,025	1,856,157
40	4	45,390	137,065	1,928,530
45	3	55,825	150,985	2,020,935
50	2	66,210	166,000	2,068,329
60	1	92,515	215,720	2,470,321
45	4	57,780	166,550	2,622,926
55	2	80,470	202,190	2,740,925
50	3	68,785	192,175	2,942,727
60	2	95,125	239,925	3,089,318
50	4	70,655	211,260	3,456,414
55	3	83,600	228,740	3,811,981
55	4	85,900	241,840	4,693,070
60	3	98,335	269,765	4,778,494
60	4	100,275	268,920	5,628,604

TABLA 6.2.6.

COLUMNAS DE CONCRETO $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$

LADO	Z DE ARMADO	F1 (kg)	F2 (kg)	P _r (kg-cm)
30	1	28,115	64,605	364,955
30	2	27,070	71,545	511,057
35	1	38,480	86,295	576,502
30	3	36,175	78,660	691,754
35	2	39,495	94,615	737,406
40	1	49,505	11,275	766,377
35	4	31,165	87,370	861,315
35	3	41,535	108,180	1,105,934
45	1	63,145	143,300	1,137,614
40	2	51,505	125,920	1,176,043
35	4	42,425	114,435	1,275,601
50	1	77,235	173,095	1,471,132
40	3	52,995	136,960	1,493,442
45	2	65,315	157,440	1,634,484
40	4	55,320	155,495	2,047,076
55	1	93,875	211,295	2,049,954
45	3	67,735	173,650	2,187,688
50	2	80,285	195,355	2,248,057
60	1	111,905	254,235	2,748,440
45	4	70,255	191,785	2,786,663
55	2	97,480	235,270	2,960,079
50	3	83,625	220,255	3,148,480
60	2	115,330	279,285	3,797,254
50	4	86,080	239,865	3,884,509
55	3	101,465	262,695	4,082,092
55	4	104,460	264,490	4,969,674
60	3	119,490	310,045	5,155,804
60	4	122,025	329,775	6,006,020

TABLA 6.2.7.

6.3. COSTO UNITARIO.

Con un procedimiento similar al utilizado en la obtención del Costo Unitario de Trabes de Concreto, se encontraron las ecuaciones que facilitan el cálculo del Costo Unitario de Columnas de Concreto Reforzado.

Primeramente se analizó la incidencia de la mano de obra que interviene en el Colado del elemento, ya que la ecuación que indica el Suministro y Fabricación de Concreto $f'c = 200, 250$ y 300 kg/cm^2 es constante para cada caso y sólo tiene que ser sustituida en la siguiente ecuación:

$$\text{SFC250} = 1.04 \text{ SFC250} + 0.06 \text{ AG} + 0.238 \text{ OA} + 0.952 \text{ PE} \\ + 0.266 \text{ CHV} + 0.03 \text{ HM} \quad \dots \dots \dots (6.3.A.)$$

donde cada una de las variables implica su Costo en las unidades que se indican:

$$\text{SFC250} = \text{Suministro y Fabricación de Concreto } f'c = 250 \\ \text{kg/cm}^2$$

recordando:

$$\text{SFC250} = 0.202 \text{ AG} + 0.388 \text{ CG} + 0.535 \text{ AR} + 0.63 \text{ GR} + 0.0572 \text{ OA} \\ + 0.4002 \text{ PE} + 0.4444 \text{ CHR1} \quad \dots \dots \dots (3.3.F.)$$

-Sólo se presenta el análisis para $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y se anexan Reportes de Costo Directo Total para cada Resistencia.-

si

AG = Agua (m³)

CG = Cemento Gris (Ton)

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 11/06/88

REPORTE DE MATRICES

50 BMS001 SUP. Y FAB. CONCRETO F'C=200 @3/4"		KS	11/06/88	82,373.71			
# RES	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
20	PAT001	AGUA	KS	11/06/88	300.00	0.2020	60.60
21	PAT002	CEMENTO GRIS	TON	11/06/88	148,000.00	0.3480	57,420.00
22	PAT003	ARENA	KS	11/06/88	14,000.00	0.2280	8,080.00
23	PAT004	GRASA	KS	11/06/88	14,000.00	0.6300	10,080.00
3	MO-003	OFICIAL ALBAÑIL	JOR	11/06/88	11,480.00	0.0235	448.24
1	MO-001	PEON	JOR	11/06/88	8,000.00	0.3885	3,108.00
10	EQP-01	REVOLUCIONA ELBA I SACO	HR	09/06/88	4,644.87	0.4444	2,044.18
9	SPD	HERRAMIENTA	S	11/06/88	3,756.24	0.0380	112.69
COSTO DIRECTO TOTAL							82,373.71

51 BMS002 SUP. Y FAB. CONCRETO F'C=250 @3/4"		KS	11/06/88	88,453.71			
# RES	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
20	PAT001	AGUA	KS	11/06/88	300.00	0.2020	60.60
21	PAT002	CEMENTO GRIS	TON	11/06/88	148,000.00	0.3880	64,020.00
22	PAT003	ARENA	KS	11/06/88	14,000.00	0.5350	8,340.00
23	PAT004	GRASA	KS	11/06/88	14,000.00	0.6300	10,080.00
3	MO-003	OFICIAL ALBAÑIL	JOR	11/06/88	11,480.00	0.0235	448.24
1	MO-001	PEON	JOR	11/06/88	8,000.00	0.3885	3,108.00
10	EQP-01	REVOLUCIONA ELBA I SACO	HR	09/06/88	4,644.87	0.4444	2,044.18
9	SPD	HERRAMIENTA	S	11/06/88	3,756.24	0.0380	112.69
COSTO DIRECTO TOTAL							88,453.71

52 BMS003 SUP. Y FAB. CONCRETO F'C=300 @3/4"		KS	11/06/88	98,238.71			
# RES	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
20	PAT001	AGUA	KS	11/06/88	300.00	0.2020	60.60
21	PAT002	CEMENTO GRIS	TON	11/06/88	148,000.00	0.4490	74,082.00
22	PAT003	ARENA	KS	11/06/88	14,000.00	0.5050	8,080.00
23	PAT004	GRASA	KS	11/06/88	14,000.00	0.6380	10,080.00
3	MO-003	OFICIAL ALBAÑIL	JOR	11/06/88	11,480.00	0.0288	448.24
1	MO-001	PEON	JOR	11/06/88	8,000.00	0.3885	3,108.00
10	EQP-01	REVOLUCIONA ELBA I SACO	HR	09/06/88	4,644.87	0.4444	2,044.18
9	SPD	HERRAMIENTA	S	11/06/88	3,756.24	0.0360	112.69
COSTO DIRECTO TOTAL							98,238.71

AR = Arena (m³)
 GR = Grava (m³)
 DA = Oficial Albanil (Jor)
 PE = Peón (Jor)
 CHR1 = Costo Horario revolvedora
 de un saco (Hr)

CHV = Costo Horario Revolvedora un saco (Hr)

HM = % (X Mano de Obra que interviene en la actividad)

obteniendo así la ecuación que indica el Suministro, Fabricación y Colocación de Concreto f'c = 250 kg/cm² en Columnas:

SFCC250 = 0.27 AG + 0.404 CG + 0.556 AR + 0.655 GR +
 0.3046 DA + 1.3968 PE + 0.4622 CHR1 + 0.266 CHV . . (6.3.B.)

De igual forma se obtuvieron las ecuaciones para concretos f'c = 200 y 300 kg/cm².

SFCC200 = 0.27 AG + 0.362 CG + 0.577 AR + 0.655 GR +
 0.3046 DA + 1.3968 PE + 0.4622 CHR1 + 0.266 CHV . . (6.3.C.)

SFCC300 = 0.27 AG + 0.467 CG + 0.525 AR + 0.655 GR +
 0.3046 DA + 1.3968 PE + 0.4622 CHR1 + 0.266 CHV . . (6.3.D.)

-Se anexa Reporte de Costo Directo Total para cada Concreto.-

El siguiente paso consiste en determinar el peso del Acero de Refuerzo del Elemento Estructural incluyendo el tiempo que requiere el Oficial especializado y su Ayudante en concluir el Habilitado del mismo.

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 11/06/88

REPORTE DE MATRICES

NO	BAS007	COLADO COLUMNAS CONC. F'c=200	KS	11/06/88	98,011.68		
NO REG	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
50	BAS001	SUP. Y FAB. CONCRETO F'c=200 A=3/4"	KS	11/06/88	82,373.71	1.0400	85,668.66
20	WAT001	AGUA	KS	11/06/88	300.00	0.0600	18.00
3	W0-003	OFICIAL ALAMBIL	JOR	11/06/88	11,680.00	0.2380	2,779.84
1	W0-001	PEON	JOR	11/06/88	8,000.00	0.9520	7,616.00
11	EBH-02	VIBRADOR	HR	09/06/88	4,080.07	0.2660	1,617.30
9	ZPD	HERRAMIENTA	Z	11/06/88	10,395.84	0.0300	311.83

COSTO DIRECTO TOTAL

98,011.68

NO	BAS008	COLADO COLUMNAS CONC. F'c=200	KS	11/06/88	104,542.88		
NO REG	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
51	BAS002	SUP. Y FAB. CONCRETO F'c=200 A=3/4"	KS	11/06/88	88,653.71	1.0400	92,199.86
20	WAT001	AGUA	KS	11/06/88	300.00	0.0600	18.00
3	W0-003	OFICIAL ALAMBIL	JOR	11/06/88	11,680.00	0.2380	2,779.84
1	W0-001	PEON	JOR	11/06/88	8,000.00	0.9520	7,616.00
11	EBH-02	VIBRADOR	HR	09/06/88	4,080.07	0.2660	1,617.30
9	ZPD	HERRAMIENTA	Z	11/06/88	10,395.84	0.0300	311.88

COSTO DIRECTO TOTAL

104,542.88

NO	BAS009	COLADO COLUMNAS CONC. F'c=300	KS	11/06/88	114,511.28		
NO REG	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
52	BAS003	SUP. Y FAB. CONCRETO F'c=300 A=3/4"	KS	11/06/88	98,238.71	1.0400	102,168.26
20	WAT001	AGUA	KS	11/06/88	300.00	0.0600	18.00
3	W0-003	OFICIAL ALAMBIL	JOR	11/06/88	11,680.00	0.2380	2,779.84
1	W0-001	PEON	JOR	11/06/88	8,000.00	0.9520	7,616.00
11	EBH-02	VIBRADOR	HR	09/06/88	4,080.07	0.2660	1,617.30
9	ZPD	HERRAMIENTA	Z	11/06/88	10,395.84	0.0300	311.88

COSTO DIRECTO TOTAL

114,511.28

Este mismo análisis se utilizó en el Capítulo 3 donde se obtuvo la ecuación:

$$\text{SHARN} = 1125 \text{ ARN} + 13 \text{ A1B} + 4.5526 \text{ DF} + 4.5526 \text{ AY} \quad (3.3.1.)$$

recordando que:

SHARN = Costo del Suministro y Habilitado de Acero de Resistencia Normal fy = 4000 kg/cm². (Ton)

ARN = Costo del Acero de Resistencia Normal (kg)

A1B = Costo del Alambre Recocido No. 18 (kg)

DF = Costo del Oficial Fierrero (Jor)

AY. = Costo del Ayudante (Jor)

-Se anexa análisis de Costo Directo Total.-

Como tercer paso se creo la matriz de cuantificación de Cimbra, que depende de la sección (b = Lado) de nuestras Columnas, presentándose las dimensiones b', h' y L que se obtienen con las fórmulas siguientes:

1.- Madera de Contacto.

$$b' = 0.63 \text{ pulg} = 16 \text{ mm.} \quad (\text{Triplay } 16 \text{ mm.})$$

$$h' = b / 2.54$$

$$L = 1 \text{ m.}$$

2.- Yugos.

$$b' = 2 \text{ pulg.}$$

$$h' = 4 \text{ pulg.}$$

$$L = 4 (34 + b) (0.01)$$

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 11/06/88

REPORTE DE MATRICES

Q	REG	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
	59	04010	MANTENIMIENTO DE ACERO EN ESTRUCTURA	TON	11/06/88	1,633,642.66		
24	MAT005	ACERO DE RIO, No. 3 AL B	KG	11/06/88	1,330.00	1,125.0000	1,518,750.00	
25	MAT006	ALAMBRE No. 10	KG	11/06/88	2,000.00	13.0000	26,000.00	
5	MO-005	OFICIAL FIERRO	JOR	11/06/88	11,230.00	4.4200	49,723.00	
2	MO-002	AYUDANTE	JOR	11/06/88	8,715.00	4.4200	38,520.30	
9	ZPO	HERRAMIENTA	X	11/06/88	88,249.30	0.0300	2,647.36	
COSTO DIRECTO TOTAL								1,633,642.66

3.- Pies Derechos.

$$b' = 4 \text{ pulg.}$$

$$h' = 4 \text{ pulg.}$$

$$L = 1.60 \text{ m.}$$

4.- Plomos.

$$b' = 1 \text{ pulg.}$$

$$h' = 4 \text{ pulg.}$$

$$L = 1.50 \text{ m.}$$

5.- Estacas.

$$b' = 2 \text{ pulg.}$$

$$h' = 4 \text{ pulg.}$$

$$L = 0.40 \text{ m.}$$

Recordando que el Factor de Contacto (F.C.) es el cociente expresado en forma de quebrado de la unidad a la cual queremos referir la cubicación, entre el área de contacto real de la porción del elemento a cuantificar, teniendo:

$$F.C. = \frac{1 \text{ m}^2}{(2b + 2b)} = \frac{1}{4b} \quad (a)$$

El Factor de Desperdicio F.D. = 1.20 y los Factores de Uso corresponden a los valores presentados en la Tabla de Factores de Uso del Capítulo 3. (Ver Tabla 6.3.1.)

De forma similar a lo realizado en el Capítulo 3, después de conocer las ecuaciones con las que obtenemos el

Costo por unidad de cubicación de cada elemento que interviene en la elaboración de una Columna de Concreto Reforzado (Ecuaciones 6.3.B. a 6.3.D. para Suministro, Fabricación y Colocación de Concreto en nuestras 3 resistencias analizadas; ecuación 3.3.1. para Suministro y Habilitado de Acero de Resistencia Normal; y los resultados que proporciona la Tabla 6.3.1.) es necesario identificar las variables que determinan el volumen de cada uno de estos conceptos por cada metro de nuestro elemento propuesto, teniendo la siguiente ecuación:

$$CCC = V_c (SFCC250) + Acim (CDT) + PA (SHARN)$$

donde:

$$CCC = \text{Costo Unitario Columnas de Concreto} \quad (\$/m)$$

$$V_c = (b) (b) (l m.) \quad (m^3)$$

$$Acim = (4 b) (l m.) \quad (m^2)$$

PA = Peso del Acero de Refuerzo

$$PA = (A_s + A_{et}) (0.7854) \quad (kg)$$

si:

$$A_{et} = \left(\frac{1}{Sep} + 1 \right) (4 b + 0.40 b) A_e$$

donde:

$$Sep = \text{Separación entre estribos} \quad (m)$$

$$b = \text{Lado de la Columna} \quad (m)$$

$$A_e = \text{Area del Estribo utilizado} \quad (m^2)$$

-Se anexa Tabla de resumen para las diferentes secciones propuestas en cada resistencia de concreto $f'c = 200, 250$ y 300 kg/cm^2 .-

CUBICACION DE CIMBRA EN COLUMNAS

LADO		30									11/06/88	
ELEMENTO	PIEZAS	b'	h'	LONGITUD	F. CONV.	P. T.	F. C.	F. B.	F. U.	TOTAL F. T.	COSTO	IMPORTE
MOERA DE CONTACTO	4.00	.63	11.81	1.00	3.657	8.13	1.20	1.20	8.00	1.02	3,620.00	3,676.98
YUGOS	7.00	2.00	4.00	2.56	3.657	39.30	3.60	1.20	8.00	2.61	1,600.00	4,181.50
PIES DERECHOS	4.00	4.00	4.00	1.60	3.657	28.00	3.60	1.20	10.00	.93	970.00	858.70
PLONGS	2.00	1.00	4.00	1.50	3.657	3.28	3.60	1.20	3.00	.34	1,600.00	883.36
ESTACAS	4.00	2.00	4.00	.40	3.657	3.30	3.60	1.20	3.00	.39	1,600.00	622.25
CLAVO 2 1/2" A 4"										.09	2,300.00	207.00
ALAMBRE REC. NO. 18										.05	2,000.00	100.00
DIESEL										.30	455.00	227.50
OP. CAMPINTERO	(DESCRIBIDO)									.018	10,870.00	198.66
AYUDANTE	(DESCRIBIDO)									.018	8,715.00	156.87
OP. CAMPINTERO	(CIBRADO)									.125	10,870.00	1,358.75
AYUDANTE	(CIBRADO)									.125	8,715.00	1,089.38
C. B. (8 / 82)											13,257.94	

CUBICACION DE CIMBRA EN COLUMNAS

LADO		60									11/06/88	
ELEMENTO	PIEZAS	b'	h'	LONGITUD	F. CONV.	P. T.	F. C.	F. B.	F. U.	TOTAL P. T.	COSTO	IMPORTE
MOERA DE CONTACTO	4.00	.63	23.62	1.00	3.657	16.25	2.40	1.20	8.00	1.02	3,620.00	3,676.98
YUGOS	7.00	2.00	4.00	3.76	3.657	57.88	7.20	1.20	8.00	1.92	1,600.00	3,878.79
PIES DERECHOS	4.00	4.00	4.00	1.60	3.657	28.00	7.20	1.20	10.00	.47	970.00	629.35
PLONGS	2.00	1.00	4.00	1.50	3.657	3.28	7.20	1.20	3.00	.18	1,600.00	291.68
ESTACAS	4.00	2.00	4.00	.40	3.657	3.30	7.20	1.20	3.00	.19	1,600.00	311.12
CLAVO 2 1/2" A 4"										.09	2,300.00	207.00
ALAMBRE REC. NO. 18										.05	2,000.00	100.00
DIESEL										.30	455.00	227.50
OP. CAMPINTERO	(DESCRIBIDO)									.018	10,870.00	198.66
AYUDANTE	(DESCRIBIDO)									.018	8,715.00	156.87
OP. CAMPINTERO	(CIBRADO)									.125	10,870.00	1,358.75
AYUDANTE	(CIBRADO)									.125	8,715.00	1,089.38
C. B. (8 / 82)											11,115.88	

TABLA 6.3.1.

COSTO UNITARIO
COLUMNAS DE CONCRETO f'c = 200 kg/cm²

COSTO DIRECTO SUMINISTRO,
FABRICACION Y COLADO DE
CONCRETO f'c = 200 . . . \$ 52,011.66

COSTO DIRECTO FABRICACION,
CIMENTADO Y DESCIMBADO . . \$ VARIABLE

COSTO DIRECTO SUMINISTRO
Y HABILITADO DE ACERO . . . \$ 1,635.64

LADO	Z	VOLUMEN DE CONC. (M ³ /M)	CAMERA (M ² /M)	C. D. CAMERA (M ²)	AREA ACERO	SEPARACION: ESTRIBOS	AREA	A est.	FACTOR CONC.	TOTAL ACERO	IMPORTE TOTAL CONCRETO	IMPORTE TOTAL CAMERA	IMPORTE TOTAL ACERO	COSTO UNITARIO
30.00	1	.09	1.20	13,257.94	11.46	15.00	.47	4.53	.7854	12.57	8,821.05	15,909.53	20,563.87	45,294.45
30.00	2	.09	1.20	13,257.94	20.26	15.00	.71	6.56	.7854	21.08	8,821.05	15,909.53	34,486.05	59,210.61
35.00	1	.12	1.40	12,645.69	15.64	15.00	.49	5.26	.7854	16.59	12,006.43	17,703.97	27,134.25	56,644.64
30.00	3	.05	1.20	13,257.94	30.66	15.00	1.27	11.73	.7854	33.47	8,821.05	15,909.53	54,744.32	79,474.90
40.00	1	.16	1.60	12,645.69	15.64	20.00	.71	7.50	.7854	18.33	15,681.87	20,232.10	29,580.22	65,895.19
35.00	2	.12	1.40	12,186.51	23.76	15.00	.49	5.28	.7854	22.81	12,006.43	17,061.11	37,308.52	66,376.07
30.00	4	.09	1.20	13,257.94	49.56	15.00	1.27	11.73	.7854	41.07	8,821.05	15,909.53	67,179.56	91,910.13
45.00	1	.20	1.80	12,645.69	22.96	20.00	1.27	15.09	.7854	29.88	19,647.37	22,762.24	48,877.15	91,486.76
35.00	3	.12	1.40	11,829.36	49.56	15.00	.71	7.65	.7854	37.87	12,006.43	16,561.10	61,936.97	95,504.51
40.00	2	.16	1.60	12,186.51	34.44	20.00	1.27	13.41	.7854	37.58	15,681.87	19,498.42	61,471.17	96,651.45
35.00	4	.12	1.40	12,645.69	48.48	15.00	1.27	13.69	.7854	48.83	12,006.43	17,703.97	79,865.32	109,576.72
50.00	1	.25	2.00	11,543.65	23.76	25.00	.71	7.81	.7854	24.60	24,502.92	23,087.30	49,555.62	85,146.04
40.00	3	.16	1.60	12,186.51	48.48	20.00	1.27	13.41	.7854	48.61	15,681.87	19,498.42	79,507.39	114,687.68
45.00	2	.20	1.80	11,829.36	43.56	20.00	1.27	15.09	.7854	43.71	19,847.37	21,292.85	71,486.67	112,626.86
55.00	1	.30	2.20	12,186.51	39.86	20.00	1.27	16.44	.7854	38.74	29,648.53	26,810.32	65,358.55	119,817.40
40.00	4	.16	1.60	11,309.88	72.32	15.00	1.27	15.65	.7854	69.09	15,681.87	18,095.81	113,004.42	146,782.10
45.00	3	.20	1.80	11,829.36	60.84	20.00	1.27	15.09	.7854	59.63	19,847.37	21,292.85	97,539.00	138,679.21
50.00	2	.25	2.00	11,543.65	52.04	25.00	1.27	17.97	.7854	51.84	24,502.92	23,087.30	84,799.54	152,389.76
60.00	1	.36	2.40	11,115.08	49.56	30.00	1.27	19.41	.7854	42.39	35,284.20	26,676.19	69,333.11	131,293.51
45.00	4	.20	1.80	11,829.36	63.60	15.00	1.27	17.66	.7854	79.64	19,847.37	21,292.85	130,264.48	171,494.69
55.00	2	.30	2.20	11,309.88	69.64	25.00	1.27	19.57	.7854	59.85	29,648.53	24,861.74	97,897.92	152,428.19
50.00	3	.25	2.00	11,543.65	63.60	15.00	1.27	19.56	.7854	81.18	24,502.92	23,087.30	132,776.96	189,367.18
60.00	2	.36	2.40	11,115.08	72.32	25.00	1.27	16.76	.7854	69.57	35,284.20	26,676.19	114,440.15	176,400.52
50.00	4	.25	2.00	11,543.65	109.12	15.00	1.27	19.56	.7854	101.06	24,502.92	23,087.30	165,303.63	212,894.05
55.00	3	.30	2.20	11,309.88	95.28	20.00	1.27	18.44	.7854	89.32	29,648.53	24,861.74	146,089.85	200,615.05
55.00	4	.30	2.20	11,309.88	122.96	15.00	1.27	21.51	.7854	113.47	29,648.53	24,861.74	185,595.62	240,125.89
60.00	3	.36	2.40	11,115.08	111.46	15.00	1.27	22.47	.7854	105.99	35,284.20	26,676.19	173,369.53	235,320.92
60.00	4	.36	2.40	11,115.08	136.80	15.00	1.27	25.47	.7854	125.89	35,284.20	26,676.19	205,857.40	267,647.60

TABLA 6.3.2.

COSTO UNITARIO
COLUMNAS DE CONCRETO f'c = 250 kg/cm²

COSTO DIRECTO SUMINISTRO,
FABRICACION Y COLADO DE
CONCRETO (f'c = 250) \$ 104,542.85

COSTO DIRECTO FABRICACION,
CIMERADO Y DESEMPERADO . . \$ VARIABLE

COSTO DIRECTO SUMINISTRO
Y HABILITADO DE ACERO . . . \$ 1,635.64

LADO	Z	VOLUMEN DE CONC. (MC/M)	CIMERA (MC/M)	C. D. CIMERA (MC)	AREA ACERO	SEPARACION ESTRIBOS	AREA	h est.	FACTOR CONV.	TOTAL ACERO	IMPORTE TOTAL CONCRETO	IMPORTE TOTAL CIMERA	IMPORTE TOTAL ACERO	COSTO UNITARIO
30.00	1	.09	1.20	13,257.94	11.49	15.00	.49	4.53	.7854	12.57	9,408.66	15,909.53	26,567.87	45,882.26
30.00	2	.09	1.20	13,257.94	20.28	15.00	.71	6.56	.7854	21.06	9,408.66	15,909.53	34,486.03	59,798.41
35.00	1	.12	1.40	12,445.69	15.64	15.00	.49	5.28	.7854	16.59	12,806.50	17,703.97	27,134.25	57,644.72
30.00	3	.09	1.20	13,257.94	30.62	15.00	1.27	11.73	.7854	33.47	9,408.66	15,909.53	54,744.32	80,062.71
40.00	1	.16	1.60	12,445.69	15.64	20.00	.71	7.50	.7854	18.33	16,726.86	20,233.10	29,980.22	66,540.15
35.00	2	.12	1.40	12,186.51	23.76	15.00	.49	5.28	.7854	22.81	12,806.50	17,061.11	37,308.53	67,176.15
30.00	4	.09	1.20	13,257.94	40.56	15.00	1.27	11.73	.7854	41.07	9,408.66	15,909.53	67,179.56	92,457.94
35.00	3	.12	1.40	12,445.69	40.56	20.00	1.27	11.73	.7854	41.07	12,806.50	17,703.97	67,179.56	97,650.02
45.00	1	.20	1.80	11,629.36	22.96	15.00	.71	9.64	.7854	25.76	21,169.93	21,292.85	62,136.69	84,579.47
40.00	2	.16	1.60	12,186.51	34.44	20.00	1.27	13.41	.7854	37.58	16,726.86	19,498.42	67,656.44	97,576.44
35.00	4	.12	1.40	12,445.69	48.46	15.00	1.27	13.69	.7854	48.83	12,806.50	17,703.97	81,471.17	110,376.79
50.00	1	.25	2.00	11,543.65	23.76	25.00	.71	7.61	.7854	24.80	26,135.72	23,067.30	40,555.82	89,772.64
40.00	3	.16	1.60	12,186.51	48.46	20.00	1.27	13.41	.7854	48.61	16,726.86	19,498.42	79,507.39	115,722.67
45.00	2	.20	1.80	11,629.36	40.56	20.00	1.27	15.09	.7854	43.71	21,169.93	21,292.85	71,486.67	113,969.45
55.00	1	.30	2.20	12,166.51	30.82	20.00	1.27	16.44	.7854	38.74	31,624.22	26,810.32	63,358.55	121,793.09
40.00	4	.16	1.60	11,305.82	72.32	15.00	1.27	15.65	.7854	69.09	16,726.86	16,095.81	113,064.42	147,627.05
45.00	3	.20	1.80	11,629.36	60.84	20.00	1.27	15.09	.7854	59.63	21,169.93	21,292.85	97,529.00	140,001.78
50.00	2	.25	2.00	11,543.65	52.04	25.00	1.27	13.97	.7854	51.64	26,135.72	23,067.30	84,798.54	134,021.56
60.00	1	.36	2.40	11,115.02	40.56	30.00	1.27	13.41	.7854	42.39	37,635.44	26,676.19	69,333.11	133,644.74
45.00	4	.20	1.80	11,629.36	85.80	15.00	1.27	17.60	.7854	79.64	21,169.93	21,292.85	130,264.46	172,727.26
55.00	2	.30	2.20	11,309.86	60.84	25.00	1.27	15.37	.7854	59.85	31,624.22	24,681.74	97,697.92	154,432.56
50.00	3	.25	2.00	11,543.65	53.80	15.00	1.27	19.56	.7854	81.18	26,135.72	23,067.30	132,776.96	181,959.92
60.00	2	.36	2.40	11,115.02	72.32	25.00	1.27	16.76	.7854	69.57	37,635.44	26,676.19	114,446.15	176,751.78
50.00	4	.25	2.00	11,543.65	109.12	15.00	1.27	19.56	.7854	101.04	26,135.72	23,067.30	165,303.83	214,556.85
55.00	3	.30	2.20	11,309.86	95.28	20.00	1.27	18.44	.7854	89.32	31,624.22	24,681.74	146,089.93	202,594.78
55.00	4	.30	2.20	11,309.86	122.96	15.00	1.27	21.51	.7854	113.47	31,624.22	24,681.74	185,595.62	242,101.57
60.00	3	.36	2.40	11,115.02	111.45	15.00	1.27	23.47	.7854	105.99	37,635.44	26,676.19	173,360.53	237,672.16
60.00	4	.36	2.40	11,115.02	136.80	15.00	1.27	25.47	.7854	125.82	37,635.44	26,676.19	205,887.40	270,195.07

TABLA 6.3.3.

COSTO UNITARIO
COLUMNAS DE CONCRETO f'c = 300 kg/cm²

COSTO DIRECTO SUMINISTRO,
FABRICACION Y COLADO DE
CONCRETO f'c = 300 114,511.28

COSTO DIRECTO FABRICACION,
CIMENTADO Y DESCIMENTADO VARIABLE

COSTO DIRECTO SUMINISTRO
Y HABILITADO DE ACERO 1,635.64

LADO	Z	VOLUMEN DE CONC. (M ³ /M)	CAMERA (M ² /M)	C. D. CAMERA (M ²)	AREA ACERO	SEPARACION ESTRIBOS	AREA	A est.	FACTOR CONV.	TOTAL ACERO	IMPORTE TOTAL CONCRETO	IMPORTE TOTAL CAMERA	IMPORTE TOTAL ACERO	COSTO UNITARIO
30.00	1	.09	1.20	13,257.94	11.48	15.09	.49	4.53	.7854	12.57	10,306.02	15,909.53	20,563.87	46,779.41
30.00	2	.09	1.20	13,257.94	20.28	15.00	.71	6.56	.7854	21.06	10,306.02	15,909.53	34,480.03	60,655.57
35.00	1	.12	1.40	12,645.69	15.84	15.00	.49	5.26	.7854	16.59	14,027.63	17,703.97	27,134.25	58,865.64
30.00	3	.09	1.20	13,257.94	30.88	15.00	1.27	11.73	.7854	33.47	10,306.02	15,909.53	54,744.32	89,959.86
35.00	2	.12	1.40	12,645.69	23.76	20.00	.71	6.56	.7854	25.81	14,027.63	17,703.97	38,950.55	70,662.14
40.00	1	.16	1.60	12,186.51	15.84	15.00	.49	6.04	.7854	17.18	18,321.80	19,498.42	28,103.63	65,923.85
30.00	4	.09	1.20	13,257.94	40.56	15.00	1.27	11.73	.7854	41.07	10,306.02	15,909.53	67,179.56	93,395.10
35.00	3	.12	1.40	12,645.69	40.56	20.00	1.27	11.73	.7854	41.07	14,027.63	17,703.97	67,179.56	98,911.15
45.00	1	.20	1.60	11,829.36	22.96	15.00	.71	9.64	.7854	25.76	23,188.53	21,292.85	42,136.69	86,618.07
40.00	2	.16	1.60	12,186.51	34.44	20.00	1.27	13.41	.7854	37.58	18,321.80	19,498.42	61,471.17	99,291.39
35.00	4	.12	1.40	12,645.69	48.48	15.00	1.27	13.69	.7854	48.83	14,027.63	17,703.97	79,866.32	111,597.92
50.00	1	.25	2.00	11,543.65	23.76	25.00	.71	7.81	.7854	24.80	28,627.82	23,067.30	40,555.82	92,270.94
40.00	3	.16	1.60	12,186.51	48.48	20.00	1.27	13.41	.7854	48.61	18,321.80	19,498.42	79,507.39	117,327.62
45.00	2	.20	1.80	11,829.36	40.56	20.00	1.27	15.09	.7854	43.71	23,188.53	21,292.85	71,486.67	115,968.05
40.00	4	.16	1.60	12,186.51	72.32	20.00	1.27	13.41	.7854	67.33	18,321.80	19,498.42	110,133.01	147,953.23
55.00	1	.30	2.20	11,398.88	39.88	15.00	1.27	21.51	.7854	41.15	34,639.66	24,881.74	67,306.73	126,826.13
45.00	3	.20	1.60	11,829.36	60.84	20.00	1.27	15.09	.7854	59.63	23,188.53	21,292.85	97,539.00	142,020.38
50.00	2	.25	2.00	11,543.65	52.04	25.00	1.27	13.97	.7854	51.84	28,627.82	23,067.30	84,798.54	136,513.66
60.00	1	.36	2.40	11,115.08	40.56	30.00	1.27	13.41	.7854	42.39	41,224.06	26,676.19	69,333.11	137,233.36
45.00	4	.20	1.80	11,829.36	83.80	15.00	1.27	17.60	.7854	76.64	23,188.53	21,292.85	130,264.48	174,745.86
55.00	2	.30	2.20	11,398.88	60.84	25.00	1.27	15.37	.7854	59.85	34,639.66	24,881.74	97,897.92	157,419.32
50.00	3	.25	2.00	11,543.65	83.90	15.00	1.27	19.56	.7854	61.18	28,627.82	23,067.30	132,776.96	184,492.08
60.00	2	.36	2.40	11,115.08	72.32	25.00	1.27	16.76	.7854	69.97	41,224.06	26,676.19	114,440.13	182,349.28
50.00	4	.25	2.00	11,543.65	109.12	15.00	1.27	19.56	.7854	101.06	28,627.82	23,067.30	165,303.83	217,018.95
55.00	3	.30	2.20	11,398.88	53.28	20.00	1.27	18.44	.7854	89.32	34,639.66	24,881.74	146,088.83	205,610.22
55.00	4	.30	2.20	11,398.88	122.96	15.00	1.27	21.51	.7854	113.47	34,639.66	24,881.74	185,595.62	245,117.02
60.00	3	.36	2.40	11,115.08	111.48	15.00	1.27	23.47	.7854	105.99	41,224.06	26,676.19	173,360.53	241,260.78
60.00	4	.36	2.40	11,115.08	136.80	15.00	1.27	23.47	.7854	125.88	41,224.06	26,676.19	205,887.40	273,787.65

TABLA 6.3.4.

6.4. RELACION COSTO-RESISTENCIA.

Recordando que de cada sección se obtuvieron los valores de P_1 (Valor de la Carga Menor actuante para un Momento M_r calculado), P_2 (Valor de la Carga Mayor actuante para un Momento M_r calculado) y M_r (Momento Resistente calculado); la Relación Costo-Resistencia estará determinada por el valor del Costo Unitario de cada proposición encontrado en el inciso anterior y el Momento Resistente de ella, olvidando los valores de las Cargas Mínimas y Máximas, siguiendo así con la metodología presentada en el trabajo.

Debido a la relación que se presenta de los tres elementos utilizados en la fabricación de una Columna de Concreto: Acero de Refuerzo, Concreto y Cimbra, en el Costo Unitario del Suministro, Habilitado y Fabricación del elemento estructural, tenemos una vez mas que el Costo de una sección de mayor resistencia puede ser menor que el de una proposición de menores dimensiones y armado, implicando ésto una menor resistencia.

Las Tablas 6.4.1. a 6.4.3. presentan los valores exactos que son utilizados para formar las Gráficas que indican el Costo de las Columnas de Concreto Reforzado $f'c = 200, 250$ y 300 kg/cm^2 en función de su Resistencia permitiendo así conocer cual solución nos proporciona una mayor resistencia a un menor costo.

RELACION COSTO-RESISTENCIA

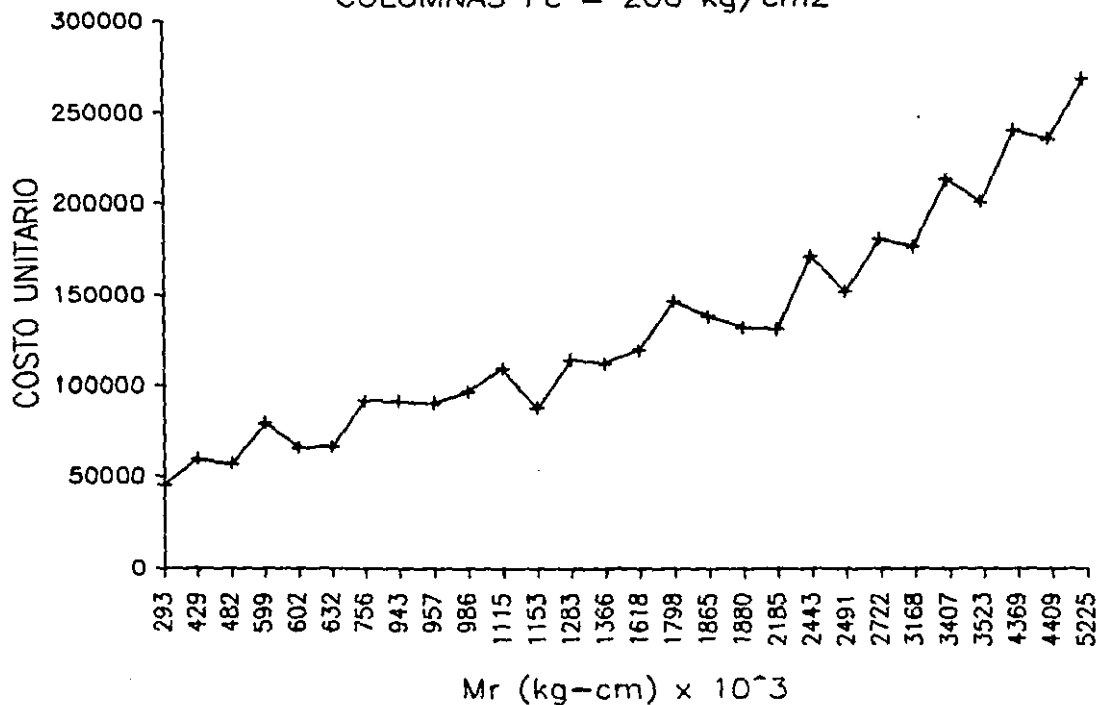
COLUMNAS f'c = 200 kg/cm²

LADO (cm)	Z	P1 (kg)	P2 (kg)	N _r (kg-cm)	COSTO UNITARIO (\$/m)
30.00	1	18,330.00	45,260.00	273,464.00	45,294.45
30.00	2	18,825.00	51,740.00	429,935.00	59,210.61
35.00	1	25,145.00	61,945.00	462,447.00	56,664.64
35.00	3	19,405.00	59,525.00	599,265.00	79,479.90
40.00	1	32,360.00	77,130.00	602,658.00	65,895.19
35.00	2	25,705.00	67,890.00	632,066.00	66,376.07
30.00	4	19,880.00	66,585.00	756,432.00	91,910.13
45.00	1	41,285.00	99,925.00	943,282.00	91,986.74
35.00	3	26,845.00	80,455.00	957,515.00	90,568.51
40.00	2	33,375.00	90,790.00	986,183.00	96,651.45
35.00	4	27,325.00	86,320.00	1,113,061.00	109,576.72
30.00	1	36,320.00	119,800.00	1,153,001.00	89,166.04
40.00	3	34,160.00	101,125.00	1,283,641.00	114,667.66
45.00	2	42,470.00	113,080.00	1,366,020.00	112,626.88
35.00	1	41,420.00	146,695.00	1,619,500.00	119,817.40
40.00	4	35,360.00	118,535.00	1,798,097.00	146,782.10
45.00	3	43,810.00	128,210.00	1,865,712.00	136,679.21
50.00	2	52,045.00	140,555.00	1,889,866.00	132,588.74
40.00	1	73,050.00	177,130.00	2,189,497.00	131,293.51
45.00	4	49,160.00	148,175.00	2,443,501.00	171,404.64
35.00	2	63,350.00	169,000.00	2,491,239.00	152,428.19
50.00	3	53,810.00	163,915.00	2,722,175.00	180,567.19
40.00	2	74,795.00	200,470.00	3,168,365.00	176,400.52
50.00	4	55,070.00	182,395.00	3,407,135.00	212,894.05
35.00	3	65,545.00	194,615.00	3,523,061.00	200,619.09
35.00	4	67,135.00	215,025.00	4,369,194.00	240,125.89
40.00	3	74,990.00	229,500.00	4,409,116.00	235,320.92
40.00	4	79,315.00	247,835.00	5,225,288.00	267,847.80

TABLA 6.4.1.

RELACION COSTO-RESITENCIA

COLUMNAS $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$



RELACION COSTO-RESITENCIA

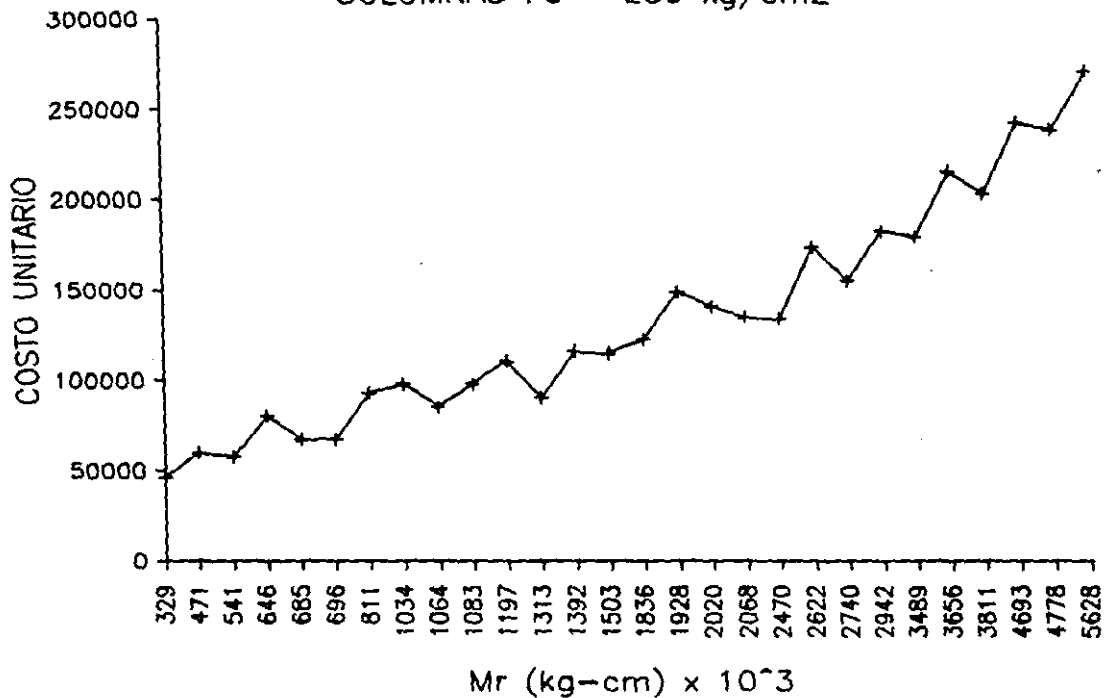
COLUMNAS $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

LADO (ca)	X	P1 (kg)	P2 (kg)	f _r (kg-ca)	COSTO UNITARIO (\$/m)
30.00	1	23,235.00	54,945.00	329,909.00	45,882.26
30.00	2	23,965.00	61,660.00	471,449.00	59,798.41
35.00	1	31,850.00	75,140.00	541,105.00	57,644.72
30.00	3	24,815.00	69,715.00	646,992.00	80,062.71
40.00	1	40,950.00	94,220.00	685,546.00	66,940.18
35.00	2	32,625.00	81,320.00	696,043.00	67,374.35
30.00	4	25,520.00	77,005.00	811,116.00	92,497.94
35.00	3	34,230.00	94,345.00	1,034,583.00	97,690.02
45.00	1	52,240.00	121,640.00	1,064,602.00	84,399.47
40.00	2	42,470.00	108,385.00	1,083,039.00	97,696.44
35.00	4	34,920.00	100,425.00	1,197,849.00	110,374.79
50.00	1	63,910.00	146,740.00	1,313,350.00	89,778.84
40.00	3	43,620.00	119,085.00	1,392,181.00	115,732.67
45.00	2	53,935.00	135,300.00	1,503,273.00	113,949.45
35.00	1	77,680.00	179,025.00	1,836,157.00	121,793.09
40.00	4	45,390.00	137,045.00	1,929,530.00	147,827.09
45.00	3	55,825.00	150,985.00	2,020,933.00	140,001.78
50.00	2	66,210.00	168,000.00	2,068,329.00	134,021.56
60.00	1	92,515.00	215,720.00	2,470,321.00	133,644.74
45.00	4	57,780.00	168,550.00	2,622,926.00	172,727.26
35.00	2	80,470.00	202,190.00	2,740,925.00	154,463.88
50.00	3	68,785.00	192,175.00	2,942,727.00	181,999.98
60.00	2	95,125.00	239,925.00	3,489,318.00	178,751.74
50.00	4	70,655.00	211,240.00	3,656,614.00	214,526.85
35.00	3	83,600.00	228,740.00	3,811,981.00	202,584.78
35.00	4	85,900.00	249,840.00	4,693,070.00	242,101.57
60.00	3	98,535.00	269,765.00	4,778,494.00	237,672.14
60.00	4	100,275.00	288,920.00	5,629,604.00	270,199.03

TABLA 6.4.2.

RELACION COSTO-RESITENCIA

COLUMNAS $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$



RELACION COSTO-RESISTENCIA

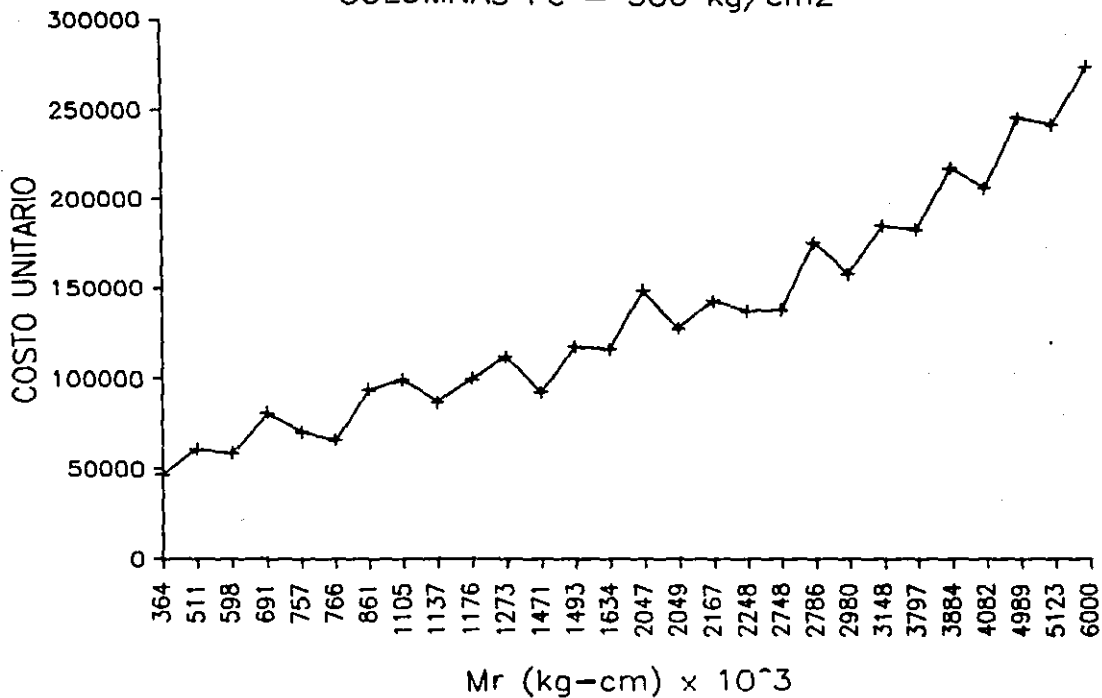
COLUMNAS f'c = 300 kg/cm²

LADO (cm)	Z	P1 (kg)	P2 (kg)	Nr (kg-cm)	COSTO UNITARIO (\$/m)
30.00	1	26,115.00	64,605.00	364,955.00	46,779.41
30.00	2	29,070.00	71,545.00	511,057.00	60,695.57
35.00	1	38,480.00	80,295.00	598,302.00	58,865.84
30.00	3	30,175.00	79,860.00	491,754.00	80,959.86
35.00	2	39,495.00	94,695.00	757,406.00	70,682.14
40.00	1	49,505.00	11,275.00	766,397.00	65,923.85
30.00	4	31,105.00	87,370.00	861,315.00	93,395.10
35.00	3	41,535.00	108,160.00	1,105,934.00	98,911.15
45.00	1	63,145.00	143,300.00	1,137,614.00	86,618.07
40.00	2	51,505.00	125,920.00	1,176,043.00	99,291.39
35.00	4	42,425.00	114,435.00	1,275,601.00	111,397.92
50.00	1	77,225.00	173,095.00	1,471,132.00	92,270.94
40.00	3	52,495.00	136,960.00	1,493,442.00	117,327.62
45.00	2	65,315.00	157,440.00	1,634,484.00	115,968.85
40.00	4	55,320.00	155,495.00	2,047,076.00	147,953.23
55.00	1	93,875.00	211,295.00	2,049,954.00	126,628.13
45.00	3	67,735.00	173,650.00	2,167,688.00	142,020.38
50.00	2	80,285.00	195,335.00	2,248,052.00	136,513.66
40.00	1	111,905.00	254,235.00	2,748,440.00	137,253.36
45.00	4	70,225.00	191,785.00	2,786,463.00	174,745.86
55.00	2	97,480.00	235,270.00	2,980,079.00	157,419.32
50.00	3	83,625.00	220,295.00	3,148,480.00	184,492.08
60.00	2	115,330.00	279,235.00	3,797,254.00	182,340.38
50.00	4	86,080.00	239,965.00	3,884,509.00	217,018.95
55.00	3	101,485.00	262,695.00	4,082,092.00	205,610.22
55.00	4	104,440.00	284,490.00	4,989,674.00	245,117.02
60.00	3	119,490.00	310,045.00	5,123,804.00	281,260.78
60.00	4	122,025.00	329,795.00	6,000,020.00	273,787.65

TABLA 6.4.3.

RELACION COSTO-RESITENCIA

COLUMNAS f'c = 300 kg/cm²



CAPITULO 7

COLUMNAS DE CELOSIA.

7.1. GEOMETRÍA DE LA COLUMNA.

Los últimos elementos estructurales que analizaremos son las Columnas con Celosía arreadas para miembros sometidos a compresión en puentes y otras estructuras, formadas con perfiles laminados conectados entre sí por medio de una celosía abierta.

Se utilizan por lo general tres tipos de celosía:

- 1.- Celosía con o sin Placas de Unión (placas perpendiculares al eje de la Columna),
- 2.- Placas de Unión solamente y,
- 3.- Cubreplacas perforadas.

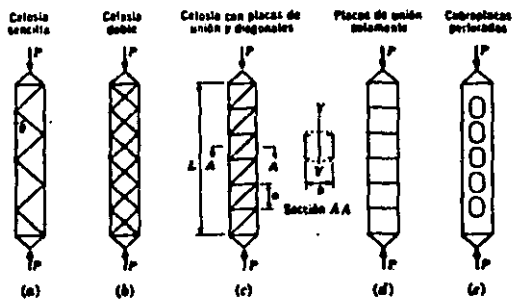
(Ver Lámina 7.1.1.)

La función de la Celosía es asegurar el trabajo integral de los segmentos sólidos longitudinales, llamados "Elementos Principales" considerando varias condiciones de trabajo:

- a) Pandeo de la Columna en conjunto como elemento en compresión bajo carga axial.
- b) Pandeo o fluencia de los segmentos individuales de las Columnas (Elementos Principales).
- c) Falla del entramado de la Celosía, y
- d) Distorsión de la Sección Transversal.

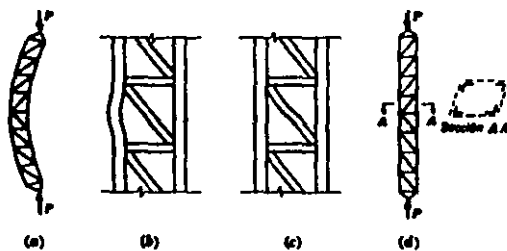
(Lámina 7.1.2.)

Se deben tener presentes los esfuerzos debidos a la Carga Axial que ocasiona Pandeo analizando su Resistencia que es menor a la de Columnas sólidas con la misma Relación de



LAMINA 7.1.1.

LAMINA 7.1.2.



(a) Falla de una columna en conjunto, (b) falla de un segmento principal, (c) falla de un miembro de la celosía, (d) distorsión de la sección transversal.

Esbeltez y Area, siempre y cuando la Columna sólida no se pandee localmente por tener espesores muy pequeños.

El tipo y distribución de la Celosía de las Columnas están determinadas por requisitos de resistencia, fabricación, mantenimiento y costo.

Con los métodos modernos de corte con gas y de soldadura automática, a menudo se da preferencia al uso de cubreplacas perforadas sobre otros tipos de Celosía.

Nuestro análisis se enfocará a conocer las propiedades de Costo y Resistencia de Columnas con Celosía Sencilla (Lámina 7.1.1. a) proponiendo tres anchos diferentes para así lograr un amplio rango de composición y comparación de estas secciones formadas por Angulos de Acero Estructural Laminado de lados iguales tanto en sus Elementos Principales como en la Celosía.

La dimensión del ancho de las columnas va desde los 30 hasta los 60 cm. de longitud por ser la sección más común dentro de la construcción de estructuras metálicas de mediana altura fabricadas en el país. Teniendo así, secciones cuadradas de 30, 45 y 60 cm. por lado formadas con Angulos de 1 1/2" hasta 6" analizados en el Capítulo 4. (Lámina 7.1.3.).

ANILLOS DE LADOS IGAUALES

ANILLO	AREA (cm ²)
1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	2.34
2" x 2" x 1/8"	3.10
1 1/2" x 1 1/2" x 3/16"	3.43
2" x 2" x 3/16"	4.81
2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	4.88
1 1/2" x 1 1/2" x 5/16"	5.40
2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	5.81
2" x 2" x 1/4"	6.06
1 1/2" x 1 1/2" x 3/8"	6.34
3" x 3" x 5/16"	7.03
2 1/2" x 2 1/2" x 1/4"	7.68
3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	8.36
2" x 2" x 3/8"	8.77
2 1/2" x 2 1/2" x 5/16"	9.48
3 1/2" x 3 1/2" x 1/4"	10.90
2 1/2" x 2 1/2" x 3/8"	11.16
3" x 3" x 5/16"	11.48
4" x 4" x 1/4"	12.52
3" x 3" x 3/8"	13.61
3" x 3" x 7/16"	15.68
3 1/2" x 3 1/2" x 3/8"	16.00
3" x 3" x 1/2"	17.74
4" x 4" x 3/8"	18.45
3 1/2" x 3 1/2" x 1/2"	20.97
4" x 4" x 7/16"	21.35
3" x 3" x 5/8"	21.68
5" x 5" x 3/8"	23.29
4" x 4" x 1/2"	24.19
5" x 5" x 7/16"	26.97
6" x 6" x 3/8"	28.13
4" x 4" x 5/8"	29.74
5" x 5" x 1/2"	30.83
6" x 6" x 7/16"	32.65
6" x 6" x 1/2"	37.10
5" x 5" x 5/8"	37.81
6" x 6" x 9/16"	41.48
5" x 5" x 3/4"	44.77
6" x 6" x 5/8"	45.97
6" x 6" x 3/4"	54.45

7.2. ANALISIS Y DISEÑO.

Para desarrollar el análisis comprendido en este inciso, es necesario determinar las características y condiciones de trabajo, de los diferentes tipos de columnas mencionados en el inciso anterior ($b = 30, 45$ y 60 cm); donde se indicó que estos elementos pueden ser utilizados en estructuras metálicas tales como edificaciones y puentes, por lo que siempre actúan sobre ellas diferentes tipos de cargas siendo indispensable encontrar los valores máximos de carga admisible. Esto se logra valuando la Capacidad a la Compresión de cada uno de los Angulos presentados, teniendo en cuenta que se utilizarán como Cordones (Elementos Principales) o como parte de la Celosía.

En el caso de Elementos Principales el primer paso es determinar el Momento de Inercia Total de la sección con ayuda del Teorema de Steiner, donde:

$$I_t = A (l + A (d - x)^2) \quad \dots (7.2.A.)$$

si:

$$I_t = \text{Momento de Inercia Total} \quad (\text{cm}^4)$$

$$I = \text{Momento de Inercia del Angulo} \quad (\text{cm}^4)$$

$$A = \text{Area del Angulo} \quad (\text{cm}^2)$$

$$d = b / 2 \quad (\text{cm})$$

Distancia comprendida entre el Eje Centroidal y la fibra más alejada de la sección.

- b = Lado de la columna (cm)
- x = Distancia comprendida entre el Eje Centroidal del Angulo hasta su fibra más alejada. (cm)
- El valor λ se determina a partir del número de Angulos utilizados en la sección.

En segundo lugar se calcula el Radio de Giro de la columna sustituyendo el valor obtenido hasta este momento en la fórmula:

$$r = \sqrt{\frac{I_t}{A_t}} \quad \dots \dots (7.2.B.)$$

donde:

- r = Radio de Giro (cm)
- I_t = Momento de Inercia Total (cm⁴)
- A_t = Area total de la sección (cm²)

Para determinar el Esfuerzo Permisible a Compresión (F_a) con la Ecuación 4.1.D., es necesario encontrar el valor mayor de la Relación de Esbeltez calculado, considerando a la columna como un todo (donde $L = 250$) o donde la longitud del Elemento Principal actúe como una columna independiente entre los apoyos de la Celosía (donde $L' = 2b$), teniendo en ambos casos, un valor del Factor de Longitud Efectiva $K = 1$ y el valor del Radio de Giro obtenido con la fórmula anterior o el mínimo del Angulo en cuestión para cada caso.

El cálculo de la Capacidad a Compresión se logra con la expresión:

$$\text{Cap (C)} = A_s F_a \quad \dots (7.2.C.)$$

donde:

$$\begin{aligned} \text{Cap (C)} &= \text{Capacidad a la Compresión (kg)} \\ A_s &= \text{Area total de la sección (cm}^2\text{)} \\ F_a &= \text{Esfuerzo Permisible a Compresión (kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

Ahora obtendremos el valor del Momento Resistente de la columna en función del Momento Resistente de los Angulos que forman sus Elementos Principales, calculando el Módulo de Sección con la fórmula:

$$s = \frac{I_t}{c} \quad \dots (7.2.D.)$$

donde:

$$\begin{aligned} s &= \text{Módulo de Sección (cm}^3\text{)} \\ I_t &= \text{Momento de Inercia Total (cm}^4\text{)} \\ c &= d = b / 2 \quad \text{(cm)} \end{aligned}$$

Distancia comprendida entre el Eje Centroidal y la fibra más alejada de la sección.

Este valor se sustituye en la ecuación que se utiliza para calcular el Momento Resistente, si:

$$M_r = F_a s \quad \dots (7.2.E.)$$

donde:

M_r = Momento Resistente de la Columna (kr-cm)
 F_a = Esfuerzo Admisible a Compresión (kg/cm²)
 s = Módulo de Sección calculado (cm³)

En el caso que el Angulo sea utilizado como parte de la Celosía solo es necesario encontrar su Esfuerzo Permisible a Compresión con la Ecuación 4.1.D. determinando la Relación de Esbeltez a partir de la fórmula:

$$\frac{K L}{r}$$

donde:

$K = 1$; Factor de Longitud Efectiva.

r = Radio de Giro Mínimo (cm)

L = Longitud del Elemento que depende del lado de la columna: (cm)

$L = 42.42$ si $b = 30$

$L = 63.64$ si $b = 45$

$L = 84.85$ si $b = 60$

Para obtener el valor de la Capacidad a Compresión se sustituye el valor de F_a en la expresión:

$$\text{Cap (C)} = A_s F_a \quad (7.2.C.)$$

Una columna que se flexiona está sujeta a una Fuerza Cortante:

$$V = P \operatorname{Sen} \theta \quad \dots (7.2.F.)$$

la cual es la componente de corte de la Carga P; esta Fuerza Cortante, produce deformaciones en la Celosía que tienden a reducir la rigidez total de la columna y por lo tanto, reducen su resistencia al pandeo.

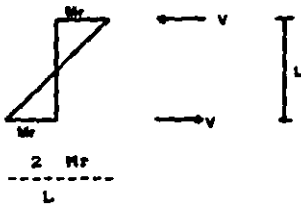
La resistencia al pandeo de la columna con Celosía, articulada en los extremos y sujeta a carga axial, puede expresarse como:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{(K L)^2} \quad \dots (7.2.G.)$$

donde:

- P_{cr} = Valor de la Carga Crítica de Pandeo (kg)
- E = Módulo de Elasticidad del Acero (kg/cm²)
- I = Momento de Inercia de la sección neta de la columna (cm⁴)
- K = Factor de Longitud Efectiva
- L = Longitud de la columna (cm)

El Cortante (V) se determina en función del Momento Resistente, y de su diagrama se obtiene:



LAMINA 7.2.1.

$$V = \frac{2 M_r}{L} \quad \dots (7.2.H.)$$

donde:

V = Cortante calculado para un Momento Resistente (M_r) determinado (kg)

M_r = Momento Resistente calculado (kg-cm)

L = Longitud de la columna (cm)

Las columnas con Celosía sometidas a un Cortante V actúan como una armadura simple de nudos articulados; pero en las que cuentan solo con placas de unión, el Cortante se transmite por medio de la flexión de los Elementos Principales y de las placas de unión.



LAMINA 7.2.2.

Las Columnas con placas perforadas pueden considerarse como columnas con placas de unión rígidas, de modo que el Cortante es resistido esencialmente por los Elementos Principales.



Puntos de inflexión

LAMINA 7.2.3.

Las placas perforadas, a diferencia de otros tipos de Celosía, contribuyen al Área transversal y a la rigidez de la columna a flexión, y éstos pueden determinarse sobre la base de las propiedades de la sección neta de las placas perforadas.

Con el objeto de asegurar una acción integral de los Elementos Principales, la Celosía debe ser capaz de resistir los esfuerzos que actúan sobre la columna, los ocasionados por la configuración deformada de la misma, y los causados por el acortamiento de los segmentos principales. Por lo general, el último es despreciable y no se considera en el diseño.

También deben diseñarse adecuadamente las conexiones entre los Elementos Principales y la Celosía, en nuestro caso estas uniones se forman a base de soldadura de alta resistencia.

En una columna armada, formada por cuatro ángulos en las esquinas y miembros de Celosía en los cuatro lados, se presenta un problema especial:

Si se hacen coincidir las conexiones de la Celosía en las dos caras adyacentes (secciones propuestas para el desarrollo de nuestro análisis), el ángulo queda completamente restringido en ese punto y tenderá a pandearse en la dirección débil entre las conexiones de la Celosía, flexionándose alrededor del Eje 2. Si las conexiones de la Celosía están alternadas en las dos caras, el ángulo principal no estará completamente

restringido en las conexiones y tenderá a pandearse con respecto a un eje distinto a su Eje Principal 2, resultando evidente el aumento a la resistencia al pandeo obteniendo así una distribución más eficiente. (Ver Lámina 7.2.4.).

El valor de la Carga P, que es la Compresión Actuante en la Celosía, se obtiene de la Ecuación 7.2.F.. Una vez que determinamos el valor del Cortante y asumimos que la Celosía se presenta con un ángulo principal ($\phi = 45^\circ$), tenemos:

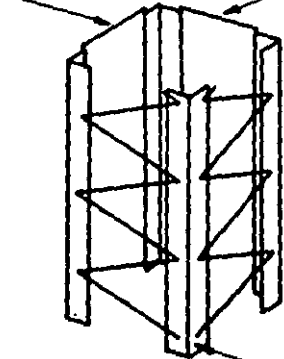
$$P = \frac{V}{\text{Sen } 45^\circ} \quad \dots (7.2.I.)$$

En las Tablas 7.2.5., 7.2.6. y 7.2.7. se presentan los valores de Capacidad a la Compresión, Fuerza Cortante y Compresión Actuante en la Celosía para los Ángulos señalados en la Tabla 7.1.3. en cada una de las dimensiones del lado propuestas.

El valor de la Compresión Actuante en la Celosía deber ser menor a la Capacidad a Compresión calculada, y en función del mismo, foraremos 10 ejemplos ilustrativos para cada dimensión del lado de las columnas propuestas, teniendo en cuenta que el Momento Resistente calculado para los Cordones o Elementos Principales determinará el Momento Resistente de nuestro elemento estructural.

Se eligieron los Ángulos más representativos para poder realizar un análisis completo dentro de un amplio parámetro de

No se muestra la Celosía.



Las conexiones de la Celosía coinciden.

No se muestra la Celosía.

$L=250$

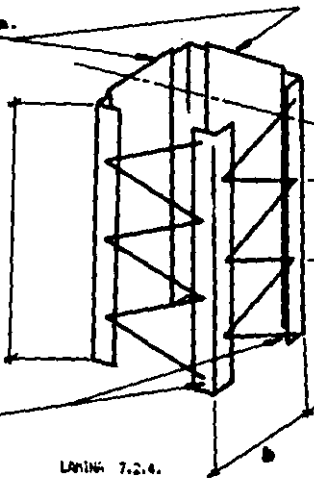
$L'=2b$

Las conexiones de la Celosía no coinciden (alternadas).

LAMINA 7.2.4.

b

X



COLUMNAS DE CELOSIA P = 30 CM.

ANGULO	AREA (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	x (cm)	y (cm)	L = 42.42 (K L / P _{cr})	F _a (kg/cm ²)	CAP. COMPRESION CELOSIA (kg)	L = 250 (K L / K _x)			L = 60 (K L / K _y)			CAP. COMPRESION 4 CORREAS (kg)	N _r (kg/cm)	ATEJADOR (kg)	CONSTANTE (kg)	P (kg)
									I (cm ⁴)	s (cm ²)	R _s (cm)	F _a (kg/cm ²)	F _a (kg/cm ²)	F _a (kg/cm ²)					
1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	2.24	3.25	1.17	1.07	.75	57.66	1,228.92	2,879.07	1,629.26	121.75	13.98	17.68	82.19	1,061.35	9,724.25	129,452.69	248.26	1,025.46	1,464.59
2" x 2" x 1/8"	2.19	7.91	1.60	1.40	.99	42.67	1,333.27	4,125.15	1,727.14	155.01	13.69	18.26	66.61	1,220.50	15,124.14	187,188.46	378.75	1,515.51	2,144.44
1 1/2" x 1 1/2" x 3/16"	2.42	4.59	1.17	1.12	.75	57.86	1,228.92	4,247.49	2,661.54	177.44	13.93	17.95	82.19	1,061.35	14,561.76	188,322.99	364.04	1,526.58	2,137.44
2" x 2" x 3/16"	4.61	11.45	1.57	1.45	.99	42.67	1,333.27	6,146.57	2,421.42	226.74	13.64	18.33	69.61	1,220.50	27,505.93	279,202.92	562.65	2,225.62	3,153.60
2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	4.69	19.41	1.79	1.75	1.24	34.06	1,380.59	5,737.28	2,515.09	274.74	13.42	18.67	49.79	1,220.50	26,262.47	304,481.44	614.07	2,425.65	3,444.85
1 1/2" x 1 1/2" x 5/16"	5.40	5.87	1.12	1.28	.75	57.86	1,228.92	6,699.16	4,113.91	274.79	13.89	18.12	82.19	1,061.35	22,925.22	291,027.77	573.13	2,376.19	3,242.59
2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	5.61	22.87	1.99	1.75	1.24	34.06	1,380.59	8,021.23	4,171.65	278.11	13.49	18.66	48.79	1,220.50	29,196.13	361,751.61	754.70	2,690.91	4,499.17
2" x 2" x 1/4"	6.06	16.57	1.55	1.50	.99	42.67	1,333.27	8,077.61	4,476.92	298.40	13.59	18.40	60.61	1,220.50	29,584.80	328,497.38	737.62	2,913.58	4,129.46
1 1/2" x 1 1/2" x 3/8"	6.24	7.31	1.12	1.29	.75	57.86	1,228.92	8,077.61	4,791.46	317.45	13.75	18.19	82.19	1,061.35	26,915.90	339,028.49	672.90	2,712.23	3,825.71
2" x 2" x 3/16"	7.03	40.94	2.39	2.68	1.51	27.97	1,411.25	9,921.10	4,854.17	323.61	13.14	19.02	37.74	1,349.91	37,959.45	436,842.20	948.99	3,474.74	4,742.75
2 1/2" x 2 1/2" x 1/4"	7.68	27.14	1.96	1.83	1.24	34.06	1,380.59	10,902.92	5,444.51	362.79	13.21	18.76	48.79	1,220.50	39,915.03	471,444.40	957.89	3,773.16	5,136.17
2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	8.26	64.26	2.78	2.40	1.76	24.00	1,429.92	11,954.14	5,586.77	371.09	12.90	19.20	34.05	1,380.45	46,162.70	512,275.96	1,154.05	4,099.19	5,756.97
2" x 2" x 3/8"	8.77	19.88	1.50	1.63	.99	42.67	1,333.27	11,672.76	6,290.21	422.25	13.45	18.58	69.61	1,220.50	42,814.97	516,791.67	1,070.37	4,123.61	5,605.97
2 1/2" x 2 1/2" x 5/16"	9.48	35.28	1.93	1.88	1.24	34.06	1,380.59	17,067.99	6,568.85	444.59	13.26	18.95	48.79	1,220.50	47,270.11	577,624.05	1,231.75	4,521.21	6,525.59
3 1/2" x 3 1/2" x 1/4"	10.99	83.66	2.77	2.46	1.76	24.00	1,429.92	15,536.14	7,193.81	477.29	12.81	19.47	24.99	1,390.45	60,187.68	661,770.90	1,504.67	5,294.17	7,437.15
2 1/2" x 2 1/2" x 3/8"	11.16	40.79	1.91	1.93	1.24	34.06	1,380.59	15,407.28	7,767.38	519.25	13.21	19.92	48.79	1,220.50	59,001.52	674,673.40	1,450.04	5,397.27	7,627.59
2" x 2" x 5/16"	11.48	62.90	2.34	2.21	1.47	29.25	1,409.43	18,275.59	8,091.43	572.69	12.63	19.79	30.00	1,401.32	67,116.40	746,456.49	1,546.26	5,574.58	7,899.79
4" x 4" x 1/4"	12.57	124.90	3.18	2.77	2.00	21.12	1,442.77	18,067.50	7,950.21	572.69	12.63	19.79	30.00	1,401.32	70,178.14	746,456.49	1,546.26	5,574.58	7,899.79
2" x 2" x 3/8"	13.61	73.30	2.31	2.26	1.47	29.25	1,409.43	19,155.80	9,129.23	629.62	12.95	19.21	40.82	1,343.83	77,158.23	817,676.55	1,828.76	6,345.61	7,553.21
2" x 2" x 7/16"	15.68	82.99	2.31	2.31	1.47	29.25	1,409.43	22,070.44	10,431.28	676.43	12.90	19.37	40.82	1,343.83	84,265.16	894,575.39	2,107.13	7,476.26	10,127.15
3 1/2" x 3 1/2" x 3/8"	16.09	119.46	2.72	2.57	1.74	24.28	1,428.66	22,958.56	10,245.15	691.98	12.73	19.64	34.49	1,378.49	88,217.23	952,577.47	2,205.43	7,629.62	10,377.25
2" x 2" x 1/2"	17.74	92.49	2.25	2.26	1.47	29.25	1,409.43	24,979.09	11,266.25	789.46	12.84	19.46	46.82	1,343.83	95,258.34	1,048,892.92	2,381.76	8,290.42	11,329.96
4" x 4" x 3/8"	18.45	161.59	3.12	2.89	1.98	21.33	1,441.84	26,901.94	11,548.62	769.93	12.51	19.99	30.20	1,399.81	1,077,755.05	1,282.65	8,622.64	12,147.62	
3 1/2" x 3 1/2" x 1/2"	20.97	151.51	2.49	2.69	1.73	24.42	1,428.02	29,945.51	12,316.69	897.79	12.60	19.84	34.68	1,377.35	1,115,531.61	1,222,797.84	2,898.30	9,765.28	13,874.51
4" x 4" x 7/16"	21.25	206.90	3.12	2.94	1.98	21.33	1,441.84	30,785.28	13,246.48	893.23	12.46	20.07	30.20	1,399.81	1,159,543.96	1,276,259.22	2,989.60	9,890.87	14,037.44
2" x 2" x 5/8"	21.68	109.10	2.24	2.49	1.47	29.25	1,409.43	30,515.76	14,928.09	923.67	12.71	19.67	40.82	1,343.83	1,164,537.14	1,254,948.11	2,913.43	10,027.74	14,198.48
5" x 5" x 3/8"	23.29	355.89	3.66	3.53	2.52	16.76	1,461.09	34,029.64	17,711.41	914.69	12.17	20.61	22.81	1,430.79	1,237,272.32	1,397,876.19	3,222.71	10,467.51	14,767.69
4" x 4" x 1/2"	24.19	221.40	3.10	2.99	1.98	21.33	1,441.84	34,678.10	18,622.27	992.15	12.40	20.16	30.20	1,399.81	1,288,825.70	1,456,853.85	3,266.15	11,119.61	15,113.32
5" x 5" x 7/16"	26.77	417.10	3.94	3.58	2.52	16.76	1,461.09	37,405.56	19,777.22	1,049.18	12.09	20.70	23.81	1,430.79	1,350,157.28	1,501,157.28	3,659.84	12,097.26	16,929.32
6" x 6" x 3/8"	28.13	640.69	4.78	4.16	3.05	13.85	1,472.56	41,823.10	21,784.13	1,052.28	11.64	21.11	19.67	1,444.60	1,420,120.14	1,520,120.14	4,063.67	12,346.76	18,929.32
3" x 3" x 5/8"	27.24	377.20	3.05	3.12	1.98	21.33	1,441.84	42,899.21	17,899.15	1,197.21	12.77	20.28	30.20	1,399.81	1,461,602.66	1,570,249.71	4,163.04	13,262.16	18,997.15
5" x 5" x 1/2"	28.85	468.20	3.91	3.63	2.49	16.96	1,469.27	44,757.40	17,722.55	1,191.50	12.02	20.79	24.10	1,427.43	1,524,441.11	1,639,926.75	4,281.26	13,511.47	19,129.72
6" x 6" x 7/16"	27.45	725.99	4.75	4.22	3.02	13.99	1,472.03	48,061.86	18,126.42	1,248.07	11.78	21.22	19.67	1,444.19	1,586,611.55	1,744,624.78	4,715.29	13,954.09	19,729.79
5" x 5" x 1/2"	27.10	829.70	4.72	4.27	2.99	14.13	1,471.47	54,592.27	20,400.52	1,263.03	11.72	21.32	20.07	1,427.32	1,614,017.93	1,761,602.16	5,251.09	15,652.82	22,157.21
5" x 5" x 5/8"	27.81	585.20	3.86	3.76	2.48	17.03	1,469.00	55,202.45	21,289.50	1,424.57	11.87	21.03	24.19	1,426.04	1,626,127.56	1,735,758.39	5,402.19	16,282.07	23,027.20
6" x 6" x 5/16"	41.48	918.90	4.70	4.74	2.99	14.13	1,471.47	61,027.53	23,528.82	1,501.72	11.65	21.45	20.07	1,443.15	2,029,448.07	2,167,593.20	5,984.20	17,240.07	24,622.74
5" x 5" x 3/4"	44.77	855.20	3.81	3.86	2.48	17.03	1,469.00	65,264.02	24,644.56	1,656.29	11.78	21.23	24.19	1,426.04	2,559,911.95	2,669,916.40	6,297.89	18,672.76	26,192.89
5" x 5" x 5/8"	45.87	1,005.69	4.87	4.59	2.98	14.17	1,471.31	67,489.81	24,677.13	1,645.14	11.60	21.56	20.13	1,442.31	2,627,907.79	2,727,907.79	6,815.89	19,962.49	26,845.51
6" x 6" x 3/4"	54.45	1,171.79	4.85	4.52	2.98	14.17	1,471.31	80,112.85	29,997.86	1,997.19	11.46	21.81	20.13	1,449.65	3,079,915.20	2,747,993.90	7,845.48	21,982.95	29,660.20

TABLA 7.2.5.

COLUMNAS DE CELOSIA B = 45 CM.

ANGULO	AREA (cm ²)	I _x (cm ⁴)	R _x (cm)	x (cm)	R _y (cm)	L = 63.64		CAP. COMPRESION CELOSIA (kg)	L = 350		L = 90		CAP. COMPRESION 4 CORDONES (kg)	N _r (kg-cm)	ATEIZADOR (kg)	CONSTANTE (kg)	F (kg)		
						I (K L / R _x)	F _a (kg/cm ²)		I (cm ⁴)	s (cm ³)	R _s (cm)	I (K L / R _x)						F _a (kg/cm ²)	
1 1/2° x 1 1/2° x 1/8°	2.34	3.25	1.17	1.07	.73	87.18	1,021.07	2,389.33	4,311.53	191.62	21.46	11.65	123.29	688.17	6,441.28	131,869.64	161.03	1,054.96	1,491.95
2° x 2° x 1/8°	3.10	7.91	1.60	1.40	.99	64.28	1,195.15	3,704.98	5,522.24	246.77	21.16	11.81	90.91	993.06	12,376.72	244,312.99	306.92	1,954.56	2,754.11
1 1/2° x 1 1/2° x 3/16°	3.43	4.58	1.17	1.12	.73	87.18	1,021.07	3,502.26	6,289.79	279.55	21.41	11.68	123.29	683.17	9,441.71	192,375.67	236.64	1,509.01	2,150.56
2° x 2° x 3/16°	4.61	11.45	1.57	1.45	.99	64.28	1,195.15	5,509.65	8,216.81	365.18	21.11	11.84	90.91	990.06	18,256.66	261,551.93	458.42	2,892.42	4,150.53
2 1/2° x 2 1/2° x 5/32°	4.69	19.44	1.98	1.73	1.24	51.32	1,281.15	6,252.02	8,498.55	377.71	20.87	11.98	72.58	1,125.28	22,160.72	428,811.33	554.02	3,439.49	4,951.49
1 1/2° x 1 1/2° x 5/16°	5.40	5.83	1.12	1.24	.73	87.18	1,021.07	5,513.77	9,768.25	434.94	21.29	11.75	123.29	688.17	14,854.49	299,316.21	371.61	2,194.52	3,186.41
2 1/2° x 2 1/2° x 3/16°	5.81	22.89	1.98	1.75	1.24	51.32	1,281.15	7,443.50	10,097.82	448.79	20.84	11.99	72.58	1,135.28	26,783.97	505,506.26	659.60	4,076.05	5,785.46
2° x 2° x 1/4°	6.06	14.57	1.55	1.50	.99	64.28	1,195.15	7,242.63	10,749.12	477.69	21.06	11.87	90.91	990.06	23,999.00	472,944.87	599.97	3,783.56	5,250.81
1 1/2° x 1 1/2° x 3/8°	6.34	7.91	1.12	1.30	.73	87.18	1,021.07	6,473.57	11,429.44	507.98	21.22	11.78	123.29	688.17	17,452.02	349,573.68	436.30	2,796.59	3,955.01
3° x 3° x 3/16°	7.03	40.04	2.39	2.08	1.51	42.15	1,336.26	9,793.93	11,885.54	528.25	20.56	12.16	59.60	1,227.28	24,511.18	648,307.11	862.78	5,186.46	7,224.82
2 1/2° x 2 1/2° x 1/4°	7.58	29.14	1.96	1.83	1.24	51.32	1,281.15	9,875.25	13,741.65	568.52	20.76	12.04	72.58	1,125.28	34,675.68	668,103.78	871.90	5,245.67	7,259.14
3 1/2° x 3 1/2° x 3/16°	8.36	64.36	2.78	2.40	1.76	36.16	1,369.49	11,448.95	13,767.53	611.89	20.26	12.32	51.14	1,262.32	42,889.76	784,628.99	1,072.02	6,277.11	8,677.26
2° x 2° x 3/8°	8.77	19.88	1.50	1.65	.99	64.28	1,195.15	10,481.50	15,358.66	682.62	20.92	11.95	90.91	990.06	24,771.23	675,626.09	868.28	5,406.22	7,446.21
2 1/2° x 2 1/2° x 5/16°	9.48	35.28	1.93	1.88	1.24	51.32	1,281.15	12,145.33	16,284.51	722.87	20.71	12.07	72.58	1,125.28	43,049.91	820,628.55	1,076.25	6,565.27	9,284.78
3 1/2° x 3 1/2° x 1/4°	10.90	83.66	2.77	2.46	1.76	36.16	1,369.49	14,927.64	19,351.44	846.73	20.66	12.10	72.58	1,135.28	50,679.01	1,040,284.74	1,402.71	6,222.38	11,761.59
2 1/2° x 2 1/2° x 3/8°	11.16	40.79	1.91	1.93	1.24	51.32	1,281.15	15,302.56	19,156.12	851.38	20.42	12.24	60.40	1,221.68	58,106.51	1,040,284.74	1,402.71	6,222.38	11,761.59
3° x 3° x 5/16°	11.48	62.90	2.34	2.21	1.49	42.71	1,333.01	15,302.56	19,156.12	851.38	20.42	12.24	60.40	1,221.68	58,106.51	1,040,284.74	1,402.71	6,222.38	11,761.59
4° x 4° x 1/4°	12.52	124.90	3.18	2.77	2.00	31.82	1,392.17	17,429.97	19,974.39	889.64	19.98	12.51	45.00	1,219.65	66,068.26	1,172,696.40	1,652.21	9,281.57	13,267.67
3° x 3° x 3/8°	13.61	73.39	2.31	2.28	1.47	43.29	1,329.65	18,016.52	22,594.96	1,004.22	20.27	12.27	61.22	1,216.28	64,214.52	1,221,417.68	1,655.36	9,771.24	13,616.90
3° x 3° x 7/16°	15.68	82.80	2.31	2.31	1.47	43.29	1,329.65	20,848.89	25,959.14	1,151.03	20.32	12.30	61.22	1,216.28	76,265.36	1,299,977.77	1,907.12	11,199.62	15,829.66
3 1/2° x 3 1/2° x 3/8°	15.60	119.46	2.72	2.57	1.74	36.57	1,367.26	21,876.11	25,898.95	1,151.06	20.12	12.43	51.72	1,278.63	81,832.26	1,471,784.69	2,045.81	11,774.26	16,451.59
3° x 3° x 1/2°	17.74	92.40	2.29	2.36	1.47	43.29	1,329.65	23,587.57	29,152.27	1,295.66	20.27	12.33	61.22	1,216.28	86,307.54	1,575,891.99	2,157.67	12,607.14	17,829.25
4° x 4° x 3/8°	18.45	181.50	3.12	2.89	1.98	32.14	1,390.53	25,655.31	29,105.94	1,292.60	19.86	12.59	45.45	1,216.96	97,191.94	1,767,621.27	2,425.80	13,626.97	19,274.46
3 1/2° x 3 1/2° x 1/2°	20.57	151.51	2.69	2.69	1.73	36.79	1,366.12	25,647.44	32,523.58	1,489.94	19.99	12.51	52.02	1,276.74	107,093.32	1,902,268.49	2,677.33	15,216.14	21,521.92
4° x 4° x 7/16°	21.35	206.90	3.12	2.94	1.98	32.14	1,390.53	29,687.86	33,501.69	1,489.94	19.81	12.62	45.45	1,216.96	112,468.72	1,960,876.91	2,811.72	15,687.62	22,185.69
3° x 3° x 5/8°	21.68	109.10	2.24	2.49	1.47	43.29	1,329.65	25,822.78	35,159.10	1,552.63	20.14	12.42	61.22	1,216.28	105,476.19	1,960,876.91	2,626.90	15,204.79	21,503.02
5° x 5° x 3/8°	23.29	363.80	3.96	3.53	2.52	25.25	1,424.15	33,168.36	34,979.64	1,554.66	19.28	12.90	35.71	1,271.87	127,893.56	2,132,792.46	2,195.09	17,662.25	24,120.24
4° x 4° x 1/2°	24.19	231.40	3.10	2.99	1.98	32.14	1,390.53	33,626.97	37,754.24	1,678.06	19.75	12.66	45.45	1,216.96	127,429.42	2,209,945.61	2,185.74	17,679.53	23,662.26
5° x 5° x 7/16°	25.97	417.10	3.94	3.58	2.52	25.25	1,424.15	38,409.22	40,285.62	1,790.48	19.32	12.94	35.71	1,271.87	147,967.52	2,456,399.71	2,697.94	19,656.46	27,790.24
4° x 4° x 3/8°	28.13	640.60	4.78	4.16	3.05	20.87	1,443.88	40,616.31	40,616.31	1,795.96	18.95	13.19	29.51	1,403.76	157,950.61	2,521,091.25	2,948.77	20,156.72	28,523.17
4° x 4° x 5/8°	29.74	272.20	3.05	3.12	1.98	32.14	1,390.53	41,354.42	45,768.32	2,025.04	19.62	12.74	45.45	1,216.96	156,666.02	2,660,069.53	3,916.65	21,440.56	30,221.82
5° x 5° x 1/2°	30.65	468.20	3.91	3.63	2.49	25.56	1,422.73	43,666.62	45,528.23	2,023.46	19.27	12.97	36.14	1,349.57	167,909.22	2,771,292.18	4,167.73	22,170.34	31,251.89
4° x 4° x 7/16°	32.65	725.90	4.75	4.22	3.02	21.07	1,442.98	47,113.20	46,584.69	2,070.43	18.89	13.24	29.80	1,402.31	183,141.29	2,903,377.79	4,578.53	22,221.02	32,848.29
6° x 6° x 1/2°	37.10	858.70	4.72	4.27	2.99	21.28	1,442.05	51,500.21	52,633.00	2,339.24	18.83	13.27	30.10	1,400.62	207,591.96	3,278,964.83	5,197.05	26,214.92	37,073.29
5° x 5° x 5/8°	37.81	535.20	3.85	3.76	2.48	25.66	1,422.25	53,775.15	53,374.81	2,461.10	19.13	13.07	36.29	1,368.72	207,015.37	3,368,725.84	5,195.28	26,949.81	36,112.12
4° x 4° x 9/16°	41.48	918.60	4.70	4.24	2.99	21.28	1,442.05	59,816.41	59,392.43	2,595.22	18.76	13.33	30.10	1,400.62	232,424.36	3,526,429.39	5,310.61	29,682.52	41,130.70
5° x 5° x 3/4°	44.77	655.20	3.81	3.86	2.48	25.66	1,422.25	63,673.97	64,842.07	2,881.67	19.03	13.14	36.29	1,368.72	245,122.40	3,944,666.55	6,126.66	31,551.22	44,629.24
6° x 6° x 5/8°	45.67	1,065.60	4.67	4.39	2.98	21.36	1,441.74	66,122.69	64,196.72	2,852.28	18.71	13.37	30.20	1,400.32	256,829.54	3,992,497.27	6,422.26	31,962.98	46,264.23
6° x 6° x 3/4°	54.45	1,171.70	4.65	4.52	2.98	21.36	1,441.74	78,502.84	75,097.27	3,337.66	18.57	13.46	30.20	1,400.32	294,959.49	4,672,783.91	7,624.74	37,296.27	52,679.74

TABLA 7.2.6.

COLUMNAS DE CELOSIA B = 60 Cm.

ANGULO	AREA (ca2)	Ix (ca4)	Iy (ca4)	Kx (ca)	Ky (ca)	L = 64.85 (K L / Ra)			F _a (kg/ca2)	CAP. COMPRESION CELOSIA (kg)	L = 250 (K L / R+)			L = 120 (K L / Ra)			CAP. COMPRESION 4 COLUMNAS (kg)	N _r (kg-ca)	ATTENUEX (kg)	EQ. TUNE (kg)	F (kg)
						K _x	K _y	K _z			K _x	K _y	K _z	F _a	F _a	F _a					
1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	2.34	3.25	1.17	1.07	.73	116.23	759.23	1,775.59	7,846.89	261.56	28.95	8.53	154.38	388.75	7,628.67	101,689.60	97.97	612.44	1,150.41		
2" x 2" x 1/8"	3.10	7.91	1.60	1.40	.99	85.71	1,033.09	3,202.58	10,174.34	339.14	28.64	8.73	121.21	709.40	8,756.60	240,590.55	219.92	1,924.72	3,722.68		
1 1/2" x 1 1/2" x 3/16"	3.43	4.58	1.17	1.12	.73	116.23	759.23	2,604.14	11,461.55	392.95	28.90	8.65	164.38	388.75	5,335.60	148,521.22	135.24	1,188.17	1,630.74		
2" x 2" x 3/16"	4.61	11.45	1.57	1.45	.99	85.71	1,033.09	4,762.54	15,026.29	502.54	28.59	8.74	121.21	709.40	13,081.40	356,505.82	327.04	2,392.25	3,722.68		
2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	4.88	19.44	1.98	1.73	1.24	68.43	1,165.71	5,688.67	15,678.01	522.60	28.34	8.82	96.77	939.79	13,344.78	491,136.53	458.62	3,295.69	5,238.67		
1 1/2" x 1 1/2" x 5/16"	5.40	5.83	1.12	1.24	.73	116.23	759.23	4,699.82	17,869.49	596.72	28.78	8.69	164.38	388.75	8,396.93	231,815.95	209.92	1,854.52	2,622.72		
2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	5.81	22.89	1.98	1.75	1.24	68.43	1,165.71	5,772.78	16,628.58	621.28	28.32	8.83	96.77	939.79	21,840.81	583,879.39	548.62	4,271.64	6,222.94		
2" x 2" x 1/4"	6.06	14.57	1.55	1.50	.99	85.71	1,033.09	6,260.52	19,747.22	558.24	28.54	8.76	121.21	709.40	17,195.94	466,958.31	429.90	3,725.67	5,238.67		
1 1/2" x 1 1/2" x 3/8"	6.34	7.91	1.12	1.30	.73	116.23	759.23	4,813.49	20,920.42	697.25	28.72	8.70	154.38	388.75	9,358.61	271,091.25	246.47	2,162.72	2,622.72		
3" x 3" x 3/16"	7.03	40.04	2.29	2.08	1.51	56.19	1,249.94	8,787.05	22,006.44	736.01	28.02	8.92	79.47	1,082.78	20,447.69	796,945.11	731.20	6,375.56	9,416.45		
2 1/2" x 2 1/2" x 1/4"	7.68	29.14	1.96	1.83	1.24	68.43	1,165.71	8,952.66	24,494.28	816.46	28.24	8.85	96.77	939.79	28,876.47	767,322.48	721.76	6,126.58	6,481.25		
3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	8.36	64.36	2.78	2.40	1.76	48.21	1,360.40	10,871.21	25,736.65	857.69	27.74	9.01	68.18	1,167.48	39,040.58	1,001,376.96	676.01	8,010.70	11,229.94		
2" x 2" x 3/8"	8.77	19.88	1.50	1.63	.99	85.71	1,033.09	9,660.29	28,313.96	943.80	28.41	8.89	121.21	709.40	24,885.88	669,522.77	622.15	5,751.76	7,274.97		
2 1/2" x 2 1/2" x 5/16"	9.48	35.38	1.93	1.88	1.24	68.43	1,165.71	11,056.94	30,126.17	1,044.21	28.19	8.87	96.77	939.79	33,346.99	849,745.45	690.72	7,549.97	11,229.94		
3 1/2" x 3 1/2" x 1/4"	10.90	83.66	2.77	2.46	1.76	48.21	1,360.40	14,174.31	37,402.12	1,113.44	27.68	9.03	68.18	1,167.48	50,962.19	1,299,917.83	1,272.55	10,271.24	14,767.02		
2 1/2" x 2 1/2" x 3/8"	11.16	40.79	1.91	1.93	1.24	68.43	1,165.71	13,609.33	35,326.15	1,179.67	28.14	8.89	96.77	939.79	41,952.41	1,106,956.66	1,048.81	8,855.25	12,523.99		
3" x 3" x 5/16"	11.48	62.90	2.34	2.21	1.49	56.95	1,244.98	14,292.40	35,714.69	1,190.50	27.69	8.96	80.54	1,074.42	49,327.87	1,279,105.94	1,223.45	10,223.85	14,431.57		
4" x 4" x 1/4"	12.52	124.90	3.18	2.77	2.00	42.43	1,334.66	16,709.94	37,622.56	1,254.42	27.41	9.12	60.00	1,224.60	61,329.03	1,526,162.82	1,522.20	12,369.20	17,279.67		
3" x 3" x 3/8"	13.61	73.30	2.31	2.26	1.47	57.72	1,239.86	16,874.50	42,185.19	1,406.17	27.84	8.98	81.63	1,065.79	58,021.48	1,498,681.96	1,450.54	11,969.46	16,925.91		
3" x 3" x 7/16"	15.68	62.80	2.31	2.31	1.47	57.72	1,239.86	19,441.01	48,420.89	1,614.03	27.79	9.00	81.63	1,065.79	64,846.20	1,720,212.82	1,671.16	15,741.73	21,462.17		
3 1/2" x 3 1/2" x 3/8"	16.00	119.46	2.72	2.57	1.74	48.76	1,297.01	20,752.17	45,651.25	1,621.66	27.57	9.07	68.97	1,161.62	74,356.52	1,887,279.67	1,858.91	15,023.02	21,226.21		
3" x 3" x 1/2"	17.74	92.40	2.29	2.26	1.47	57.72	1,239.86	21,995.12	54,599.58	1,819.26	27.73	9.01	81.63	1,065.79	75,828.29	1,939,054.37	1,890.71	15,511.41	21,929.11		
4" x 4" x 3/8"	18.45	181.50	3.12	2.89	1.98	42.65	1,332.19	24,578.91	54,965.46	1,822.18	27.29	9.14	60.61	1,220.50	89,072.54	2,226,169.42	2,251.61	17,639.26	25,299.61		
3 1/2" x 3 1/2" x 1/2"	20.97	151.51	2.69	2.67	1.73	49.05	1,295.28	27,162.66	67,166.77	2,105.56	27.44	9.11	69.26	1,153.92	97,216.92	2,444,192.28	2,420.27	19,521.54	27,023.89		
4" x 4" x 7/16"	21.35	206.90	3.12	2.94	1.98	42.85	1,332.19	26,442.25	67,361.20	2,112.04	27.24	9.18	60.61	1,220.50	104,220.25	2,577,774.69	2,605.76	20,651.88	28,164.02		
3" x 3" x 5/8"	21.68	109.10	2.24	2.49	1.47	57.72	1,239.86	26,890.17	67,066.10	2,202.20	27.60	9.06	81.63	1,065.79	92,425.11	2,347,081.29	2,310.63	16,776.65	22,594.65		
5" x 5" x 3/8"	23.29	363.80	3.95	3.53	2.52	33.67	1,382.65	32,201.81	66,728.77	2,224.29	26.76	9.34	47.62	1,303.99	121,479.49	2,920,457.75	3,026.99	23,221.60	32,815.16		
4" x 4" x 1/2"	24.19	231.40	3.10	2.99	1.98	42.85	1,332.19	32,225.19	71,515.90	2,383.85	27.19	9.20	60.61	1,220.50	119,695.11	2,909,492.61	2,952.28	23,271.95	32,817.48		
5" x 5" x 7/16"	25.97	417.10	3.94	3.58	2.52	33.67	1,382.65	37,289.94	76,978.41	2,565.69	26.71	9.26	47.62	1,303.99	140,574.19	3,516,615.43	3,516.25	26,749.92	37,817.81		
6" x 6" x 3/8"	28.13	640.60	4.78	4.16	3.05	27.82	1,411.99	39,719.41	77,652.63	2,589.75	26.28	9.51	39.34	1,352.09	152,126.89	3,501,574.86	3,602.42	26,910.65	38,816.13		
4" x 4" x 5/8"	29.74	273.20	3.05	3.12	1.98	42.85	1,332.19	37,617.34	87,061.49	2,932.05	27.05	9.24	60.61	1,220.50	145,193.13	3,541,937.69	3,629.25	28,225.50	40,821.82		
5" x 5" x 1/2"	30.65	468.30	3.91	3.63	2.49	34.08	1,389.53	42,313.18	87,126.41	2,964.21	26.66	9.28	48.19	1,300.50	159,441.57	3,786,926.15	3,786.34	29,215.49	42,774.64		
6" x 6" x 7/16"	32.55	725.50	4.75	4.22	3.02	28.10	1,410.66	46,058.02	89,741.46	2,971.78	26.71	9.54	39.74	1,349.91	176,298.68	4,028,092.52	4,047.45	27,204.74	45,656.24		
6" x 6" x 1/2"	37.10	829.70	4.72	4.27	2.99	28.38	1,409.29	52,284.72	101,560.48	3,385.25	26.16	9.56	40.13	1,347.68	194,995.19	4,582,255.79	4,699.68	26,498.65	51,617.66		
5" x 5" x 5/8"	37.81	565.30	3.86	3.76	2.49	34.21	1,379.61	52,170.55	106,295.67	3,568.52	26.52	9.43	48.39	1,299.32	196,966.75	4,966,952.69	4,912.72	26,864.95	51,124.70		
6" x 6" x 9/16"	41.48	918.60	4.70	4.34	2.99	28.38	1,409.29	58,457.42	112,922.02	3,764.67	26.07	9.58	40.13	1,347.68	222,466.48	5,072,745.69	5,290.16	40,581.97	57,762.12		
5" x 5" x 3/4"	44.77	655.20	3.81	3.86	2.48	34.21	1,379.61	61,774.02	124,925.69	4,166.20	26.42	9.46	48.39	1,299.32	232,581.74	5,413,219.67	5,819.64	42,305.76	61,244.18		
6" x 6" x 5/8"	45.37	1,045.60	4.67	4.39	2.98	28.47	1,408.83	64,622.97	124,361.91	4,145.29	26.03	9.60	40.27	1,346.92	247,132.92	5,819,514.65	6,176.22	44,668.11	67,176.56		
6" x 6" x 3/4"	54.45	1,171.70	4.65	4.52	2.98	28.47	1,408.83	75,710.72	146,069.18	4,569.64	25.90	9.65	40.27	1,346.92	291,259.22	6,559,015.71	7,232.93	52,472.47	74,773.50		

TAULA 7.2.7.

resistencia, señalando posteriormente, cual de ellos nos presenta una Capacidad a la Compresión adecuada para soportar las fuerzas actuantes en la Celosía.

En la Tabla 7.2.8. se presentan las columnas formadas indicando que Angulos se utilizan en los Cordones y Celosía, y sus respectivos Momentos Resistentes.

COLUMNAS CON CELOSIA

LADO cm	CORDON	CELOSIA	Hr lg - cm
	ANGULO	ANGULO	
30	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	129,432.65
	2" x 2" x 1/8"	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	189,188.4c
	2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	2" x 2" x 1/8"	304,481.44
	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	2" x 2" x 3/16"	361,551.61
	3" x 3" x 3/16"	2" x 2" x 3/16"	436,842.30
	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	512,273.98
	4" x 4" x 1/4"	3" x 3" x 3/16"	746,456.48
	5" x 5" x 3/8"	3" x 3" x 5/16"	1,307,876.10
6" x 6" x 3/8"	3" x 3" x 3/8"	1,520,120.14	
6" x 6" x 3/4"	5" x 5" x 3/8"	2,747,993.92	
45	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	2" x 2" x 1/8"	131,869.64
	2" x 2" x 1/8"	2" x 2" x 3/16"	244,312.99
	2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	426,811.53
	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	3" x 3" x 3/16"	508,506.56
	3" x 3" x 3/16"	3" x 3" x 3/16"	648,207.11
	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	764,638.99
	4" x 4" x 1/4"	3" x 3" x 5/16"	1,172,696.47
	5" x 5" x 3/8"	3 1/2" x 3 1/2" x 1/2"	2,132,793.48
6" x 6" x 3/8"	5" x 5" x 3/8"	2,521,091.55	
6" x 6" x 3/4"	6" x 6" x 9/16"	4,673,782.91	
60	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	2" x 2" x 3/16"	101,680.60
	2" x 2" x 1/8"	2" x 2" x 1/4"	240,590.55
	2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	2" x 2" x 5/8"	491,136.55
	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	583,879.55
	3" x 3" x 3/16"	2 1/2" x 2 1/2" x 3/8"	796,945.11
	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	4" x 4" x 1/4"	1,001,324.96
	4" x 4" x 1/4"	3" x 3" x 1/2"	1,236,162.82
	5" x 5" x 3/8"	4" x 4" x 5/8"	2,000,449.75
6" x 6" x 3/8"	6" x 6" x 7/16"	3,501,574.86	
6" x 6" x 3/4"	5" x 5" x 1/2" **	6,259,015.71	

TABLA 7.2.B.

7.3. COSTO UNITARIO.

Para determinar el Costo Unitario de las columnas con Celosía conformadas con Angulo estructural, se deben cuantificar sus elementos determinando el peso lineal, calculando la longitud del Angulo utilizado en los Cordones ($L = 4 \text{ m}$) y la longitud del Angulo en la Celosía ($L = 5.66 \text{ m}$); para todos los casos, esto es: $b = 30, 45 \text{ y } 60 \text{ cm}$. (Ver Tabla 7.3.1.).

De la fórmula 4.2.A., con la que se obtiene el Costo Directo del Suministro y Habilitado de Acero Estructural, determinamos el Costo del Suministro, Fabricación y Colocación de Columnas formadas con Angulo.

El peso total del Angulo en un metro lineal de columna, lo afectamos por el Costo Antes determinado y así se obtiene el Costo por unidad de longitud de la columna en cuestión. Se anexa análisis de Costo Directo Total.

RELACION COSTO-RESISTENCIA

COLUMNAS CON CELOSIA.

SUMINISTRO, FABRICACION Y
COLOCACION DE COLUMNAS DE
CELOSIA DE ANCHO DE LADOS
IGUALES (M/CM)

3,425.95

LADO (cm)	CORDON		CELOSIA		LONGITUD CORDON	LONGITUD CELOSIA	PESO CORDON	PESO CELOSIA	PESO TOTAL (kg/m)	M r (kg-cm)	COSTO UNITARIO (\$/m)
	ANGULO	PESO (kg/c)	ANGULO	PESO (kg/m)							
30	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	4.00	5.66	7.32	10.35	17.67	129,432.69	60,719.92
	2" x 2" x 1/8"	2.46	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	4.00	5.66	9.84	10.35	20.19	189,188.45	69,378.51
	2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	3.83	2" x 2" x 1/8"	2.46	4.00	5.66	15.32	13.92	29.24	304,481.44	100,452.50
	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	4.61	2" x 2" x 3/16"	3.63	4.00	5.66	18.44	20.53	38.97	361,351.61	133,913.35
	3" x 3" x 3/16"	5.52	2" x 2" x 3/16"	3.63	4.00	5.66	22.06	20.53	42.61	436,642.20	146,420.21
	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	6.55	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	4.61	4.00	5.66	26.20	26.06	52.26	512,273.96	179,624.07
	4" x 4" x 1/4"	9.82	3" x 3" x 3/16"	5.52	4.00	5.66	39.28	31.23	70.51	746,456.48	242,253.50
	5" x 5" x 3/8"	18.30	3" x 3" x 5/16"	9.09	4.00	5.66	73.20	51.36	124.56	1,307,876.10	427,994.80
	6" x 6" x 3/8"	22.17	3" x 3" x 3/8"	10.72	4.00	5.66	88.68	69.64	149.32	1,520,120.14	513,059.15
6" x 6" x 3/4"	42.71	5" x 5" x 3/8"	18.30	4.00	5.66	170.84	103.52	274.36	2,747,993.90	942,685.32	
45	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	2" x 2" x 1/8"	2.46	4.00	5.66	7.32	13.52	21.24	131,669.84	72,964.90
	2" x 2" x 1/8"	2.46	2" x 2" x 3/16"	3.63	4.00	5.66	9.84	26.53	36.37	244,312.99	104,364.18
	2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	3.83	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	4.61	4.00	5.66	15.32	26.06	41.40	428,811.33	142,249.94
	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	4.61	3" x 3" x 3/16"	5.52	4.00	5.66	18.44	31.23	49.67	509,506.36	170,648.30
	3" x 3" x 3/16"	5.52	3" x 3" x 3/16"	5.52	4.00	5.66	22.06	31.23	53.31	646,307.11	183,155.16
	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	6.55	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	6.55	4.00	5.66	26.20	37.05	63.25	786,638.99	217,320.85
	4" x 4" x 1/4"	9.82	3" x 3" x 5/16"	9.09	4.00	5.66	39.28	51.36	90.64	1,172,696.40	311,447.37
	5" x 5" x 3/8"	18.30	3 1/2" x 3 1/2" x 1/2"	16.52	4.00	5.66	73.20	93.45	166.65	2,135,793.49	572,602.22
	6" x 6" x 3/8"	22.17	5" x 5" x 3/8"	18.30	4.00	5.66	88.68	103.52	192.20	2,521,091.35	660,327.67
6" x 6" x 3/4"	42.71	6" x 6" x 9/16"	32.59	4.00	5.66	170.84	184.36	355.20	4,673,763.91	1,220,422.65	
60	1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	1.83	2" x 2" x 3/16"	3.63	4.00	5.66	7.32	20.53	27.85	101,680.60	95,705.59
	2" x 2" x 1/8"	2.46	2" x 2" x 1/4"	4.75	4.00	5.66	9.84	26.87	36.71	240,593.55	126,133.04
	2 1/2" x 2 1/2" x 5/32"	3.83	2" x 2" x 3/8"	6.99	4.00	5.66	15.32	39.54	54.86	491,136.53	186,495.76
	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"	4.61	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	6.55	4.00	5.66	18.44	37.05	55.49	563,879.39	190,667.67
	3" x 3" x 3/16"	5.52	2 1/2" x 2 1/2" x 3/8"	8.78	4.00	5.66	22.06	49.67	71.75	796,945.11	246,518.00
	3 1/2" x 3 1/2" x 3/16"	6.55	4" x 4" x 1/4"	9.82	4.00	5.66	26.20	55.55	81.75	1,001,336.56	289,885.14
	4" x 4" x 1/4"	9.82	3" x 3" x 1/2"	13.99	4.00	5.66	39.28	79.14	118.42	1,536,162.52	406,680.50
	5" x 5" x 3/8"	18.30	4" x 4" x 5/8"	23.36	4.00	5.66	73.20	132.14	205.34	2,900,443.75	705,547.76
	6" x 6" x 3/8"	22.17	6" x 6" x 7/16"	25.60	4.00	5.66	88.68	144.61	233.49	3,501,574.86	892,272.98
6" x 6" x 3/4"	42.71	5" x 5" x 1/2"	48.22	4.00	5.66	170.84	272.77	443.61	6,559,015.71	1,524,224.66	

TABLA 7.3.1.

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 11/06/88

REPORTE DE MATRICES

0	REB	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC. EDT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
		61	BAS011	SUMINISTRO Y HABILITADO ACERO ESTRU.	KG	11/06/88		3,433.95
27		NAT008	SOLDADURA E-7018 ø=1/8"	KG	11/06/88	3,915.00	0.0241	94.33
28		NAT009	SOLDADURA E-6010 ø=1/8"	KG	11/06/88	3,850.00	0.0109	41.97
29		NAT010	PINTURA ANTICORROSIVA	LT	11/06/88	4,500.00	0.0070	45.50
33		NAT016	OILBEND	M3	11/06/88	3,430.00	0.0198	65.79
36		NAT017	GAS L.P.	KG	11/06/88	1,100.00	0.0085	9.35
33		NAT014	ACERO ESTRUCTURAL A-36	KG	11/06/88	1,305.00	1.0670	1,573.30
34		FTE015	FLETE ACERO ESTRUCTURAL A-36	KG	11/06/88	85.00	1.0600	90.10
6		MO-006	OFICIAL FIEBRERO ESP. (SOLDADOR)	JOR	11/06/88	11,320.00	0.0182	209.66
2		MO-002	AYUDANTE	JOR	11/06/88	8,715.00	0.0364	217.23
2		MO-002	AYUDANTE	JOR	11/06/88	8,715.00	0.0352	481.07
7		MO-007	OFICIAL PINTOR	JOR	11/06/88	11,180.00	0.0040	44.56
2		MO-002	AYUDANTE	JOR	11/06/88	8,715.00	0.0080	69.72
12		EDP-03	PLANTA PARA SOLDAR	HR	09/06/88	3,749.83	0.0695	260.61
14		EDP-05	ESQUIPO PARA CORTE OXI-GAS	HR	11/06/88	1,022.85	0.0167	17.08
13		EDP-04	MALACATE 2 TONS. (INC. PLUMA)	HR	11/06/88	997.28	0.0401	39.99
9		EDP	herramienta	X	11/06/88	1,122.24	0.0300	33.67

COSTO DIRECTO TOTAL

3,433.95

7.4. RELACION COSTO RESISTENCIA.

A partir de los resultados expuestos en la Tabla 7.3.1. podemos decir, que para cada una de las diferentes secciones que se propusieron ($b = 30, 45$ y 60 cm.), la Relación Costo-Resistencia es directamente proporcional al incremento o disminución del Costo con el incremento o la disminución del Momento Resistente.

Por ejemplo; Si necesitamos un elemento estructural que soporte un Momento Actuante de $500,000$ kg-cm se tienen dos opciones:

- La primera de ellas es seleccionar una columna de sección 30×30 cm formada con Angulo de $3 \frac{1}{2}'' \times \frac{3}{16}''$ en los Elementos Principales y Angulo de $2 \frac{1}{2}'' \times \frac{3}{16}''$ en la Celosía, teniendo un Momento Resistente de $512,273.98$ kg-cm y un Costo Unitario igual a $179,824.07$ \$/m.

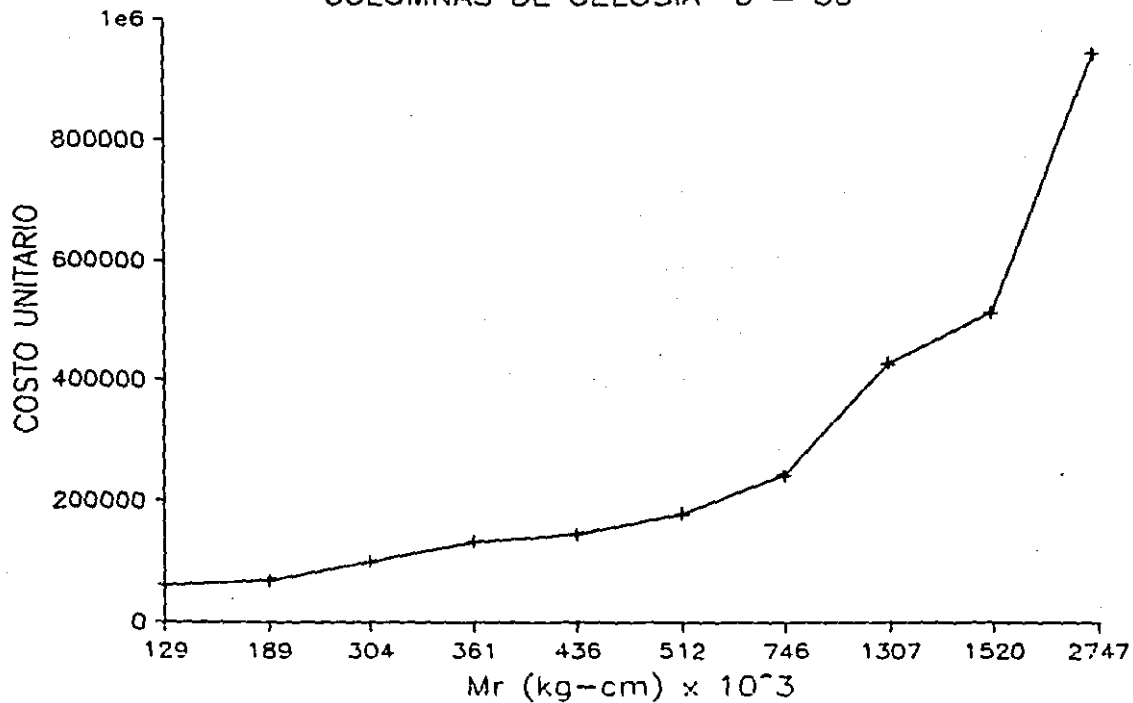
- En el segundo caso propongo una sección de 45×45 cm formada por Angulos de $2 \frac{1}{2}'' \times \frac{3}{16}''$ en los Cordones y $3'' \times \frac{3}{16}''$ en la Celosía, con una Resistencia menor a la primera opción, $509,506.80$ kg-cm, y un Costo Unitario menor, igual a $170,848.30$ \$/m.

Podemos concluir que al tener una sección de mayores dimensiones formada por Angulos menores, y por lo tanto, de menor peso, tenemos una solución más económica con una Resistencia similar para un Momento Resistente dado.

A continuación se presentan las Gráficas obtenidas con los valores indicados en la Tabla 7.3.1., para cada sección propuesta, facilitando la comparación de sus Costos con otras soluciones que presentan una Resistencia similar.

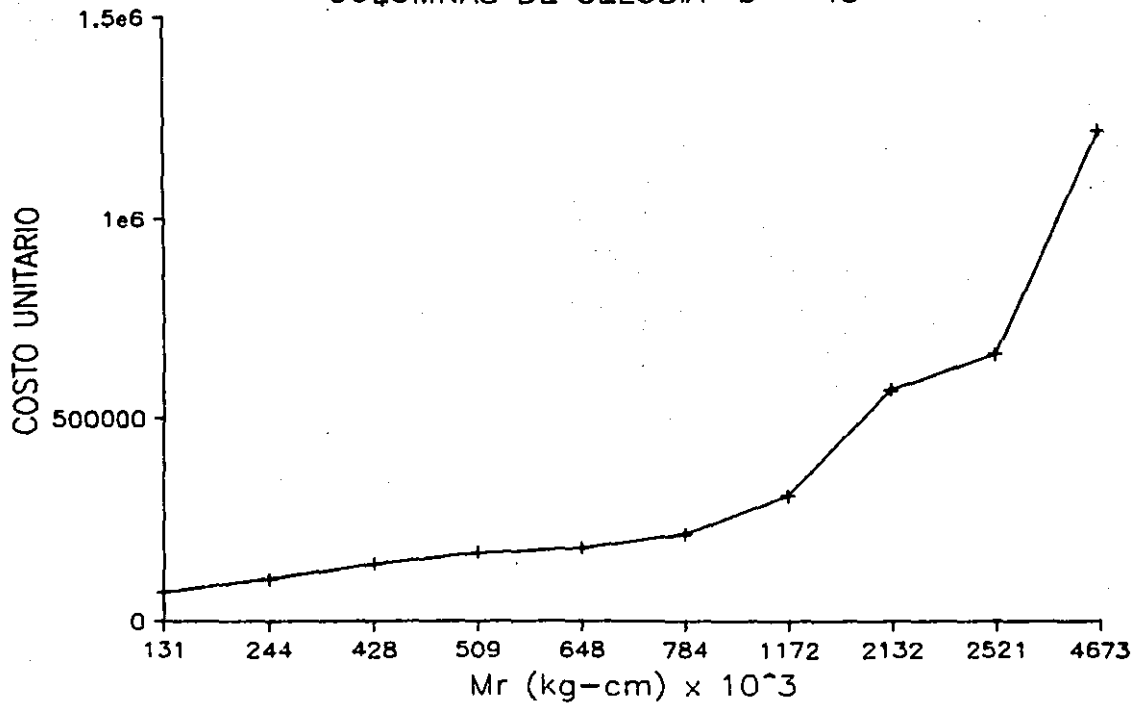
RELACION COSTO-RESISTENCIA

COLUMNAS DE CELOSIA $b = 30$



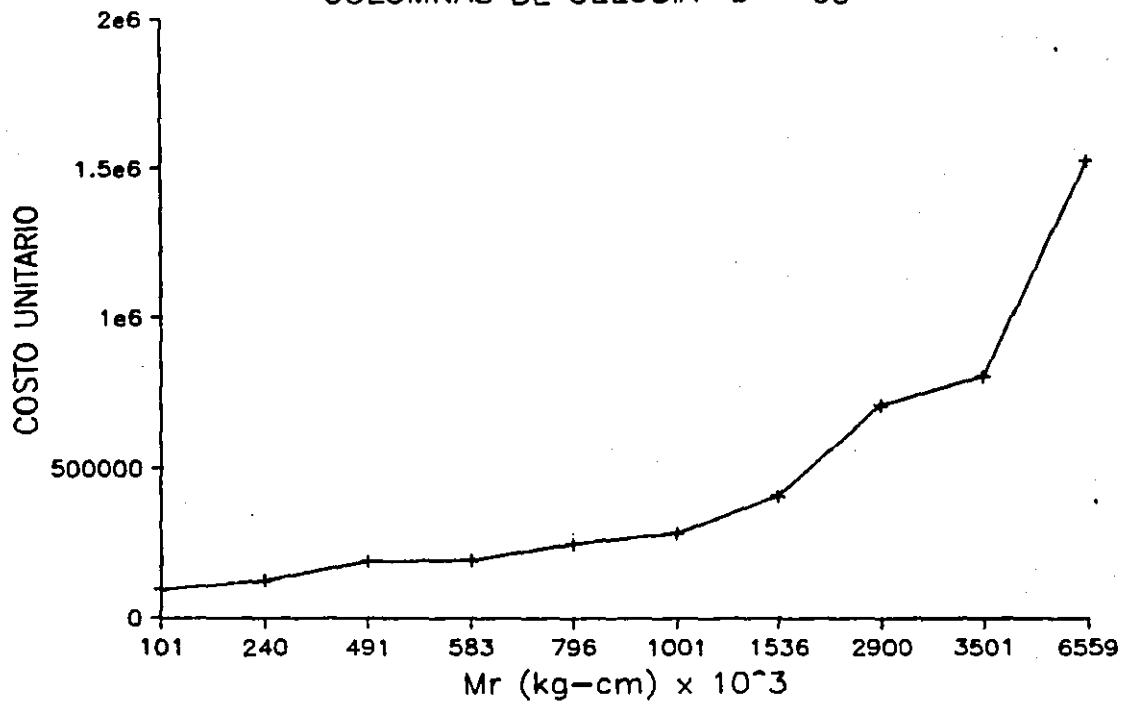
RELACION COSTO-RESISTENCIA

COLUMNAS DE CELOSIA $b = 45$



RELACION COSTO-RESISTENCIA

COLUMNAS DE CELOSIA $b = 60$



CAPITULO 8

**EJEMPLO DE APLICACION Y
RECOMENDACIONES.**

6.1. EJEMPLOS DE APLICACION Y COMPARACION DE RESULTADOS.

Concluido el cálculo de las Capacidades de trabajo en los Elementos Estructurales, determinando los Momentos Resistentes de cada sección y el Costo Unitario correspondiente, es necesario ahora, explicar la forma en que se agruparán todos estos datos para presentar en forma de resumen comparativo un estudio de las soluciones estructurales más económicas determinadas a lo largo del trabajo.

Como se analizó particularmente en cada Capítulo, siempre encontramos soluciones económicas y de mayor resistencia comparativamente con otras similares, pero de menores dimensiones. Ahora bien, es el turno de relacionar los Capítulos en los que se estudiaron los Elementos Estructurales que son utilizados para dar soporte a un mismo tipo de cargas; es decir, se confrontarán Trabes y Columnas para un rango determinado de Momentos Actuales respectivamente.

La aplicación que tiene el estudio realizado durante los seis Capítulos anteriores, es la de permitirnos elegir entre todas las propuestas analizadas la solución más económica que podamos utilizar dentro de un proyecto. Para ello, es necesario tener los datos de la resistencia del elemento requerido, producto de un análisis de acumulación de cargas en una estructura, permitiendo conocer con ello los momentos que actúan sobre el (Momentos Actuales). Debemos recordar que debido al diseño arquitectónico, no siempre es

posible elegir al Elemento idóneo, por lo que se propone en este inciso un rango lo suficientemente amplio de comparación para cada tipo de solución estructural.

Durante la determinación de Momentos Resistentes y Costos Unitarios de los Capítulos 2, 3 y 4 (Trabes y Armaduras), se encontró un parámetro muy amplio de estos valores, en base a los que se estableció un rango determinado en función de la Resistencia Mínima y Máxima encontrada para cada caso.

TRABES

TIPO DE ELEMENTO ESTRUCTURAL	M _r MÍNIMO (lg - cal)	M _r MÁXIMO (lg - cal)
C P S	53,130	1,347,126
I P S	41,593	257,301
I P R	125,994	3,329,796
Non-Ten	25,110 B	353,661
TRABES DE CONCRETO		
f'c = 200	65,625	5,563,684
f'c = 250	81,593	7,932,141
f'c = 300	111,617	10,373,169
ARMADURAS		
P = 30	152,915	2,895,115
P = 50	219,221	3,831,472
P = 80	444,508	10,562,739 B

TABLA B.1.1.

En la Tabla 6.1.1. podemos observar que el valor Mínimo de Resistencia lo presenta una evolución estructural lograda con un Perfil Laminado Mon-Tén, en tanto que, el valor Máximo de Resistencia lo conseguimos con una Armadura de 80 cm de peralte forrada con Angulo Estructural de lados iguales.

A continuación se presenta un listado de los Momentos Actuantes supuestos para la comparación de resultados, obteniendo un amplio margen de análisis de Momentos Resistentes y Costos Unitarios.

MOMENTOS ACTUANTES (kg - cm)	TRAPES
25,000	4,000,000
40,000	3,000,000
50,000	10,000,000
75,000	
100,000	
125,000	
150,000	
200,000	

TABLA 6.1.2.

De forma, similar se determinó el parámetro de comparación entre los Elementos Estructurales analizados en los Capítulos 5, 6 y 7 (Columnas), presentando en la Tabla 6.1.3. los valores Mínimo y Máximo de Resistencia para cada tipo de elemento señalando el menor y mayor Momento obtenido.

COLUMNAS

TIPO DE ELEMENTO ESTRUCTURAL	M _r MINIMO (kg - ca)	M _r MAXIMO (kg - ca)
COLUMNAS DE PLACA		
b = 30	1,093,310	2,025,858
b = 35	1,501,870	2,822,347
b = 40	1,975,197	3,737,347
b = 45	2,513,292	4,780,842
b = 50	3,116,154	5,952,896
C P S	46,451 Ⓢ	1,883,838
COLUMNAS DE CONCRETO		
f'c = 200	293,464	5,225,288
f'c = 250	329,909	5,628,604
f'c = 300	364,955	6,006,020
COLUMNAS CON CELOSIA		
b = 30	129,432	2,747,993
b = 45	131,869	463,783
b = 60	101,680	6,559,015 Ⓢ

TABLA 8.1.3.

La Tabla 8.1.4. presenta los valores de Momentos Actuantes determinados para nuestro análisis de Columnas.

MOMENTOS ACTUANTES (k - cal COLUMNAS)		
45,000	1,000,000	6,000,000
70,000	1,500,000	
100,000	2,000,000	
250,000	3,000,000	
300,000	4,000,000	
500,000	5,000,000	

TABLA 8.1.4.

Debido a que estos valores distan de una seriación numérica lógica, solo se efectuarán comparaciones de los Costos Unitarios dentro de un límite fijo de Momentos Actuantes, de tal forma que se permita señalar cuáles son las soluciones más económicas.

En los siguientes incisos se presentan los análisis comparativos para cada caso (Trabes y Columnas), recordando que solo se analizarán las secciones que puedan ser solución dentro de los rangos indicados *, por lo que si se desea conocer cual Elemento Estructural permite la solución más económica para un Momento Actuante dado, que no haya sido analizado, se debe proceder a buscar la solución en las Gráficas presentadas en cada Capítulo con ayuda de las Tablas de valores exactos con las que fueron conformadas.

- * Rangos escogidos arbitrariamente para ejemplificar la elección de la solución estructural más económica.

6.2. TRABES Y ARMADURAS.

Con la ayuda de los datos presentados en la Tabla B.2.1. podemos escoger la Solución Estructural más económica para un Momento Actuante determinado, en función de sus características de Costo y Resistencia. Esto se logra localizando el valor del Momento Actuante en el renglón superior de la columna donde se encuentran concentradas las características de las posibles Soluciones Estructurales que tengan la capacidad de soportar dicho Momento.

Analizando esta Tabla encontramos que cada concentrado está formado por una terna de datos: Tipo de Elemento, Momento Resistente y Costo Unitario.

El Tipo de Elemento (ELEMENTO) nos indica los componentes que forman nuestra Solución Estructural, dentro de los tres grupos básicos de Trabes que se analizaron:

1. Perfiles Laminados. En este caso se indica la dimensión y el tipo de perfil analizado.
2. Trabes de Concreto Reforzado. Solo se indica la sección del Elemento ($b \times h$), a partir de la cual podemos encontrar el Área del acero de refuerzo con la que fué conformada la sección en las Tablas de valores exactos presentadas en los Capítulos correspondientes.
3. Armaduras forjadas con Angulo Estructural de Lados Iguales. Los datos que se indican son la dimensión del lado

RESUMEN COMPARATIVO COSTO-RESISTENCIA DE TRABES Y ARMADURAS.

SOLUCION ESTRUCTURAL		MOMENTO ACTUANTE	25,000	40,000	50,000	75,000	100,000	125,000	150,000	200,000	250,000	300,000
P E R F. L A M I N A D O S	C P S	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.			3" L 53,130.00 41,918.59					6" L 215,556.00 63,837.18	6" M 250,470.00 107,407.60	8" L 401,663.00 117,578.21
	I P S	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.		3" L 41,593.00 29,136.86			5" L 120,377.00 51,126.94		6" L 180,642.00 63,908.67		7" L 257,301.00 77,996.07	
	I P R	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.						6" x 4" L 125,994.00 43,636.57	8" x 4" L 192,786.00 51,195.66	8" x 4" M 245,916.00 66,657.43	10" x 4" L 261,096.00 58,754.75	12" x 4" L 368,874.00 71,811.36
	Man-Ten	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.	4" CAL 16 25,110.00 5,366.79	5" CAL 14 42,277.00 7,857.53	6" CAL 16 50,474.00 7,361.34	8" CAL 16 82,952.00 9,253.08	9" CAL 16 102,079.00 10,198.95	9" CAL 14 128,321.00 12,830.94	10" CAL 14 154,655.00 14,023.56	10" CAL 12 215,292.00 19,719.34	12" CAL 12 275,883.00 21,919.52	12" CAL 10 353,661.00 28,252.74
C O N C R E T O	f'c = 200	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.			15 x 15 cm 65,625.53 18,955.15		15 x 20 cm 118,122.51 21,814.10		20 x 20 cm 163,343.75 27,967.29	15 x 25 cm 209,609.37 25,550.02	15 x 35 cm 265,775.64 28,450.93	20 x 30 cm 344,777.53 36,687.01
	f'c = 250	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.				15 x 15 cm 81,575.75 20,068.72			15 x 20 cm 168,773.07 24,739.01		20 x 20 cm 260,959.82 27,610.09	15 x 25 cm 353,770.57 31,804.16
	f'c = 300	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.					15 x 15 cm 111,417.47 22,588.54			15 x 20 cm 211,643.41 26,307.23	20 x 25 cm 298,194.18 35,614.21	20 x 20 cm 345,225.27 32,629.09
A R M A D U R A S	b = 30	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.							1 1/2" x 1/8" 152,915.89 42,882.72	2" x 1/8" 235,304.57 51,541.31		2 1/2" x 5/32" 355,727.45 81,834.71
	b = 50	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.									1 1/2" x 1/8" 269,221.47 42,882.72	2" x 1/8" 421,271.96 51,541.31
	b = 80	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.										1 1/2" x 1/8" 444,508.60 42,882.72

MOMENTO ACTUANTE (kg-cm)
MOMENTO RESISTENTE (kg-cm)
COSTO UNITARIO (€/m)

TABLA B.2.1.

RESUMEN COMPARATIVO COSTO-RESISTENCIA DE TRABES Y ARMADURAS.

SOLUCION ESTRUCTURAL			MOMENTO ACTUANTE	500,000	750,000	1,000,000	1,500,000	2,000,000	3,000,000	4,000,000	5,000,000	10,000,000
P E R F. L A M I N A D O S	C P S	ELEMENTO	10" L	10" M	12" L							
		Nr	671,563.00	905,335.00	1,069,585.00							
	COSTO UNIT.	156,404.44	255,634.68	211,654.52								
	I P S	ELEMENTO										
Nr												
COSTO UNIT.												
I P R	ELEMENTO	12" x 4" MP			16" x 7" L	16" x 7" M	16" x 7" P	18" x 8 3/4" L				
Nr		531,300.00			1,401,114.00	1,601,490.00	2,006,796.00	3,187,800.00				
COSTO UNIT.		97,237.39			184,166.92	204,782.62	255,978.28	358,369.59				
Non-Ten	ELEMENTO											
Nr												
COSTO UNIT.												
C O N C R E T O	f'c = 200	ELEMENTO	20 x 40 cm	25 x 40 cm	25 x 45 cm	30 x 55 cm	30 x 60 cm	35 x 65 cm	40 x 80 cm			
		Nr	663,536.62	830,368.14	1,081,698.93	1,826,305.79	2,197,908.71	3,070,894.16	5,563,664.83			
		COSTO UNIT.	45,075.67	54,503.61	58,490.80	78,960.51	85,362.54	104,976.95	139,822.31			
f'c = 250	ELEMENTO	20 x 30 cm	25 x 30 cm	20 x 40 cm	25 x 40 cm	35 x 50 cm	40 x 50 cm	35 x 55 cm	30 x 60 cm			
	Nr	697,542.24	919,670.09	1,201,219.35	1,724,858.69	2,096,144.68	3,748,503.65	4,351,820.57	5,083,019.27			
	COSTO UNIT.	49,373.70	51,513.70	64,047.75	76,710.68	92,471.71	120,119.24	126,203.65	136,707.20			
f'c = 300	ELEMENTO	20 x 35 cm	20 x 30 cm	25 x 30 cm	20 x 40 cm	25 x 40 cm	30 x 45 cm	40 x 40 cm	35 x 55 cm	40 x 80 cm		
	Nr	577,221.46	858,654.18	1,241,162.42	1,542,768.42	2,154,831.85	3,201,737.10	4,043,473.93	5,931,523.67	10,373,169.23		
	COSTO UNIT.	47,916.41	52,220.46	69,330.97	73,325.44	88,272.47	110,208.59	119,812.23	152,887.95	207,279.52		
A R M A D U R A S	b = 30	ELEMENTO	3 1/2" x 5/32"	4" x 1/4"	5" x 3/8"	6" x 3/8"	6" x 3/4"					
		Nr	563,317.09	808,609.34	1,389,619.04	1,597,353.97	2,895,115.55					
		COSTO UNIT.	125,194.34	180,998.67	335,130.88	399,849.75	764,313.33					
b = 50	ELEMENTO	2 1/2" x 5/32"	2 1/2" x 3/16"	3 1/2" x 3/16"	4" x 1/4"	5" x 3/8"	6" x 3/8"			6" x 3/4"		
	Nr	646,528.43	768,365.00	1,052,718.09	1,533,045.13	2,697,080.24	3,122,857.90			5,831,472.36		
	COSTO UNIT.	81,634.71	86,921.29	125,194.34	188,449.49	346,661.24	424,363.88			793,187.62		
b = 80	ELEMENTO	2" x 1/8"		2 1/2" x 5/32"	3 1/2" x 3/16"	4" x 1/4"	5" x 3/8"			6" x 3/8"	6" x 3/4"	
	Nr	702,346.11		1,087,897.98	1,803,899.15	2,653,241.27	4,758,310.41			5,582,254.12	10,582,739.32	
	COSTO UNIT.	47,212.01		77,231.91	135,279.54	195,546.10	312,901.66			434,138.47	820,608.63	

MOMENTO ACTUANTE (kg-cm)
 MOMENTO RESISTENTE (kg-cm)
 COSTO UNITARIO (€/m)

TABLA B.2.1.
 CONTINUACION

y el espesor del Angulo utilizado en el Cordón Superior. Si se desean conocer las demás características de la sección (Cordón inferior y Diagonales), debe hacerse referencia a la Tabla 4.3.1..

El segundo tipo de característica que se proporciona en esta Tabla es el Momento Resistente (M_r) de la Solución Estructural, en kg-cm.

La tercera y última característica nos indica el Costo Unitario (\$/m).

Concluyendo este inciso, podemos decir que la utilidad básica de la Tabla, es la presentación de diferentes soluciones, a partir de las cuales, y previa comparación, podamos elegir la más apropiada a un problema específico de Diseño Estructural de Trabes y Armaduras. Sin embargo, las proposiciones más económicas han sido enfatizadas por medio de una barra a la izquierda de cada casilla, diferenciándolas de aquellas soluciones que presentan un valor sobrado de Resistencia y por consecuencia un alto Costo Unitario.

8.3. COLUMNAS.

Utilizando un criterio igual al empleado en el inciso anterior, se creó una Tabla que presenta el Resumen Comparativo de la Relación Costo-Resistencia en todas las proposiciones estructurales de Columnas analizadas. (Ver Tabla 8.3.1.).

En la columna media del título SOLUCION ESTRUCTURAL, se indican los tipos de proposiciones estudiadas:

1. Columnas formadas con Placa de Acero Estructural de varios espesores ($e = 1/4"$, $5/16"$, $3/8"$ y $1/2"$).
2. Columnas fabricadas con Perfil Laminado CPS formando una sección en cajón.
3. Columnas de Concreto Reforzado $f'c = 200, 250$ y 300 kg/cm^2 .
4. Columnas con Celosía; $b = 30, 45$ y 60 cm .

El renglón titulado ELEMENTO, presenta las características de dimensión y/o componentes que forman la Solución Estructural (tipo);

1. Columnas formadas con Placa. Se indica la dimensión del lado de la columna.
2. Perfiles Laminados. En este caso se indica el tipo y dimensión del Perfil.
3. Columnas de Concreto. Solo se muestra la dimensión del lado, así como el porcentaje del Acero de Refuerzo propuesto respectivamente para cada sección (%).

RESUMEN COMPARATIVO COSTO-RESISTENCIA DE COLUMNAS.

SOLUCION ESTRUCTURAL		45,000	70,000	100,000	200,000	300,000	500,000
P L A C A Y P E R F. L A M.	e = 1/4" ELEMENTO Nr COSTO UNIT.						
	e = 5/16" ELEMENTO Nr COSTO UNIT.						
	e = 3/8" ELEMENTO Nr COSTO UNIT.						
	e = 1/2" ELEMENTO Nr COSTO UNIT.						
C P S	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.	3" L 46,451.00 41,918.59	4" L 71,656.00 55,256.08	6" L 139,656.00 83,837.18	8" L 237,719.00 117,578.21	8" M 395,606.00 140,599.07	10" M 698,280.00 255,674.68
C O N D I C I O	f'c = 200 ELEMENTO Nr COSTO UNIT.					b = 35 λ = 1 482,447.00 56,844.64	b = 40 λ = 1 602,658.00 65,895.19
	f'c = 250 ELEMENTO Nr COSTO UNIT.					b = 30 λ = 1 329,909.00 45,892.26	b = 35 λ = 1 541,105.00 57,644.72
	f'c = 300 ELEMENTO Nr COSTO UNIT.					b = 20 λ = 1 364,965.00 46,779.41	b = 35 λ = 1 596,302.00 58,865.84
C E L G S I A	b = 30 ELEMENTO Nr COSTO UNIT.			1 1/2" x 1/8" 129,432.69 69,719.92		2 1/2" x 5/32" 304,431.44 100,452.50	3 1/2" x 3/16" 512,273.96 179,624.07
	b = 45 ELEMENTO Nr COSTO UNIT.			1 1/2" x 1/8" 131,659.84 72,964.90	2" x 1/8" 244,312.99 104,364.16	2 1/2" x 5/32" 426,811.33 142,240.94	2 1/2" x 3/16" 596,536.36 170,546.30
	b = 60 ELEMENTO Nr COSTO UNIT.			1 1/2" x 1/8" 191,650.69 95,705.58	2" x 1/8" 240,590.55 126,133.94	2 1/2" x 5/32" 491,136.53 182,499.76	2 1/2" x 3/16" 587,679.39 190,667.87

MOMENTO ACTUANTE (kg-cm)
MOMENTO RESISTENTE (kg-cm)
COSTO UNITARIO (€/e)

TABLA B.3.1.

RESUMEN COMPARATIVO COSTO-RESISTENCIA DE COLUMNAS.

SOLUCION ESTRUCTURAL		MOMENTO ACTUANTE	1,500,000	2,000,000	3,000,000	4,000,000	5,000,000	6,000,000
P L A C A Y F E R R L A M.	e = 1/4"	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.	b = 35 1,501,870.72 239,554.43	b = 45 2,513,272.12 397,998.54	b = 50 3,116,154.17 342,220.62			
	e = 5/16"	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.	b = 35 1,634,036.86 299,202.53	b = 40 2,410,706.62 341,945.74	b = 45 3,071,221.52 354,682.96			
	e = 3/8"	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.	b = 30 1,572,952.00 307,992.56	b = 35 2,170,477.60 359,331.65	b = 45 3,652,522.94 451,997.64	b = 50 4,537,674.37 513,330.93		
	e = 1/2"	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.		b = 30 2,933,859.62 410,664.74	b = 40 3,757,347.29 547,552.99	b = 45 4,780,622.93 615,977.12	b = 50 5,952,676.66 694,441.24	
	C P S	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.	12" F 1,983,636.00 300,761.62					
C O N C R E T O	f'c = 2000	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.	b = 55 λ = 1 1,618,506.00 119,617.40	b = 60 λ = 1 2,165,677.00 131,293.51	b = 60 λ = 2 3,168,345.00 176,450.52	b = 60 λ = 3 4,449,116.00 235,220.92	b = 60 λ = 4 5,225,288.00 267,647.80	
	f'c = 2500	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.	b = 45 λ = 2 1,503,273.00 113,945.45	b = 50 λ = 2 2,068,326.00 134,021.56	b = 60 λ = 2 3,439,319.00 176,751.76	b = 60 λ = 3 4,776,454.00 237,622.16	b = 60 λ = 4 5,628,604.00 270,197.03	
	f'c = 3000	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.	b = 45 λ = 2 1,624,424.00 115,945.05	b = 55 λ = 1 2,047,954.00 126,626.13	b = 50 λ = 3 3,148,480.00 184,492.05	b = 55 λ = 3 4,682,692.00 265,510.22	b = 60 λ = 3 5,123,624.00 241,260.78	b = 60 λ = 4 6,009,020.00 273,767.65
C E L L O S I A	b = 30	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.	6" x 3/8" 1,529,120.14 513,056.13	6" x 3/4" 2,747,993.39 942,685.32				
	b = 45	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.		5" x 3/8" 2,132,793.46 572,662.22		6" x 3/4" 4,673,753.91 1,227,432.65		
	b = 60	ELEMENTO Nr COSTO UNIT.	4" x 1/4" 1,524,162.62 406,639.50	5" x 3/8" 2,930,449.75 705,547.76	6" x 3/8" 3,501,574.66 892,273.95		6" x 3/4" 6,559,015.71 1,524,224.66	

MOMENTO ACTUANTE (kg-cm)
MOMENTO RESISTENTE (kg-cm)
COSTO UNITARIO (\$/c)

TABLA B.3.1.
CONTINUACION

Los datos exactos del armado se presentan en la Tabla 6.1.1.

a. Columnas con Celosía. Se indica la dimensión del lado y el espesor del Angulo utilizado en los Elementos Principales, debiéndose hacer referencia a la Tabla 7.2.8. para conocer el Angulo utilizado en la Celosía.

El segundo dato que se proporciona para cada solución es el Momento Resistente (M_r) en kg-cm.

El Costo Unitario se indica posteriormente en el renglón titulado COSTO UNIT., siendo la parte medular del concentrado, ya que en función de este valor, se indica por medio de una barra enfatizada a la izquierda de la casilla la Solución Estructural que satisface los requisitos de Resistencia con un menor costo (Solución Económica); permitiéndose establecer un análisis comparativo de las diferentes proposiciones que dan solución a un problema específico de Diseño Estructural.

6.4. EJEMPLOS DE VARIACION DE COSTOS.

El proceso inflacionario que se ha presentado durante los últimos años nos obliga a analizar el comportamiento de la Relación Costo-Resistencia en base a las modificaciones en el costo de los insumos que integran una Solución Estructural.

Dentro del índice general de precios al mayoreo influyó de manera importante la tendencia de los precios de los materiales de construcción, los cuales al cierre de 1987 tuvieron en su generalidad un constante crecimiento. Los materiales de construcción que registraron mayores aumentos fueron: tabique y ladrillo común (236.00 %); yeso (229.80 %); varilla (227.00 %); vidrio (227.00 %) y cemento (219.10 %), entre otros. (Ver Tabla 6.4.1.).

El año de 1988 se inició con la implantación de una nueva estrategia de estabilización, que se enmarca dentro del denominado Pacto de Solidaridad Económica (P. S. E.), cuyo objetivo prioritario es el de abatir el ritmo de la inflación para situarla a la mitad del crecimiento de los precios ocurrido en 1987. Esto significa, una tasa de inflación a Diciembre de 1988 del 65 ó 75 %.

Una de las principales líneas de acción de esta estrategia, es la de lograr una sincronización entre los incrementos de los salarios, precios de bienes controlados, tarifas y tipos de cambio, de tal forma que el porcentaje de revisión mensual

INDICE DE PRECIOS AL MAYOREO DE LOS PRINCIPALES MATERIALES DE CONSTRUCCION.

AÑO						VARIACION % ANUAL			
	1983	1984	1985	1986	1987	1984	1985	1986	1987
INDICE GENERAL	545.20	1,010.40	1,551.60	2,923.00	9,160.90	70.33	53.56	88.39	213.41
Arena	511.50	767.50	1,507.50	2,938.50	8,513.10	50.05	96.42	94.93	189.71
Cal	843.90	1,325.30	2,338.30	4,333.60	13,097.70	48.26	76.44	87.90	198.11
Cemento	806.60	1,287.00	2,008.60	3,396.70	10,838.70	59.56	56.07	69.11	213.10
Calhidra	846.60	1,235.30	2,168.10	4,126.60	12,301.70	45.91	75.51	90.33	198.31
Varilla	604.70	1,028.60	1,353.40	2,453.50	8,041.40	70.10	31.58	81.73	227.03
Veso	565.10	637.20	1,208.40	2,411.80	7,954.10	12.76	89.64	99.59	229.80
Ladrillo Común	335.80	536.40	782.70	1,030.50	3,472.20	59.74	45.92	31.66	236.94
Anseico	643.10	930.40	1,409.70	2,677.00	8,101.20	44.67	60.11	79.70	202.62
Tuboque Común	508.20	821.30	1,451.60	2,019.00	6,882.80	64.53	76.31	37.09	235.94
Tubo de Asbesto	571.10	649.20	944.80	1,824.30	5,722.30	22.05	45.76	37.30	213.33
Vidrio	1,018.20	1,902.80	2,568.00	4,963.30	15,487.40	86.88	34.96	93.51	221.72

Fuentes: Elaborado por ENIC, con datos de Benicio.

TABLA 0.4.1.

de los salarios se constituya en un tope para el incremento de los precios *.

En el inciso correspondiente al análisis del Costo Unitario de cada Capítulo, se determinó la ecuación que indica el Costo Directo del Suministro de los materiales necesarios para Habilitar cada Elemento Estructural. Se solucionó esta ecuación en los análisis de costos de los Elementos Estructurales de concreto y acero estructural, por lo que al presentarse una variación en los salarios, materiales o equipos, se deberá hacer referencia al inciso particular de la Solución Estructural y ajustar el Costo Directo que deberá sustituirse en la tablas de Costo Unitario presentadas.

Las variaciones de costos pueden reflejarse en nuestras Tablas 0.2.1. y 0.3.1. indistintamente dependiendo de los materiales o insumos afectados por el alza de precios, de tal forma que las soluciones que ahora se señalan como más económicas, puedan no serlo al paso del tiempo:

Ejemplo: Si se presentara un incremento en el costo de los agregados que son utilizados en la elaboración de concreto, los Elementos Estructurales fabricados con esta mezcla automáticamente tendrán un Costo Unitario mayor, teniendo como consecuencia la necesidad de realizar una nueva comparación con los Elementos Estructurales fabricados con acero, para así determinar si éstos son aún económicos.

* Debemos entender que estos precios son los costos que se presentan durante el desarrollo de la investigación.

Este caso lo podemos encontrar dentro de la comparación de Traves de Concreto Reforzado y Perfiles Laminados Mon-Tén en la Tabla 8.2.1..

Así pues, las Gráficas presentadas en cada Capítulo mostrarán un desplazamiento sobre el eje de las ordenadas al tenerse dicha variación en el Costo, cambiando únicamente la escala que indica el Costo Unitario (valores sobre el eje de las ordenadas), manteniéndose el mismo trazo de la curva.

CONCLUSION

Los esfuerzos del ingeniero que diseña una obra, y del constructor que la ejecuta, están encaminados hacia el mismo resultado: La creación de algo que sirva de forma satisfactoria.

Cuando el dueño de un proyecto reconoce la necesidad del mismo, generalmente emplea a un ingeniero para que realice un estudio y determine la justificación de la idea. Si el estudio acredita el proyecto, se contratarán los servicios del ingeniero para que prepare los planos, especificaciones y, en algunas ocasiones, ejecute o supervise la construcción de la obra.

Es deber del ingeniero diseñar aquel proyecto que satisfaga la mayor parte de las necesidades del dueño al menor costo posible, por lo que se deben estudiar cada uno de los elementos estructurales para determinar si es posible reducir su costo sin modificar indebidamente el servicio que va a prestar.

Algunas veces se podrá cambiar el diseño, los requisitos de construcción, o las especificaciones, de manera que se reduzca el costo del proyecto sin alterar el valor esencial. Se debe tener en cuenta que en muchas ocasiones no se puede conciliar la solución más conveniente, económicamente hablando, ya que hay muchos factores que pueden determinar la utilización de cierto material dentro de una estructura: disponibilidad, créditos, ofertas, cercanía de la obra con el proveedor, existencias en bodega del contratista o dueño de

la obra, costos de las primas de seguro, deformación permanente de los elementos estructurales, proyecto arquitectónico, etc... Así que, la persona encargada de las tareas de diseño debe estar familiarizada con los métodos y costos de construcción al analizar un proyecto, que debe construirse al menor costo posible.

El diseñar estructuras con el mayor número posible de miembros o elementos iguales, permite una producción en serie, en el caso de Estructuras Metálicas, o que vuelvan a utilizarse las cimbras sin necesidad de reconstrucción o adaptación, si la estructura es de Concreto Reforzado.

Finalmente, las evaluaciones estructurales realizadas nos permiten determinar que, en la mayoría de los casos, los Elementos Estructurales fabricados con Concreto Reforzado son menos costosos que sus similares fabricados con Acero; esta similitud está definida en función de su Resistencia, ya que ambos proporcionan una solución equivalente pero a un costo muy distinto.

Del Resumen Comparativo Costo-Resistencia de Trabes y Columnas expuesto en el Capítulo 8 (Tablas 8.2.1. y 8.3.1.) se concluye:

1) TRABES (TABLA 8.2.1.).

1.- Los Perfiles Laminados CPS, IPS, IPR nunca presentan ventajas económicas. (e)

2.- El Perfil Mon-Tén es el más económico dentro del

rango de Momentos Actuantes 25,000 a 300,000 kg-cm. (*)

3.- Las Trabes de Concreto Reforzado presentan soluciones económicas dentro de los parámetros 750,000 a 8,000,000 kg-cm. (*)

4.- Las Armaduras de 30 y 50 cm. de peralte no permiten soluciones económicas, mientras que las Armaduras de 80 cm. de peralte son recomendables para cubiertas de gran superficie. (*)

ii) COLUMNAS (TABLA 8.3.1.)

1.- Las Columnas fabricadas a base de Placa de Acero no son soluciones económicas dentro de los rangos comparativos analizados. (*)

2.- Las Columnas fabricadas con Perfil Laminado CPS dispuesto en cajón presenta soluciones económicas para Momentos Actuantes pequeños (45,000 a 70,000 kg-cm). (*)

3.- Las Columnas de Concreto Reforzado son las soluciones más económicas entre los valores de Momento Actuante 300,000 a 6,000,000 kg-cm. (*)

4.- Las Columnas con Celosía sólo son solución económica en límites extremos de utilización; Momentos Actuantes de 100,000 a 200,000 kg-cm. (*)

Las aplicaciones del presente trabajo pueden resumirse de la siguiente manera:

a) Libro auxiliar de consulta para el estudiante en las materias de Análisis y Diseño Estructural, tanto en Concreto

como en Acero.

b) Guía en la elaboración de Precios Unitarios fácilmente actualizables, por medio de la utilización de igualdades que determinan los Costos Unitarios de los Elementos Estructurales estudiados (Trabes y Columnas) pudiendo ser programadas en calculadora o computador.

c) Orientación en la determinación de la sección más económica de un proyecto, mediante el análisis de datos en tablas comparativas.

(*) Costos Unitarios para Junio 1965.

BIBLIOGRAFIA

- Williams Clifford, Harris.
Diseño de Estructuras Metálicas
2 a. Edición, Compañía Editorial Continental S.A.,
México D.F., Julio 1961.
- Manual AHMSA, Construcción de Acero.
Altos Hornos de México S.A.,
México D.F., 1975.
- Manual para Constructores
Compañía Fundidora de Hierro y Acero de Monterrey S.A.,
México D.F., 1963.
- Manual de Construcción en Acero.
Instituto Mexicano de la Construcción en Acero A.C.
1 a. Edición, Editorial Limusa,
México D.F., 1987.
- Suárez Salazar Carlos,
Costo y Tiempo en Edificación.
3 a. Edición, Editorial Limusa,
México D.F., 1977.
- Bresler Boris,
Concreto Reforzado en Ingeniería.
Editorial Limusa,
México D.F., 1981.
- Barbara Z. Fernando,
Materiales y Procedimientos de Construcción.
4 a. Edición, Editorial Herrero S. A.,
México D.F., 1985.
- Everard Noel J., Tanner,
Diseño de Concreto Armado.
1 a. Edición, McGraw Hill de México S.A. de C.V.,
México D.F., 1981.
- Ferguson Phil M.,
Teoría Elemental del Concreto Reforzado.
C. E. C. S. A.,
México D.F., 1981.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal,
Título Sexto,
Ediciones Andrade,
México D.F., 1988.