



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

—*—
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO TURISTICO SAN BARTOLOME

Biblioteca Central
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

T E S I S

que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL

Presentan

GUSTAVO GARNICA COSS Y LEON

JORGE OLVERA MORALES

QUERÉTARO, QRO., 1974.

No. 152437
Clas. TS
711.558
G236p

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
DE QUERÉTARO



ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO TURÍSTICO
SAN BARTOLOMÉ

Biblioteca Central
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

T E S I S

para optar al título de
INGENIERO CIVIL

GUSTAVO GARCÍA GÓZS Y LEÓN

JORGE OLIVERA TORALES

QUERÉTARO, QRO., 1974

EN AGRADECIMIENTO:

A NUESTROS PADRES

A NUESTRA ESCUELA

A NUESTROS MAESTROS

A NUESTROS DIRECTORES DE TESIS

A LOS QUE COLABORARON PARA LA REALIZACION DE ESTA TESIS PROFESIONAL.

UNIVERSIDAD AUTONOMA
DE QUERETARO

DEP. ESC. DE INGENIERIA

OFICIO NUM: 110

ASUNTO: SE APRUEBA
TEMA DE TESIS.

4 de Septiembre de 1973.

SRES. PASANTES GUSTAVO GARNICA COSS Y LEON
Y JORGE OLVERA MORALES
PRESENTE.-

En respuesta a su atenta Solicitud, relativa al Tema de su Tesis Profesional, me permito comunicar a Ustedes, el que para tal efecto fué propuesto por los Sres. Ing. Antonio Sánchez-Hernández y Arq. Enrique Velasco Patiño. El Título de su Tesis será:

PROYECTO TURISTICO "SAN BARTOLOME"

- I.- ANTECEDENTES
- II.- ESTUDIO SOCIO-ECONOMICO
- III.- PROYECTO ARQUITECTONICO
- IV.- PROYECTO ESTRUCTURAL
- V.- PROYECTO INSTALACIONES
- VI.- COSTOS
- VII.- CONCLUSIONES
- VIII.- BIBLIOGRAFIA

I.- ANTECEDENTES:

- I.1 Evaluación de los principales atractivos turísticos del lugar.
- I.2 Ubicación de centros turísticos similares.
- I.3 Evaluación de la calidad y precio de los servicios turísticos disponibles en la zona de influencia.
- I.4 Potencial turístico probable del proyecto.

II.- ESTUDIO SOCIO-ECONOMICO:

- II.1 Levantamiento topográfico
Superficie disponible
Ubicación del casco existente
- II.2 Ingresos, gastos y rentabilidad probable
Gráficas de demanda anuales
- II.3 Disposiciones Legales.

##

III.- PROYECTO ARQUITECTONICO:

- III. 1 Planta de Conjunto
- III. 2 Proyecto del Edificio
 - Planta
 - Fachadas
 - Corte
 - Perspectiva
- III. 3 Detalles Constructivos.

IV.- PROYECTO ESTRUCTURAL:

- IV. Cálculo de la Construcción.

V.- PROYECTO DE INSTALACIONES:

- V. 1 Sanitaria
- V. 2 Hidráulica
- V. 3 Eléctrica

VI.- COSTOS:

- Albañilería
- Instalaciones
- Yesería
- Carpintería
- Herrería
- Cerrajería
- Vidriería
- Pintura
- Jardinería
- Diversos

VII.- CONCLUSIONES:

VIII.- BIBLIOGRAFIA:

También hago de su conocimiento las disposiciones de --
Nuestra Escuela, en el sentido de que antes de su Examen Pro-
fesional deberán cumplir el requisito del Servicio Social y-
de que el presente Oficio se imprima en todos los Ejemplares
de su Tesis.-

ATENTAMENTE
"EDUCO EN LA VERDAD Y EN EL HONOR " .


ING. ANTONIO SANCHEZ HERNANDEZ.
DIRECTOR

C.c.p.- Mesa de Profesiones de la U.A.Q.- Edificio.-
C.c.p.- Archivo: Escuela de Ingeniería.- Edificio.-
C.c.p.- Sr. Ing. Antonio Sánchez Hernández.- Presente.-
C.c.p.- Arq. Enrique Velasco Patiño.- Presente.-

I N T R O D U C C I O N

Las complicaciones de la vida moderna, han motivado la necesidad de que la población se distraiga en los momentos libres de sus labores cotidianas, tomando ésto como una desición y proporcionando además los recursos económicos necesarios, que el individuo pone por sí mismo ó por la recomendación específica de un médico.

Lo anterior pone de manifiesto que normalmente la población que viaja en plan turístico, busque encontrar medios que le permitan escapar en ocasiones de su realidad diaria y vivir, aún -- cuando en forma temporal en un medio diferente al cotidiano.

La necesidad del descanso se manifiesta en cualquier medio-socio-económico, determinamos que de acuerdo a la posición que se tenga, será el grado de sofisticación que el individuo tenga para satisfacer su necesidad cada vez más intensa. Así mismo, en las capas de elevados ingresos los tiempos que se dedican al descanso son mayores pero con menor frecuencia que en las capas de ingresos medios, en las que la frecuencia de viaje es mayor, aún cuando las estadías en los centros turísticos adecuados a su capacidad económica, son menores.

Según éste antecedente, podemos afirmar que la corriente turística básica de fin de semana, está compuesta por población de ingresos medios que satisfacen sus necesidades en la materia, al travez de su concurrencia a centros de recreo y descanso.

La realización pues, de un Hotel-Balneario se ve necesaria- en los párrafos anteriores y de acuerdo a lo ya escrito, Hotel-Balneario de mediana categoría que complemente las necesidades de descanso y esparcimiento del individuo.

Por otro lado podemos también analizar el aspecto que puede proporcionarnos el Hotel-Balneario como un centro de rehabilitación

• Cuando alguno de los miembros de un individuo ha perdido su actividad por completo ó va sufriendo una frustración paulatina a causa de padecimiento como los reumatismos u otro tipo de impedimentos físicos, se siente éste aniquilado y su idea queda enmarcada en una separación total de la sociedad. El individuo se cohibe y muchas veces con el paso del tiempo, provoca la inactividad de otros miembros de su organismo que antes contaban con un buen funcionamiento. Es entonces cuando podemos afirmar que éste tipo de padecimientos a la vez de ser un mal físico indudable, es un mal psicológico.

La construcción de un Hotel-Balneario es lo que fué antiguamente hospital para rehabilitar enfermos no contagiosos, será --

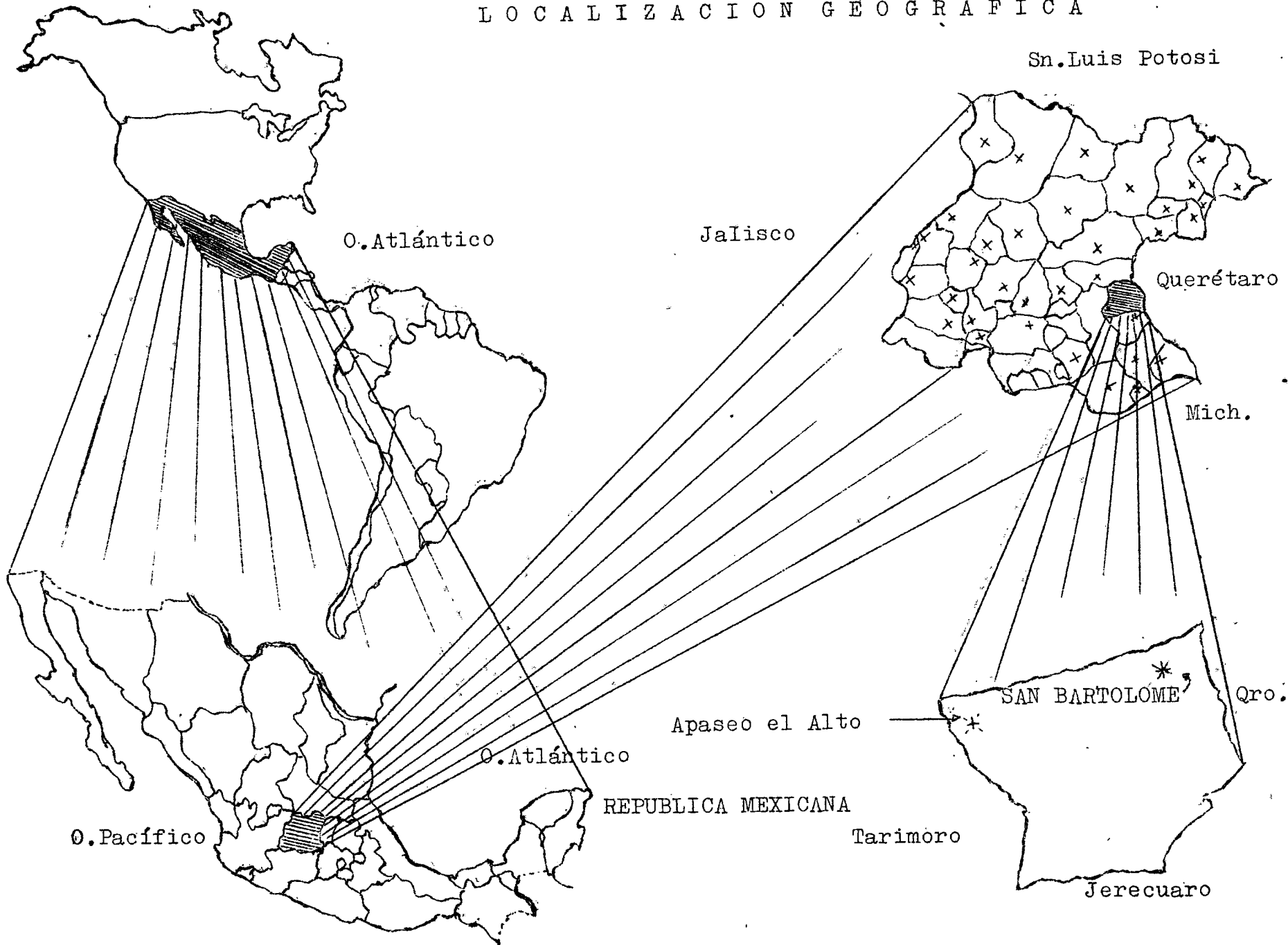
una obra que proyecte el aislamiento del invalido a una comunicacion y readaptacion directa con la sociedad, acelerando con la ayuda de las cualidades curativas de estas aguas su completa recuperacion y para el individuo sano sera una obra en la que obtenga descanso pudiendo recrearse en condiciones climaticas y fisicas agradables.

La construccion de estas instalaciones, que en la actualidad se encuentran semidestruidas, se iniciaron en el año de 1566 operando con éxito hasta 1770 cuando estuvo bajo el cuidado de la Sagrada Congregacion de San Hipólito, posteriormente se hicieron varias modificaciones de ampliacion y remosamiento que se terminaron hacia el año de 1874; reconstruyendo convenientemente esta obra arquitectonica puede ser utilizada para los fines del Hotel-Balneario, ya que existe preferencia tanto por el Turismo-Nacional como por el Extranjero hacia las construcciones antiguas.

La posible corriente turistica podra utilizar con comodidad los medios de transporte existentes, como el automovil, autobus y en pequena escala el ferrocarril. Se dispone tambien de servicios de telefono y telégrafo, que permiten al visitante una estancia más comoda y tranquila.

CAPITULO I
ANTECEDENTES.

LOCALIZACION GEOGRAFICA



I.1.-EVALUACION DE LOS PRINCIPALES ATRACTIVOS TURISTICOS DEL LUGAR.

La ubicación del Hotel-Balneario, tema de nuestra Tesis, - geográficamente se encuentra en el Estado de Guanajuato, dependiendo actualmente en forma turística de la ciudad de Querétaro, situado a 18 kms. de ésta capital queretana.

Técnicamente el clima de que goza la zona se conoce como -- subtropical (templado seco), con temperatura máxima de 27.7°C, - media de 19.6°C. y mínima de 16°C; altura sobre el nivel del mar 1830 mts.; precipitación pluvial media anual de 490 mm. a 530 mm; días de lluvia apreciables al año 72; días despejados al año 234; días nublados al año 58; humedad media relativa de 30 % al 40 %; dirección de los vientos de oriente a poniente con una velocidad media de 0.28 mt/seg.

Por las características anteriores se puede afirmar que el clima de la región es excelente, la temperatura media ideal sin extremos y la humedad del ambiente recomendada para establecer - este tipo de obra de servicio.

Los compuestos químicos del agua y su temperatura indican - que se le consideran ciertas cualidades curativas, lo que le permite entrar en forma competitiva con los balnearios existentes - en el Estado de Querétaro y Guanajuato.

A continuación se presenta un Análisis químico del agua que realizó la Secretaría de Recursos Hidráulicos mediante el Ing. - Químico Carlos B. Beristain.

ANALISIS No. 8552

Agua turbia con sedimento blanquiceo abundante y con olor - a hidrógeno sulfurado. La muestra fué envasada y transportada en botellas con tapones de hule.

ANIONES.

Carbónico	(CO)	158.3 mgs. por litro
Cloro	(CL)	98.8 Mgs. por litro
Tetrabórico	(B ₄ O ₇)	5.0 Mgs. por litro
Fosfórico	(HPO ₄)	Huellas
Sulfúrico	(SO ₄)	38.4 Mgs. por litro

CATIONES.

Hierro	(FE)	Huellas
Manganeso	(MN)	No hay
Calcio	(Ca)	4.3 Mgs. por litro
Magnesio	(Mg)	Huellas
Sodio	(Na)	174.0 Mgs. por litro
Potasio	(K)	4.4 Mgs. por litro
Litio	(Li)	7.3 Mgs. por litro

OTROS ACOMPAÑANTES.

Hidrógeno Sulfurado	(H ₂ S)	32.9 Mgs. por litro
Silice	(SiO ₂)	169.5 Mgs. por litro
Sedimento		332.0 Mgs. por litro
Residuo total		721.5 Mgs. por litro
PH		9.3 Mgs. por litro

I.2.-UBICACION DE CENTROS TURISTICOS SIMILARES.

Los Estados de Guanajuato y Querétaro son Centros Turísticos de gran importancia, sobre todo el primero de éstos y no solo son importantes por su acervo riquísimo de monumentos históricos, lugares célebres, sino porque cuentan con todos los elementos que dan vida y desarrollo al turismo moderno. Desde el punto de vista de sus instalaciones de balnearios, éstos se orientan principalmente en aguas curativas, dentro del Estado de Guanajuato y en centros de recreo para el Estado de Querétaro. Siendo sus manantiales variados y abundantes.

A continuación enumeraremos algunos de los balnearios existentes en los dos Estados, considerando las distancias que existen respecto al Hotel-Balneario tema de nuestra Tesis.

Balnearios existentes en el Estado de Guanajuato y sus distancias respecto al Hotel-Balneario "San Bartolomé".

NOMBRE	UBICACION	DIST. KMS.
San Bartolomé	San Bartolo	0
Agua Azul	Apasco el Alto	20
Los Arcos	Celaya	28
Granja Chury	Salamanca	59
El Carrito	Salamanca	65
Guadalupe	Salvatierra	67
Atotonilco	San Miguel Allende	79
El Chorro	San Miguel Allende	80
El Paraiso	Irapuato	82
Moctezuma	San Miguel Allende	83
El Cortijo	San Miguel Allende	86
San Gabriel	Dolores Hidalgo	114

Balnearios existentes en el Estado de Querétaro y su distancia respecto al Hotel-Balneario San Bartolomé

NOMBRE	UBICACION	DIST. KMS.
San Bartolomé	San Bartolo	0
El Jacal	Querétaro, Qro.	18
La Cañada	Villa del Marques	26
Jurica	Querétaro, Qro.	33

Amazcala	Villa del Marques	43
Colorilandia	Villa del Marques	36
Tequisquiapan (varios)	Tequisquiapan	88

I.3.-EVALUACION DE LA CALIDAD Y PRECIO DE LOS SERVICIOS TURISTICOS DISPONIBLES EN LA ZONA DE INFLUENCIA.

Tomando en consideración la cercanía de instalaciones similares, el proyecto necesariamente se verá influido en una u otra forma por los diversos balnearios ubicados en los Estados de Guanajuato y Querétaro; a continuación describimos algunos de ellos:

AGUA AZUL (Balneario)

Se encuentra localizado sobre la carretera libre Querétaro-Celaya, el agua utilizada en su alberca y chapoteadero proviene de un pozo artesiano a la temperatura de 32°C. La tarifa de entrada se cobra a razón de \$ 5.00 adultos y \$ 3.00 menores.

LOS ARCOS (Balneario)

Está localizado a 5 Kms. de Celaya rumbo a la población de Salvatierra, dispone de alberca, chapoteaderos, campo de frontón juegos infantiles y servicio de Restaurante. La tarifa de entrada es de \$ 10.00 adultos y \$ 5.00 menores.

GUADALUPE (Balneario)

Se encuentra en las orillas de la población de Salvatierra, y dispone de alberca, fosa de clavados, chapoteaderos, lago para remar, salón de baile, restaurante. La admisión es de \$ 8.00 adultos y \$ 4.00 menores.

ATOTONILCO (Balneario)

En el lugar del mismo nombre, próximo a San Miguel Allende, cuenta con aguas termales, en éste lugar se encuentra el Santuario de Jesús Nazareno por lo que es un lugar de intenso peregrinaje, cuyos devotos acostumbran bañarse en sus albercas. El precio de entrada es de \$ 8.00 adultos y \$ 4.00 menores.

LA CALDERA (Hotel Balneario)

Situada en la población de Ibasolo (hoy Cuitzeo de Hidalgo) próximo a la ciudad de Irapuato (32 Kms.) también próximo a la línea del ferrocarril que va de Irapuato a Guadalajara. Las aguas de la Caldera tienen una temperatura de surgencia 76.5°C. Cuenta con 7 albercas, canchas de Basquet Ball y Voli Ball, campo de arquería, golfito, frontón, lago artificial para remar, servicio de Restaurante-Bar. El hotel dispone de 50 habitaciones, cobrandose \$ 125.00 por éste servicio. La tarifa de admisión es de \$ 10.00 adultos y \$ 6.00 menores.

Algunos balnearios del Estado de Querétaro son los siguientes:

EL JACAL (Hotel Balneario)

Se encuentra ubicado en la capital del Estado, cuenta con 44 habitaciones y todos los servicios, además dispone de Restaurante, salón de fiestas con capacidad de 600 personas, bar, cuenta con 3 albercas cuya agua se bombea de un pozo profundo y sale a la temperatura de 31°C. El precio por cuarto es de \$ 125.00, la entrada al balneario \$ 10.00 adultos, \$ 5.00 menores.

LA CAÑADA (Balneario)

Localizado en el poblado del mismo nombre, cuenta con 3 manantiales de agua alcalina, la que brota a 20°C., alimentan a una alberca y varios baños privados. La entrada se cobra a razón de \$ 5.00.

TEQUISQUIAPAN (Hoteles y Balnearios Diversos)

Zona multi-balneario de aguas mineromedicinales que tiene como centro la ciudad de Tequisquiapan situada a una altitud de 1900 mts. sobre el nivel del mar y con un clima excelente, el agua es de origen volcánico con temperatura de 32 a 34°C. y brota de numerosos manantiales.

I.4.- POTENCIAL TURISTICO PROBABLE DEL PROYECTO

De acuerdo con la información proporcionada directamente por el Depto. de Turismo, durante el año de 1973 la afluencia turística de personas que visitaron las ciudades de Querétaro y Guanajuato fueron las siguientes;

<u>ESTADO</u>	<u>NACIONAL</u>	<u>EXTRANJERO</u>	<u>TOTAL</u>
QUERETARO	280,500	23,000	303,500
GUANAJUATO	855,433	97,468	952,901
T O T A L	1,135,933	120,468	1,256,401

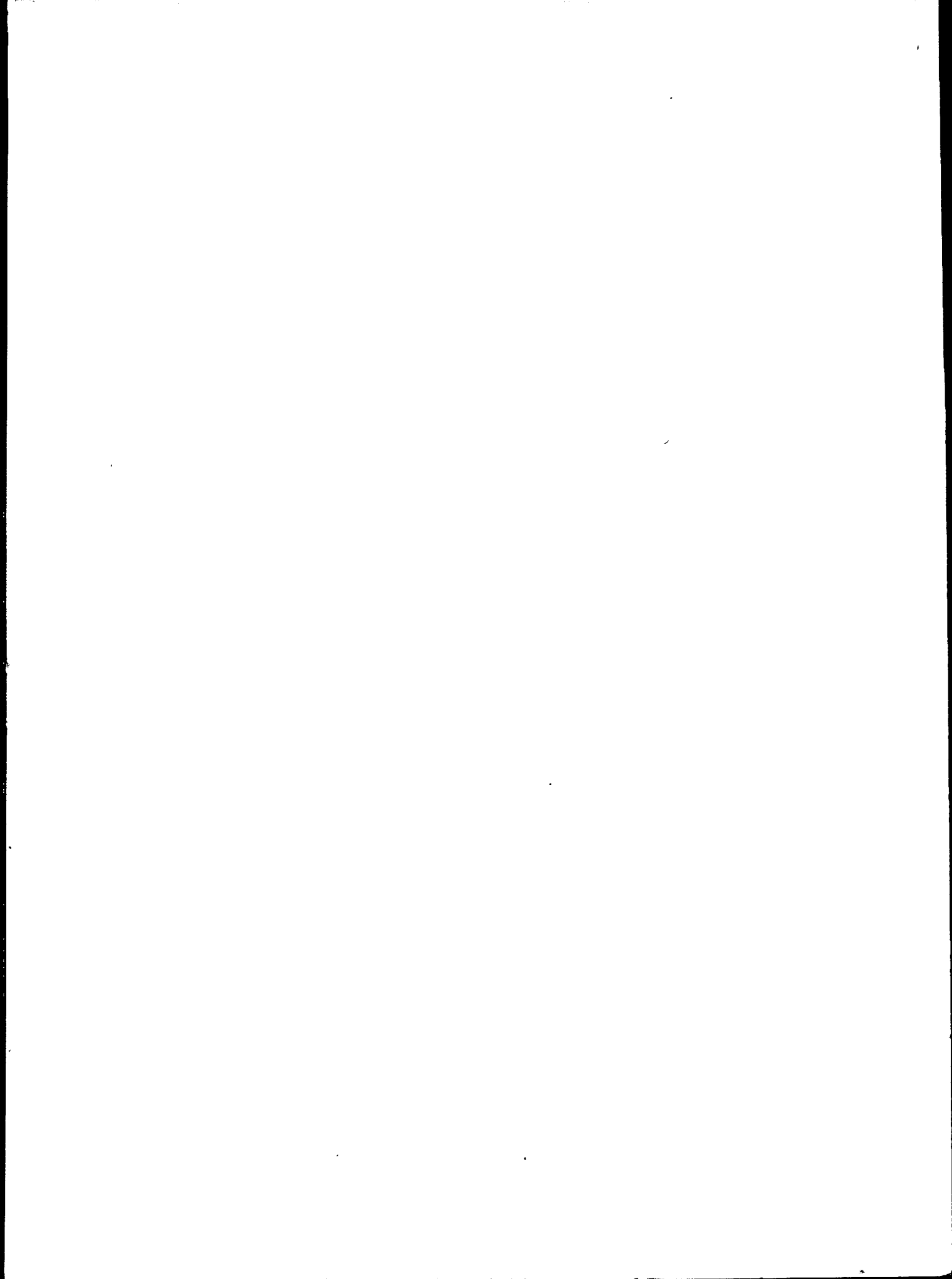
Las cifras anteriores arrojan un promedio mensual de 104,700 visitantes, quienes hacen uso de las diversas instalaciones de que se disponen en ésta vasta zona, aprovechando los fines de semana, periodos vacacionales y días festivos.

Sobre los datos anteriores y observando en fines de semana la cantidad de población que concurre a los balnearios de la zona, contando además con una agil y orientada campaña publicitaria tendiente a dar a conocer el nuevo emplazamiento parcialmente conocido y las facilidades que se ofrezcan dentro de la capacidad del proyecto; no habra problema de concurrencia y el indice de ocupación permanente, dependerá de los adecuados servicios y precios que se tengan.

CAPÍTULO II

ESTUDIO SOCIO-ECONÓMICO.

12



II.1.- INGRESOS, GASTOS Y RENTABILIDAD PROBABLE.

Para la realización de los cálculos, supondremos una base - sobre la máxima capacidad de atención del Hotel-Balneario, calculando que éste opere al 80 %, al 60 % ó al 40 % de la capacidad-proyectada, teniendo en ésta forma condiciones de operación máximas, medias y mínimas.

Los ingresos anuales del Balneario dependerán de los días - de operación, del número de personas que harán uso de las instalaciones y de las tarifas que se tengan.

Días de operación:

52 días domingos

52 días sábados

7 días festivos que son:

10. de Enero

5 de Febrero

21 de Marzo

10. de Mayo

16 de Septiembre

20 de Noviembre

25 de Diciembre

20 días promedio de vacaciones

3 días de la semana santa

134 días en total.

Para estos días de operación en que se supone existiera la máxima demanda de las instalaciones, supondremos:

900 personas harán uso de las albercas, de las regaderas, - del vapor e irán a distraerse durante el día.

600 personas entrarán al hotel, cantina, baños privados y - restaurante.

Lo cual nos dará un total de 1,500 personas que harán uso - de las instalaciones durante el día como máximo.

La tarifa de admisión será de \$ 10.00 adultos y \$ 5.00 menores.

II-2.- A continuación se tienen disponibles, planos de levantamiento topográfico, de superficies propiedad del Balneario - que en un futuro pueden ser utilizadas como Campos de Golf y otros juegos recreativos-deportivos.

El plano de superficies disponibles corresponde a las que se han aprovechado para la elaboración de ésta Tesis.

En la ubicación del casco presentamos la localización geográfica del mismo, en la superficie para la posible futura ampliación.

INGRESO GLOBAL ANUAL DEL BALNEARIO

Número de personas que ingresan al Balneario al año serán:

900 X 134 = 120,600 personas.

Supondremos que el 50% de los concurrentes está formado por adultos y el otro 50% por menores.

Días de operación	Núm. de personas al año	Ingresos bajo un índice de ocupación.		
		80%	60%	40%
	ADULTOS			
134	60,300	\$482,400.00	\$361,800.00	\$ 241,200.00
	MENORES			
134	60,300	241,200.00	180,900.00	120,600.00
TOTALES:	120,600	\$723,600.00	\$542,700.00	\$361,800.00

INGRESOS ANUALES DEL RESTAURANTE CON BASE EN EL NUMERO DE CUARTOS DEL HOTEL.

Tarifas de Alimentos

	Precio aproximado	
	de venta	de costo.
Desayuno	\$ 18.00	\$ 6.00
Comida	30.00	10.00
Cena	18.00	6.00

Concepto	Ración, días al año y habitaciones.	Precio de venta.	Precio de		
			80%	60%	40%
Desayuno	2x32x365	\$18.00	\$336,384.-	\$252,288.-	\$168,192.-
Comida	2x32x365	30.00	560,640.-	420,480.-	280,320.-
Cena	2x32x365	18.00	336,384.-	252,288.-	168,192.-
Totales:			\$1,233,408.-	\$925,056.-	\$616,704.-

INGRESOS ANUALES DEL ALQUILER DE LAS ALBERCAS-BAÑOS PRIVADOS

Se dispone de 9 cuartos con alberca privada. Las tarifas se cobrarán en dos formas: Familiar e Individual.

En la familiar que comprenderá como máximo 6 personas; las tarifas serán para la primera hora de \$ 20.00 y de \$ 10.00 para las horas subsecuentes.

En la forma individual que comprenderá como máximo 2 personas la primera hora se cobrará a \$ 15.00 y a \$ 10.00 las subsecuentes.

CALCULO DE LA DISTRIBUCION SEMANAL DEL NUMERO DE USUARIOS

	Lun	Mar	Mier	Jue	Vier	Sab	Dom	Tot.Sem.	Total anual
Fam.	5	5	5	5	10	15	15	60	3,120
Indv.	5	5	5	5	5	10	10	45	2,340

Supondremos que un 20% de los visitantes dará uso a los baños una hora más, después de la primera de servicio.

Tipo de Servicio	Núm. visitas anual	Visitas p/hora.	Visitas Hs.sig.	Porcentajes		
				80%	60%	40%
Familiar	3,120	3,120	936	\$57,408.-	\$43,056.-	\$28,704.-
Individ.	2,340	2,340	702	33,696.-	25,272.-	16,848.-
Totales :				\$91,104.-	\$68,328.-	\$45,552.-

INGRESOS ANUALES DE LOS CUARTOS DEL HOTEL

El número de habitaciones será de 32 considerándolas cuartos dobles con un precio de \$ 100.00 por día.

Cuartos utilizados al año.	Tarifa.	Porcentajes.		
		80%	60%	40%
32x365	\$100.00	\$934,400.00	\$700,800.00	\$467,200.00

INGRESOS ANUALES DEL BAR.

Para el hotel suponēdremos que tomaran el 15 % de los visitantes, haciendo un consumo de tres bebidas al día por persona. La capacidad del hotel es de 64 personas y tendremos un consumo promedio por copa de \$ 15.00.

Para el balneario suponēdremos que tomaran el 10 % de los visitantes, durante los 134 días de servicio y un consumo promedio de \$ 10.00.

Serv.	Núm.de Serv.	Consumo Prom.	80%	60%	40%
Hotel	365x64x3x15	\$15.00	\$126,144.00	\$94,608.00	\$63,072.00
Balrio.	134x900x10	10.00	96,480.00	72,360.00	48,240.00
T O T A L :			\$222,624.00	\$166,968.00	\$111,312.00

RESUMEN DE LOS INGRESOS TOTALES ANUALES.

Concepto	80%	60%	40%
Balneario	\$ 723,600.00	\$ 542,700.00	\$ 361,800.00
Baños privados	91,104.00	68,328.00	45,552.00
Hotel	934,400.00	700,800.00	467,200.00
Restaurante	1'233,408.00	925,056.00	616,704.00
Bar	222,624.00	166,968.00	111,312.00
T o t a l e s :	\$3'205,136.00	\$2'403,852.00	\$1'602,568.00

EGRESOS ANUALES PROBABLES DEL PROYECTO

Personal prob. a utilizar	Sueldos	Egreso Anual
1 Boletero	\$ 28.90x365x1	\$ 10,548.50
4 Bañeros	28.90X365x4	42,194.00
1 Secretaria	50.00x365x1	18,250.00
1 Administrador	80.00x365x1	29,200.00
6 Afanadoras	28.90x365x6	63,291.00
1 Chofer	35.00x365x1	12,775.00
2 Recepcionistas	28.90x365x2	21,097.00
1 Plomero Elec. Fontanero	40.00x365x1	14,600.00
1 Ama de llaves	35.00x365x1	12,775.00
2 Cocineros	50.00x365x2	36,500.00
2 Ayudantes de cocina	30.00x365x2	21,900.00
3 Galopines	28.90x365x3	31,645.00
4 Meseros	35.00x365x4	51,100.00
1 Cantinero	50.00x365x1	18,250.00
T O T A L :		\$384,126.00

RESUMEN DE LOS GASTOS ANUALES PROBABLES DEL PROYECTO

Concepto	Mensual al 100%	80%	60%	40%
E. Eléctrica	\$ 750.-	\$ 7,200.00	\$ 5,400.00	\$ 3,600.00
Gastos man- tenimiento	4,000.00	38,400.00	28,800.00	19,200.00
Agua	700.00	6,720.00	5,040.00	3,360.00
Viveres	36,135.00	346,896.00	260,172.00	173,448.00
Utiles Aseo	1,500.00	14,400.00	10,800.00	7,200.00
Sueldos	43,214.17	414,856.00	311,142.00	207,428.00
Gasolina y Lubricantes	700.00	6,720.00	5,040.00	3,360.00
Gas	800.00	7,680.00	5,760.00	3,840.00
Publicidad	3,000.00	28,800.00	21,600.00	14,400.00
Licor-Bar	4,000.00	38,400.00	28,800.00	19,200.00
I. Merc. 4%		36,882.88	27,782.20	18,681.44
Equipo Transp Art. 21 I.S.R. \$60,000.- al 20% anual.		12,000.00	12,000.00	12,000.00
T O T A L E S :		\$958,954.88	\$722,336.20	\$485,717.44

UTILIDADES

De la comparación entre los Ingresos anuales estimados y los Egresos anuales estimados deducimos las Utilidades anuales estimadas:

	80%	60%	40%
Ingresos:	\$ 3'205,136.00	\$ 2'403,852.00	\$ 1'602,568.00
Egresos:	258,954.88	722,336.20	485,717.44
Utilidad:	\$ 2'246,181.12	\$ 1'681,515.80	\$ 1'116,850.56

Como podemos apreciar la reconstrucción del Hotel-Balneario producirá una utilidad, la cual vendrá a respaldar la inversión que se haga; además va a cumplir con dar al visitante el descanso y esparcimiento que éste busca.

II.3.- DISPOSICIONES LEGALES.

Art. 1 - LICENCIA.

El propietario de un edificio que figure en el catalogo de la Dirección de Monumentos Coloniales, deberá solicitar licencia a la Dirección General de Obras Públicas para cualquiera obra en el edificio, aunque ésta sea de simple reparación, asco ó decoración y declarará expresamente en su solicitud que el edificio está catalogado.

Art. 2 - SANCIONES.

Al propietario que al solicitar la licencia omita la declaración de estar catalogado el edificio, que haga obras en él sin pedir licencia, o de datos a la Dirección General de Obras Públicas que puedan inducir a error, se le impondrá una multa de \$ 100.00 a \$ 1,000.00.

Art. 3-

Toda obra en un edificio catalogado deberá hacerse bajo la responsabilidad de un perito responsable registrado.

Art. 4 - Autorización de la Dirección de Monumentos coloniales.

No se expedirá licencia para la reparación, modificación, asco ó decoración de cualquier edificio que tenga algún interés histórico ó arquitectónico, sino es previa autorización de la Dirección de Monumentos coloniales, la que especificara por escrito la forma y manera en que se haran las obras.

Art. 5 -

La licencia que para ejecución de las obras de la Dirección General de Obras Públicas, estará en los mismos terminos que dictamine la Dirección de Monumentos coloniales.

Art. 6 - REGISTRO DE MONUMENTOS.

La Dirección General de Obras Públicas llevará un registro de los Monumentos catalogados por la Dirección de Monumentos coloniales, pidiendo a ésta le remita con oportunidad las modificaciones al catálogo actual.

Art. 8 -

La Licencia para Obras en una zona típica será concedida previa autorización de la Dirección de Monumentos coloniales.

CAPITULO III

PROYECTO ARQUITECTONICO.

III.- PROYECTO ARQUITECTONICO.

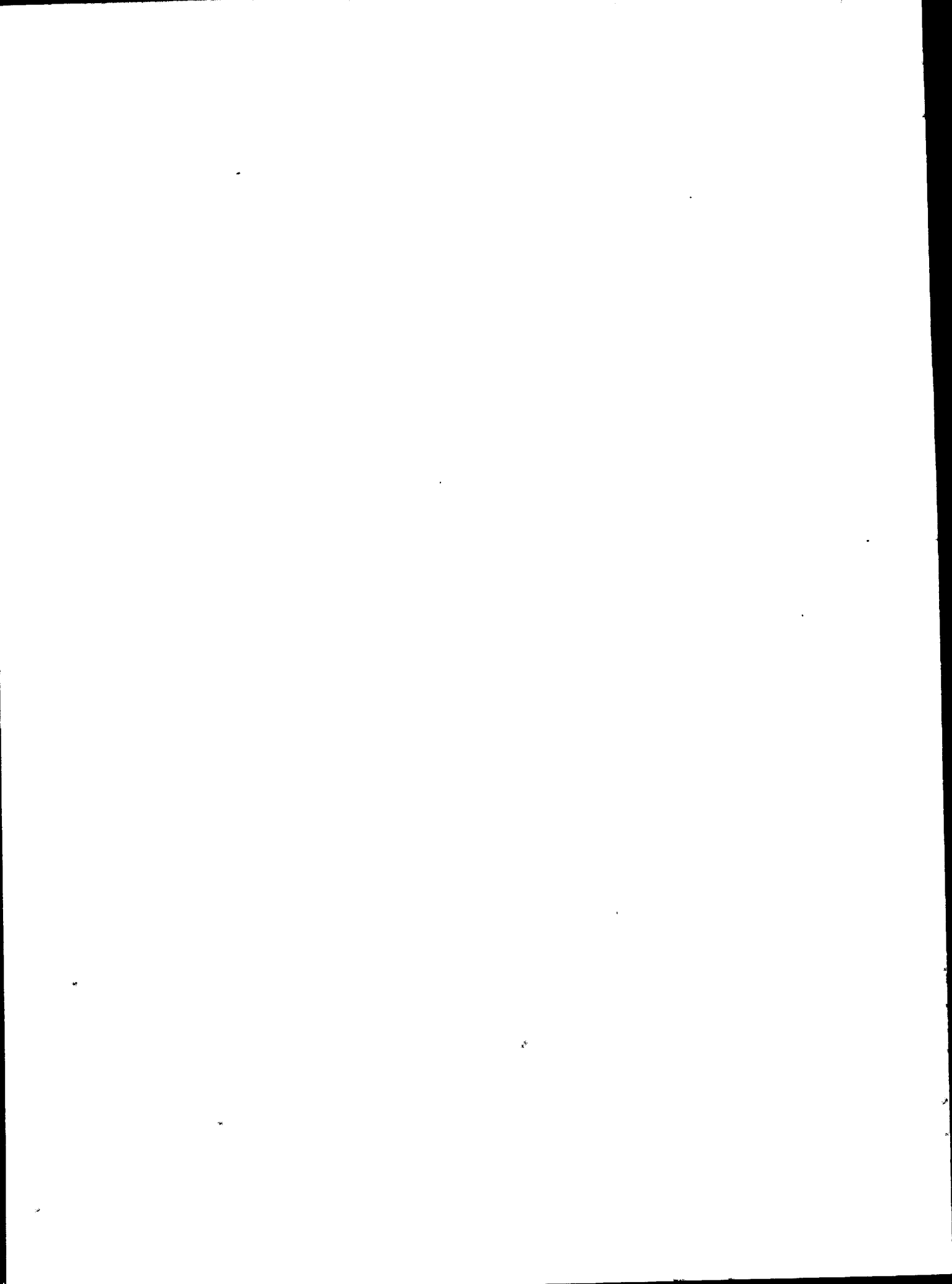
A continuación se presentan los planos del proyecto turístico "San Bartolomé":

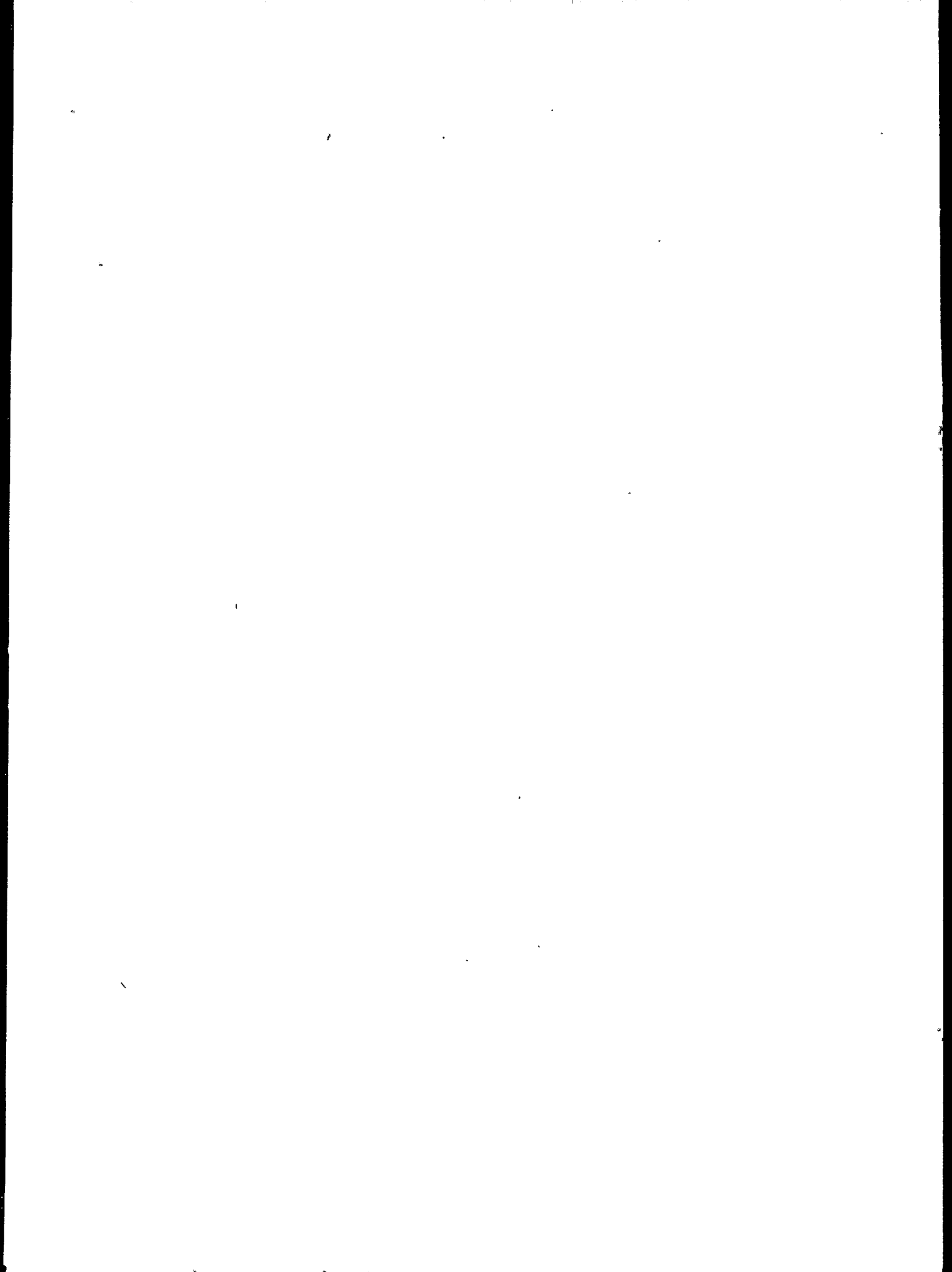
- 1.- Plano del Estado actual del Edificio
- 2.- Plano del Proyecto general
- 3.- Plano de Fachadas Norte y Oriente
- 4.- Plano de Cortes sanitarios

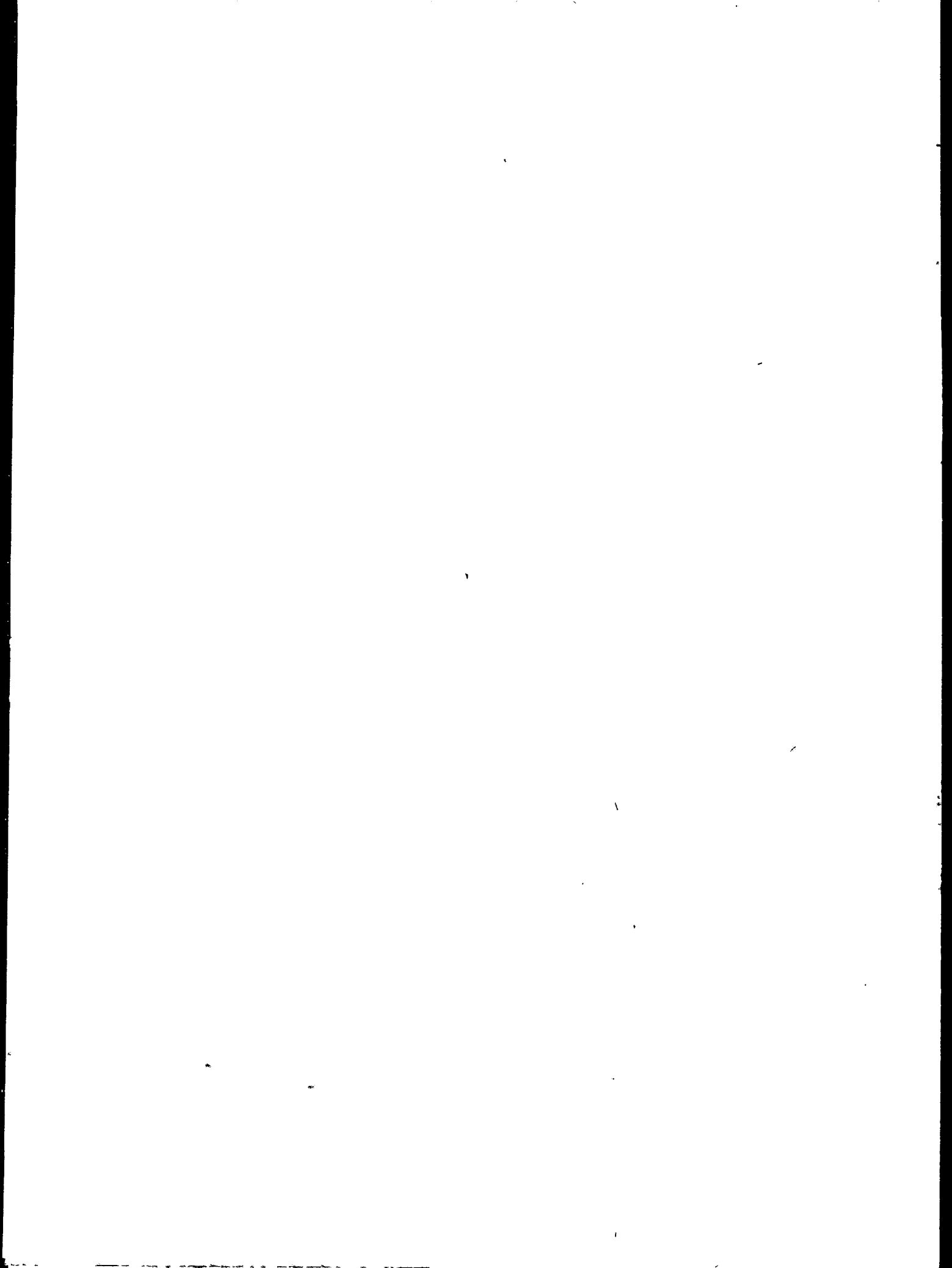
En éstos planos se incluyen detalles constructivos.

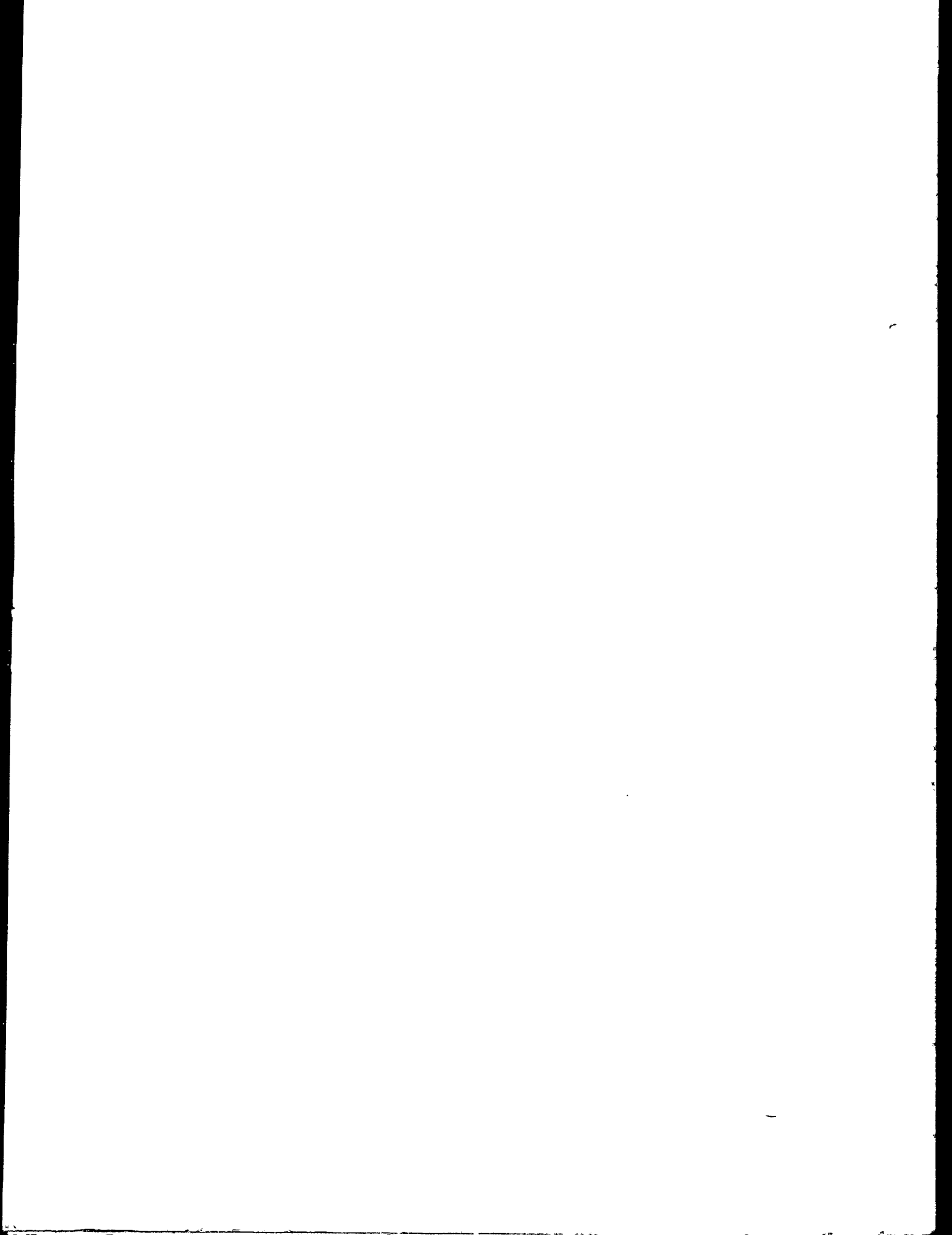
En seguida se presenta un cuadro descriptivo que corresponde al Proyecto general ó sea el Plano No. 2

- 1) Baños privados
- 2) Recibidor
- 3) Administración
- 4) Sala de Estar
- 5) Salón para Juegos de sobremesa
- 6) Cuartos del Hotel
- 7) Cocina
- 8) Despensas
- 9) Cantina
- 10) Restaurante
- 11) Vestidores y Baños Generales
- 12) Enfriadores
- 13) Alberca general
- 14) Fosa de clavados
- 15) Alberca y chapoteadero del Hotel
- 16) Local comercial
- 17) Habitación para empleados
- 18) Cuartos de servicio
- 19) Patios de servicio.









CAPITULO IV

PROYECTO ESTRUCTURAL.

IV.- PROYECTO ESTRUCTURAL

En éste capítulo se presentan los cálculos de construcción del Hotel-Balneario "San Bartolomé" en el siguiente orden:

- A) Diseño de losas de concreto armado, incluyendo los cálculos correspondientes.
- B) Cálculos estructurales.
En éste inciso se determinan los momentos flexionantes para el diseño de las piezas de concreto.
- C) Cálculos y diseño de trabes de concreto armado.
- D) Cálculo y diseño de columnas de concreto armado.
- E) Diseño de zapatas de concreto armado y de mampostería.

- A) Cálculos y diseño de losas de concreto armado.
El cálculo utilizado para el diseño de losas de concreto armado está basado en la teoría elástica.

ESTUDIOS DE LAS CARGAS QUE SOPORTARÁN LAS LOZAS.

LOSAS DE ENTREPISO

Carga viva	400 Kgs./M ²
Carga muerta debida a:	
peso propio	300 Kgs./M ²
Relleno de arenilla	200 Kgs./M ²
Piso de granito	100 Kgs./M ²
T o t a l :	<u>1,000 Kgs./M²</u>

LOSAS DE AZOTEA

Carga viva	150 Kgs./M ²
Carga muerta debida a:	
peso propio	300 " "
Relleno de arenilla y enladrillado	150 " "
T o t a l :	<u>600 Kgs./M²</u>

MEMORIA DE CALCULO

Caso I.- Losa de entrapiso que tiene sus cuatro lados continuos y los siguientes datos:

S = 4.85 mts.	$\gamma = 2,400 \text{ Kgs./M}^3$
L = 5.00 "	$W = 1,000 \text{ Kgs./M}^2$
R = 16.32 "	$S^2 = 23.52$
j = 0.866	$m = \frac{S}{L} = \frac{4.85}{5} = 0.97$
$F'c = 200 \text{ Kgs./cm.}^2$	$WS^2 = 1000 \times 23.52 = 23,520$
$F_s = 1,265 \text{ " "}$	

Los coeficientes del A.C.I. respectivos para este caso serán:

Momento negativo en:	Claro Corto	Claro Largo
Lado continuo	0.035	0.033
Lado discontinuo	- - -	- - -
Momento positivo en:		
Centro del claro	0.026	0.025
Momentos flexionantes respectivos:		
Momentos en los apoyos	Claro Corto	Claro largo
Lado continuo	$-0.035 \times 23520 = -823$	$= 0.033 \times 23520 = -776$
Lado discontinuo	- - - - -	- - - - -
Momento positivo		
Centro del claro	$0.026 \times 23520 = 611$	$0.025 \times 23520 \times 588$

Determinación del Peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{100R}} = \sqrt{\frac{82300}{1632}} = 7.1 \text{ cms.}$$

$$h = 7.1 + 0.5 + 2 = 9.6 \approx 10 \text{ cms.}$$

Calculo del acero de refuerzo:

$$F_s j d = 8100 \quad s = \frac{M}{8100}$$

Claro Corto	Area Requerida	Separación
Momento negativo:		
Lado continuo	10.1 cms. ²	7.0 cms.
Momento positivo:		
Centro del claro	7.5 "	9.4 "
Claro Largo		
Momento negativo:		
Lado continuo	9.5 cms. ²	7.5 cms.
Momento positivo:		
Centro del claro	7.2 "	9.9 "

Caso II.- Losa de entrensado con un lado discontinuo y tres lados continuos, además los datos siguientes de diseño:

$$\begin{aligned}
 S &= 4.30 \text{ Mts.} & \rho &= 2,400 \text{ Kgs./M}^3 \\
 L &= 4.90 \text{ " } & W &= 800 \text{ Kgs./M}^2 \\
 F_c &= 200 \text{ Kgs./Cm.}^2 & S^2 &= 18.49 \\
 F_s &= 1265 \text{ " } & m &= \frac{S}{L} = \frac{3.65}{4.90} = 0.74 \\
 R &= 16.32 \\
 j &= 0.866
 \end{aligned}$$

Los coeficientes del L.C.I. respectivos para este caso serán:

	Claro Corto	Claro Largo
Momento negativo en:		
Lado continuo	0.050	0.041
Lado discontinuo	0.025	0.021
Momento positivo en:		
Centro del claro	0.037	0.031

Los momentos flexionantes respectivos serán:

	Claro Corto	Claro Largo
Momentos en los apoyos		
Lado continuo	$-0.050 \times 18,490 = -924$	$-0.041 \times 18,490 = -758$
Lado discontinuo	$-0.025 \times 18,490 = -462$	$-0.021 \times 18,490 = -378$

Momento positivo en:		
Centro del claro	$0.037 \times 18,490 = 684$	$0.031 \times 18,490 = 573$

Determinación del Peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{100R}} = \sqrt{\frac{92400}{1632}} = 7.6 \text{ cms.}$$

$$h = 7.6 + 0.5 + 2 = 10 \text{ cms.}$$

Calculo del acero de refuerzo:

$$F_s j d = 8100 \quad A_s = \frac{M}{8100}$$

El área requerida de acero de refuerzo a la tensión será:

	Área requerida	Separación
Claro Corto		
Momento negativo:		
Lado continuo	11.4 cms. ²	6.2 cms.
Lado discontinuo	5.7 "	12.4 "
Momento positivo:		
Centro del claro	8.44 cms. ²	8.4 cms.
Claro Largo		
Momento negativo:		
Lado continuo	9.35 cms. ²	7.60 cms.
Lado discontinuo	4.78 "	14.9 "
Momento positivo:		
Centro del claro	7.07 cms. ²	10.0 cms.

Caso III.- Losa de entrepiso con dos lados continuos, dos lados discontinuos y los siguientes datos de diseño:

$$\begin{aligned} S &= 3.65 \text{ Mts.} \\ L &= 4.90 \text{ " } \\ F_c &= 200 \text{ Kgs./cms.}^2 \\ F_s &= 1265 \text{ " " } \\ R &= 16.32 \\ j &= 0.866 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= .2,400 \text{ Kgs./M}^3 \\ W &= 1,000 \text{ Kgs./M}^2 \\ m &= \frac{S}{L} = \frac{3.65}{4.90} = 0.74 \\ W \times S^2 &= 1,000 \times 13.4 = 13,400 \text{ Kgs.} \\ &\quad \text{-Mt.} \end{aligned}$$

Los coeficientes del A.C.I. respectivos para este caso serán:

Momento negativo en:	Claro Corto	Claro Largo
Lado continuo	0.054	0.049
Lado discontinuo	0.032	0.025
Momento positivo en:		
Centro del claro	0.048	0.037

Los momentos flexionantes respectivos serán:	Claro Corto	Claro Largo
Momento negativo		
Lado continuo	-0.054 x 13400 = -858	-0.049 x 13400 = -656
Lado discontinuo	-0.032 x 13400 = -429	-0.025 x 13400 = -335
Momento positivo		
Centro del claro	0.048 x 13400 = 643	0.037 x 13400 = 496

Determinación del Peralte:

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{100R}} = \sqrt{\frac{85800}{1632}} = 7.4 \text{ cms.}$$

$$h = 7.4 + 0.5 + 2 = 10.0 \text{ cms.}$$

Calculo del acero de refuerzo:

$$F_s j d = 1265 \times 0.866 \times 7.4 = 8107 \quad A_s = \frac{M}{8107}$$

El area requerida de acero de refuerzo a la tensión será:

Claro Corto	Area requerida	Separación
Momento negativo:		
Lado continuo	10.6 cms. ²	9.0 cms.
Lado discontinuo	5.3 "	13.4 "
Momento positivo:		
Centro del claro	7.9 "	9.0 "
Claro Largo		
Momento negativo:		
Lado continuo	8.0 cms. ²	9.0 cms.
Lado discontinuo	4.0 cms. ²	18.0 "
Momento positivo:		
Centro del claro	5.0 "	12.0 "

Caso IV.- Losa de azotes con un lado continuo, tres lados discontinuos y los siguientes datos de diseño:

$$\begin{aligned}
 S &= 4.70 \text{ Mts.} \\
 L &= 5.00 \text{ " } \\
 R &= 16.32 \\
 j &= 0.866 \\
 F'c &= 200 \text{ Kgs./cm.}^2 \\
 F_s &= 1,265 \text{ Kgs./cm.}^2 \\
 \omega &= 2,400 \text{ Kgs./mt.}^3 \\
 W &= 600 \text{ Kgs./mt.} \\
 WS^2 &= 13,254
 \end{aligned}$$

Los coeficientes del L.C.I. respectivos para el presente son:

Momento negativo en:	Claro Corto	Claro Largo
Lado continuo	0.063	0.058
Lado discontinuo	0.031	0.029
Momento positivo en:		
Centro del claro	0.048	0.044

Los momentos flexionantes respectivos según los coeficientes del L.C.I. son:

	Claro Corto	Claro Largo
Momento negativo		
Lado continuo	$-0.063 \times 13254 = -835$	$-0.058 \times 13254 = -768$
Lado discontinuo	$-0.031 \times 13254 = -410$	$-0.029 \times 13254 = -384$
Momento positivo		
Centro del Claro	$0.048 \times 13254 = 636$	$0.044 \times 13254 = 583$

Determinación del Peralte:

$$\begin{aligned}
 d &= \sqrt{\frac{Mu}{100R}} = \sqrt{\frac{83500}{1632}} = 7.1 \text{ cms.} \\
 h &= \sqrt{7.1^2 + 0.5^2} + 2 = 9.6 \approx 10 \text{ cms.}
 \end{aligned}$$

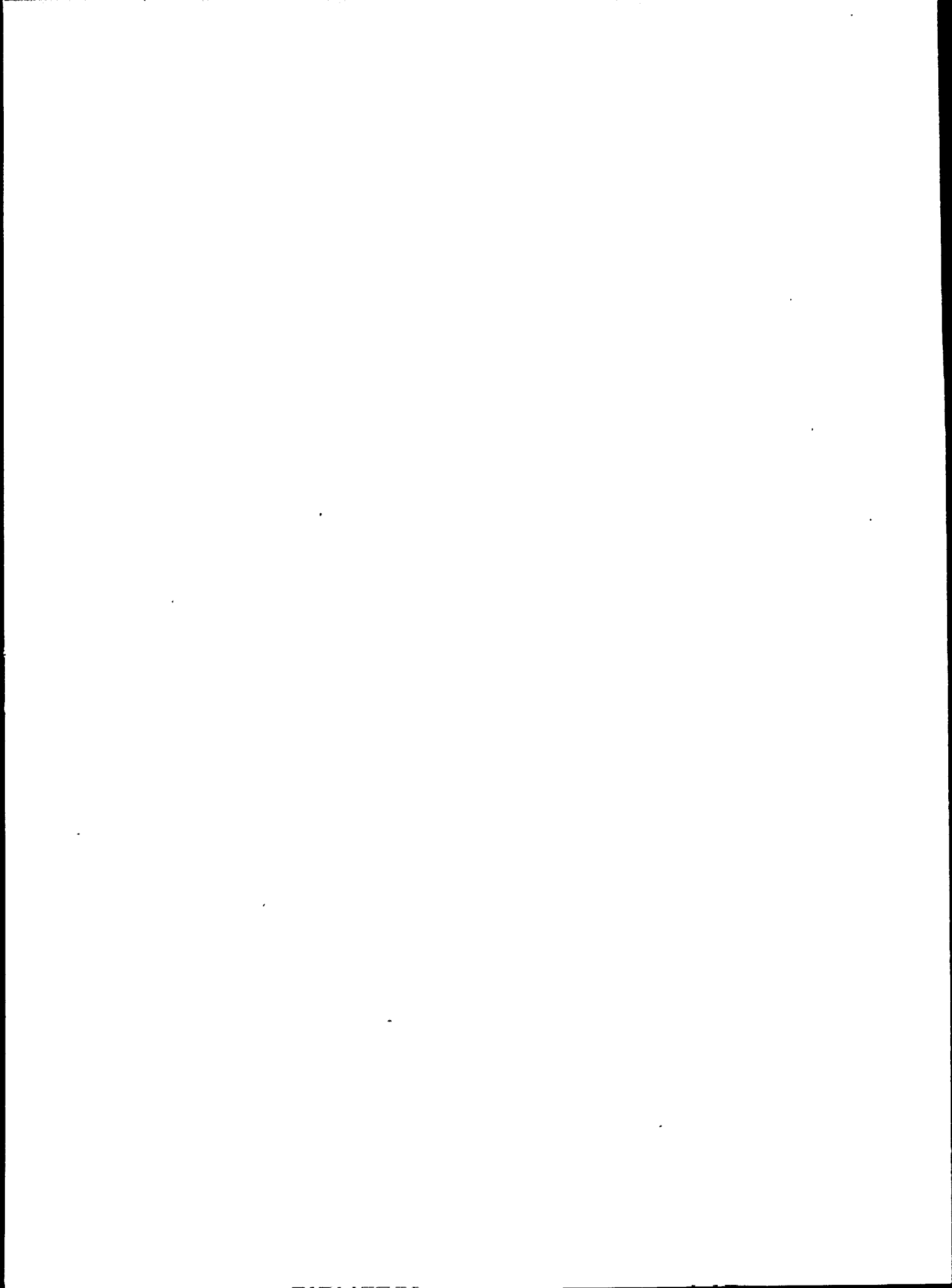
Calculo del acero de refuerzo:

$$F_s j d = 1265 \times 0.866 \times 7.1 = 8107 \quad A_s = \frac{M}{8107}$$

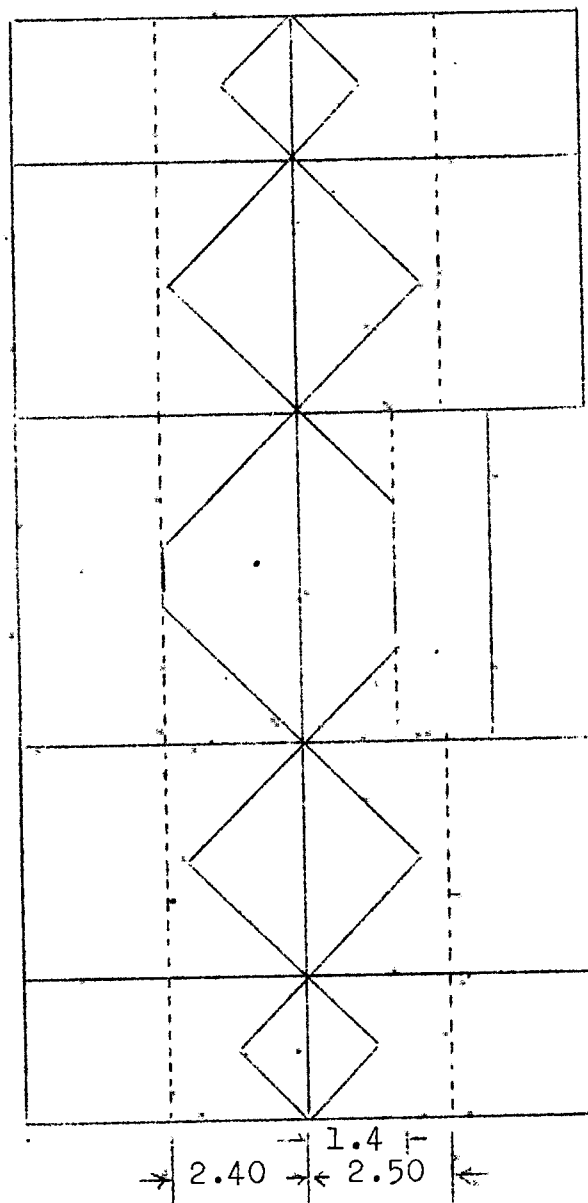
$$\text{Separación} = \frac{100 A_s}{A_s}; \quad A_s = 0.71 \text{ cm.}^2$$

El area requerida de acero de refuerzo a la tensión será:

	Area requerida	Separación
Claro Corto		
Momento negativo		
Lado continuo	10.3 cms. ²	6.9 cms.
Lado discontinuo	5.0 "	14.2 "
Momento positivo		
Centro del claro	7.8 "	9.1 "
Claro Largo		
Momento negativo		
Lado continuo	9.7 cms. ²	7.6 cms.
Lado discontinuo	7.7 "	15.1 "
Centro del Claro	7.1 "	10.0 "



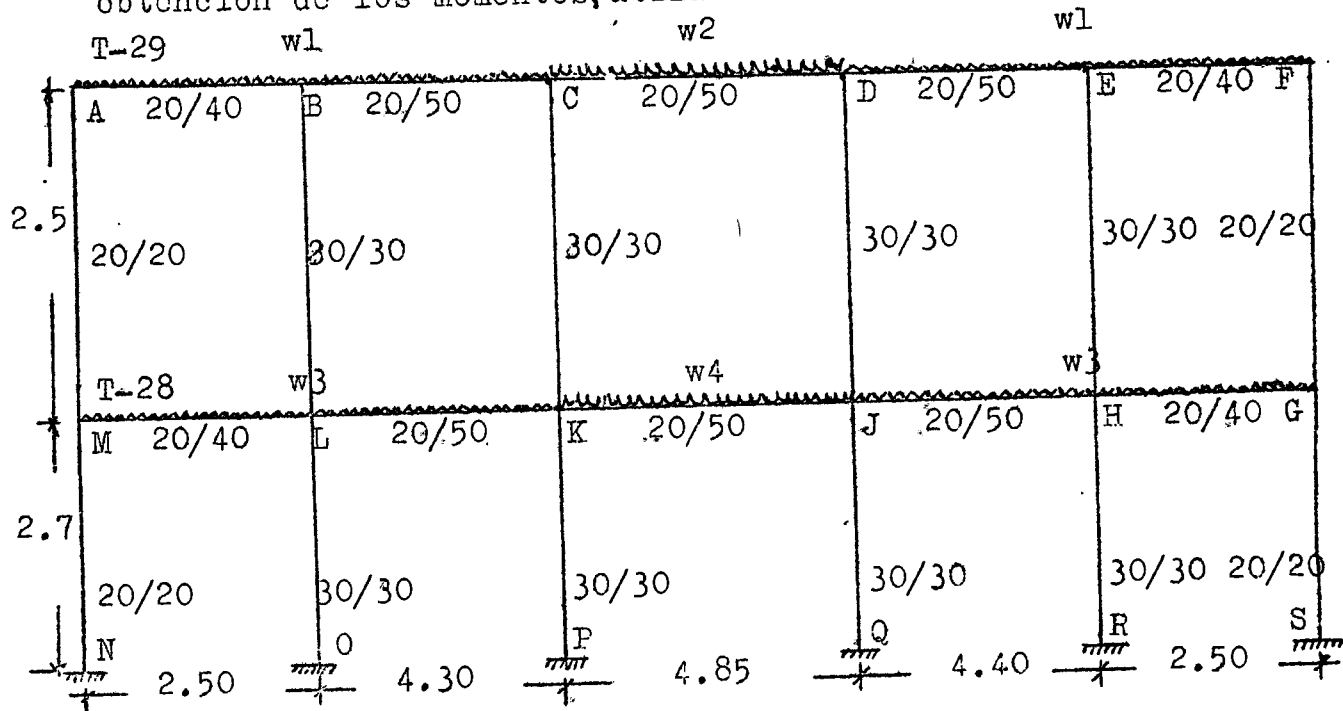
AREAS DE CARGA TRIBUTARIA DEL SIGUIENTE ELEMENTO ESTRUCTURAL.



NOTA:

Para evitarnos correcciones por peso propio del elemento se considero el area tributaria limitada por la linea punteada y NO triangular en angulos de 45 grados.

B) Cálculo de las estructuras del Proyecto San Bartolomé para -
obtención de los momentos, utilizando el método de Gaspar Kani.



$$w = \frac{QxL}{L} \quad \text{Si } L = 1$$

$$w_1 = (2.4 + 2.5) \cdot 1 = 4.90$$

$$w_2 = (1.4 + 2.4) \cdot 1 = 3.80$$

$$w_1 = 4.9 \times 600 = 2940 \text{ Kgs./Mt.}$$

$$w_2 = 3.8 \times 600 = 2280 \text{ " "}$$

$$w_3 = 4.9 \times 1000 = 4900 \text{ " "}$$

$$w_4 = 3.8 \times 1000 = 3800 \text{ " "}$$

$$k = \text{'Rigidez en las Barras} = \frac{1000I}{L} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Barras: \overline{AB} , \overline{EF} , \overline{HG} , \overline{ML} .

$$I = \frac{0.403 \times 0.20^3}{12} = 0.001066 \text{ M}^4 \quad k = 0.426$$

Barras: BC, LK

$$I = 0.002083 \text{ M}^4 \quad k = 0.484$$

Barras: DE, JH.

$$I = 0.002083 \text{ M}^4 \quad k = 0.473$$

Barras: CD, KJ.

$$I = 0.002083 \text{ M}^4 \quad k = 0.429$$

Columnas laterales LM, FG.

$$I = \frac{0.20^3 \times 0.20}{12} = 0.000133 \text{ Mts.}^4 \quad k = \frac{1000 \times I}{L} = 0.0533$$

Columnas laterales: MN, GS.

$$I = 0.000133 \quad k = 0.0493$$

Columnas centrales: BL, CK, BJ, EH.

$$I = 0.000675 \text{ Mts.}^4 \quad k = 0.270$$

Columnas centrales LO, KP, JO, HR.

$$I = 0.000675 \quad k = 0.250$$

Cálculo de los factores de distribución. (F)

El factor de distribución de una barra, va a ser igual a $-\frac{1}{2}$ que multiplique la rigidez de la barra, entre la suma de las rigideces de todas las trabes y columnas que llegan al punto inicial de la barra que se analiza.

$$F_{ab} = -\frac{1}{2} \frac{0.426}{(0.426+0.0533)} = -0.444$$

$$F_{am} = -\frac{1}{2} \frac{0.0533}{(0.426+0.0533)} = -0.056$$

$$F_{bq} = -\frac{1}{2} \frac{0.484}{(0.484+0.426+0.27)} = -0.205$$

$$F_{ba} = -0.180$$

$$F_{bl} = -0.115$$

$$F_{cb} = -0.205$$

$$F_{cd} = -0.181$$

$$F_{ck} = -0.114$$

$$F_{dc} = -0.183$$

$$F_{de} = -0.202$$

$$F_{dj} = -0.115$$

$$F_{ed} = -0.202$$

$$F_{ef} = -0.182$$

$$F_{eh} = -0.116$$

$$F_{fe} = -0.444$$

$$F_{fg} = -0.056$$

$$F_{gh} = -0.403$$

$$F_{gf} = -0.050$$

$$F_{gs} = -0.047$$

$$F_{hj} = -0.167$$

$$F_{he} = -0.095$$

$$F_{hg} = -0.150$$

$$F_{hr} = -0.088$$

$$F_{jd} = -0.095$$

$$F_{jh} = -0.166$$

$$F_{jq} = -0.088$$

$$F_{jk} = -0.151$$

$$F_{kl} = -0.169$$

$$F_{kc} = -0.094$$

$$F_{kj} = -0.150$$

$$F_{kp} = -0.087$$

$$F_{lm} = -0.150$$

$$F_{lb} = -0.094$$

$$F_{lk} = -0.169$$

$$F_{lo} = -0.187$$

$$F_{na} = -0.050$$

$$F_{ml} = -0.403$$

$$F_{mn} = -0.047$$

Cálculos de los Momentos Iniciales.

$$M_{ab} = -M_{ba} = \frac{wL^2}{12} = \frac{2940 \times 2.5^2}{12} = 2,296.87 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{bc} = -M_{cb} = \frac{2940 \times 4.3^2}{12} = 6,795.00 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{cd} = -M_{dc} = \frac{2280 \times 7.85^2}{12} = 6,703.91 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{de} = -M_{ed} = \frac{2940 \times 4.3^2}{12} = 7,114.80 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{ef} = -M_{fe} = \frac{2940 \times 2.5^2}{12} = 2,296.87 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{ml} = -M_{lm} = \frac{4900 \times 2.5^2}{12} = 3,828.12 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{lk} = -M_{kl} = \frac{4900 \times 4.3^2}{12} = 11,325.13 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{kj} = -M_{jk} = \frac{3800 \times 7.85^2}{12} = 11,173.18 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{jh} = -M_{hj} = \frac{4900 \times 4.3^2}{12} = 11,858.00 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{hg} = -M_{gh} = \frac{4900 \times 2.5^2}{12} = 3,828.12 \text{ Kgs.-Mt.}$$

En seguida se obtienen los momentos desequilibrantes para cada nudo y se hacen las compensaciones correspondientes:

Compensación en E:

$M_e = (-4817.9 + 0)$ (suma M_{xc})

$$M_e = (-4817.9 + 0) \begin{cases} (0.202) = 973.2 \\ (-0.182) = 876.8 \\ (-0.115) = 558.8 \end{cases}$$

Compensación en D:

$$M_d = (-10.9 + 973.2) \begin{cases} (-0.183) = -253.3 \\ (-0.202) = -279.6 \\ (-0.115) = -159.2 \end{cases}$$

Compensación en H:

$$M_h = (-8029.9 + 558.8) \begin{cases} (-0.167) = 1247.7 \\ (-0.095) = 709.8 \\ (-0.150) = 1120.7 \\ (-0.088) = 657.5 \end{cases}$$

Compensación en F:

$$M_f = (-2296.8 + 876.8) \begin{cases} (-0.044) = 630.5 \\ (-0.055) = 79.5 \end{cases}$$

El cuadro que se presenta a continuación muestra las compensaciones realizadas hasta el punto en que se alcanza la fase del equilibrio.

-685.3	-612.3	-698.1	17.3	156.5	-208.5	-230.2	754.1	679.4	657.9
-685.4	-612.1	-697.1	13.0	157.2	-215.6	-237.9	734.9	662.1	668.5
-686.3	-616.6	-702.2	23.2	214.8	-194.5	-214.7	759.0	683.8	657.8
-654.7	-822.4	-936.6	0.6	62.4	-253.3	-279.6	973.2	876.8	630.5
2296.9	798.2		01.2		410.9		-4817.9		-2296.8

A -0.444 -0.18 B 0.205 -0.205 C 0.181 -0.183 D -0.202 -0.202 E -0.182 -0.444

-82.6		525.4		9.3		-159.2		558.8		79.5
-86.6		393.9		5.3		-122.2		435.8		83.0
-86.5		391.0		3.0		-135.4		422.0		84.3
-86.4		391.6		8.6		-131.0		433.1		83.0
-140.5	-1055.4	583.6	64.3	10.8	-267.8	-180.9	1247.7	648.2	1059.0	136.1
-140.6	-940.7	584.2	252.6	11.9	-289.1	-182.7	1295.4	654.1	1040.3	135.6
-140.0	-932.2	589.5	237.2	140.5	-290.5	-181.9	1149.9	936.9	1092.5	129.1
-134.5	-931.3	661.4	235.1	35.8	-287.5	-168.5	1139.5	709.8	1096.8	131.4
3828		7497		151.92		684.82		8029.9		-3828.1

M 0.403 0.150 I 0.169 0.169 K 0.150 0.151 J 0.166 0.167 H 0.150 0.403 G

-1084.1		-1189.1		57.1		-294.4		1120.7	
-1128.7		-1059.9		224.2		-317.8		1163.6	
-1132.1		-1050.3		210.5		-319.3		1032.8	
-1132.6		-1049.2		208.7		-316.0		1023.5	
-126.10		-612.1		33.1		-156.1		657.5	
-131.6		-545.6		130.0		-168.5		682.6	
-132.0		-540.7		122.1		-169.3		605.9	
-132.0		-540.1		121.0		-167.5		600.5	
									123.5
									121.3
									127.4
									127.9

Momentos Finales:

Los momentos finales, son igual al Momento inicial, más el doble del momento debido al giro y más el momento debido al giro del lado opuesto.

$$M_{ab} = 2296.87 - 685.3 - 685.3 - 612.9 = 313.37 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{ba} = -2296.87 - 612.9 - 612.9 - 685.3 = -4207.97 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{bc} = 5576.17 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{nm} = -132.10 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{cb} = -7138.57 \text{ " "}$$

$$M_{bl} = -1366.80 \text{ " "}$$

$$M_{cd} = 6808.41 \text{ " "}$$

$$M_{lb} = -1558.80 \text{ " "}$$

$$M_{dc} = -6964.41 \text{ " "}$$

$$M_{lo} = -1080.20 \text{ " "}$$

$$M_{dc} = 7408.50 \text{ " "}$$

$$M_{ol} = -540.10 \text{ " "}$$

$$M_{ed} = -5836.80 \text{ " "}$$

$$M_{ck} = 328.00 \text{ " "}$$

$$M_{ef} = 4313.57 \text{ " "}$$

$$M_{kc} = 360.20 \text{ " "}$$

$$M_{fc} = -301.67 \text{ " "}$$

$$M_{kp} = 242.00 \text{ " "}$$

$$M_{nl} = 631.62 \text{ " "}$$

$$M_{pk} = 121.00 \text{ " "}$$

$$M_{lm} = -5823.32 \text{ " "}$$

$$M_{dj} = -442.90 \text{ " "}$$

$$M_{lk} = 9461.82 \text{ " "}$$

$$M_{jd} = -492.80 \text{ " "}$$

$$M_{kl} = -11904.12 \text{ " "}$$

$$M_{jq} = -335.00 \text{ " "}$$

$$M_{kj} = 11303.08 \text{ " "}$$

$$M_{qj} = -167.50 \text{ " "}$$

$$M_{jk} = -11539.48 \text{ " "}$$

$$M_{oh} = 1514.40 \text{ " "}$$

$$M_{jh} = 12365.50 \text{ " "}$$

$$M_{ho} = 1729.20 \text{ " "}$$

$$M_{hj} = -9895.00 \text{ " "}$$

$$M_{hr} = 1201.00 \text{ " "}$$

$$M_{hg} = 6971.92 \text{ " "}$$

$$M_{rh} = 600.50 \text{ " "}$$

$$M_{gh} = -611.02 \text{ " "}$$

$$M_{fg} = 302.10 \text{ " "}$$

$$M_{am} = -313.30 \text{ " "}$$

$$M_{gf} = 355.20 \text{ " "}$$

$$M_{ma} = -367.40 \text{ " "}$$

$$M_{gs} = 255.80 \text{ " "}$$

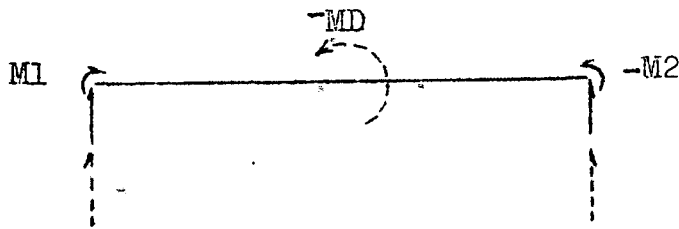
$$M_{mn} = -274.10 \text{ " "}$$

$$M_{sg} = 127.90 \text{ " "}$$

2296.8 -2296.8 6795.0 -6795.0 6703.9 -6703.9 714.8 -7114.8 2296.8 -2296.8
 -685.3 -612.9 -698.1 177.3 156.5 -208.5 -2 0.2 +754.1 679.4 657.9
 -685.3 -612.9 -698.1 177.3 156.5 -208.5 -2 0.2 754.1 679.4 657.9
 -612.9 -685.3 177.3 -698.1 -208.5 156.5 754.1 -230.2 657.9 679.4
313.3 -4207.9 5576.1 -7138.5 6808.4 -6964.4 7408.5 -5836.8 4313.5 -301.6

A	B	C	D	E	F
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-86.4	-391.6	98.6	-131.0	433.1	83.0
-86.4	-391.6	98.6	-131.0	433.1	83.0
-140.5	-583.6	130.8	-180.9	648.2	136.1
<u>-313.3</u>	<u>-1366.8</u>	<u>328.8</u>	<u>-442.9</u>	<u>1514.4</u>	<u>302.1</u>
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-140.5	-3828.1	-11325.1	-11173.5	-11858.0	-3828.1
-140.5	-931.3	235.1	-287.5	1139.5	1096.8
-86.4	-1132.6	98.6	-131.0	-316.0	1023.5
-140.5	-931.3	235.1	-287.5	1139.5	1096.8
-86.4	-1132.6	98.6	208.7	-131.0	1023.5
<u>-367.4</u>	<u>-6823.3</u>	<u>1558.8</u>	<u>-11539.4</u>	<u>-9895.0</u>	<u>-611.0</u>
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3828.1	11325.1	11173.1	11858.0	3828.1	
-1132.6	-1049.2	208.7	-316.0	1023.5	
-1132.6	-1049.2	208.7	-316.0	1023.5	
-931.3	235.1	-289.5	1139.5	1096.8	
631.6	9461.8	11303.0	12365.5	5971.9	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
-132.1	-540.1	121.0	-167.5	600.5	
-132.1	-540.1	121.0	-167.5	600.5	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
-264.0	-1080.2	242.0	-335.0	1201.0	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
<u>132.1</u>	<u>-540.1</u>	<u>-121.0</u>	<u>-167.5</u>	<u>600.5</u>	<u>127.9</u>
132.1					

Determinación de los Momentos



V isos $WL/2$
 V hiper. MD/L
 TOTAL R_1 R_2 ; $MD=M_1+M_2$

Barra A-B		A	B
Cortante Isostático	$WL/2$	3675.00	3675.00
Cortante Hiperestático	Suma M/L	<u>1557.84</u>	<u>-1557.84</u>
Totales:		5232.84	2117.16

Barra B-C			Pie B-L		
B	C		B	L	
$WL/2$	5321.00	5321.00	$WL/2$	0.00	0.00
Suma M/L	<u>363.30</u>	<u>-363.30</u>	Suma M/L	<u>-1170.20</u>	<u>1170.20</u>
Total:	6684.30	5957.70	Total:	-1170.20	1170.20

Barra C-D			Pie L-O		
C	D		L	O	
Total:	5561.20	5496.80	Total:	-600.10	600.10

Barra D-E			Pie C-K		
D	E		C	K	
Total:	6110.80	6825.20	Total:	275.30	-275.30

Barra E-F			Pie K-P		
E	F		K	P	
Total:	2070.20	5279.80	Total:	13.4	-13.4

Barra M-L			Pie D-J		
M	L		D	J	
Total:	8601.00	3648.00	Total:	374.3	-374.3

Barra L-K			Pie J-Q		
L	K		J	Q	
Total:	11103.00	9967.00	Total:	-186.11	186.11

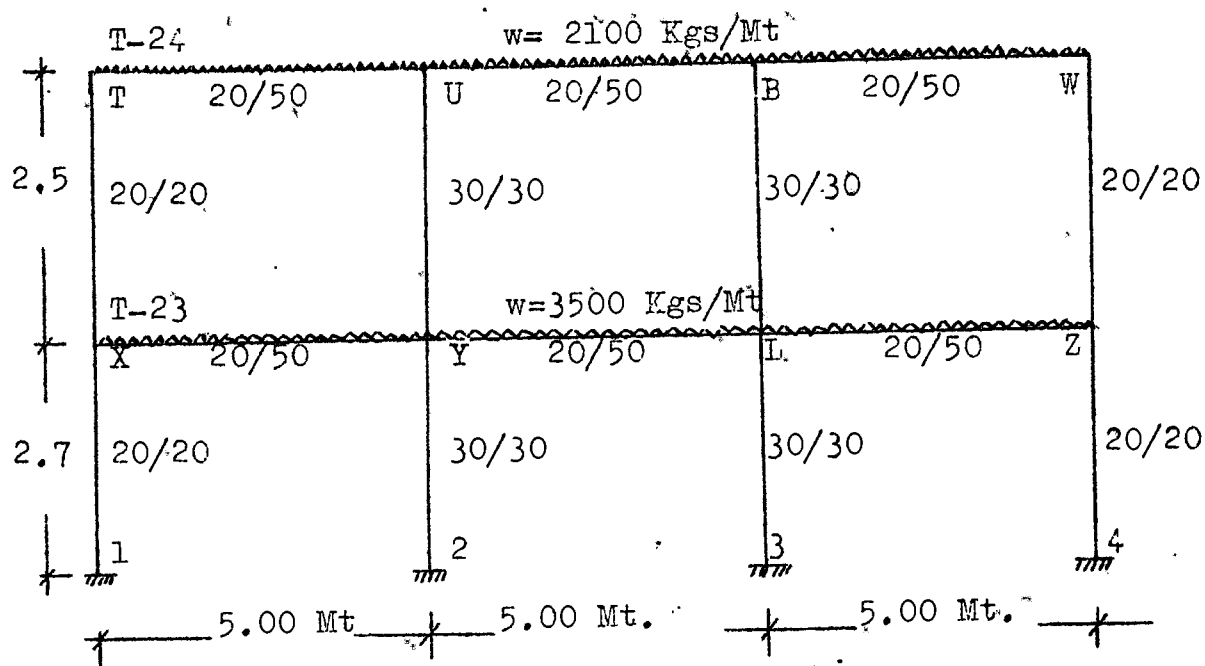
Barra K-J			Pie E-H		
K	J		E	H	
Total:	9263.70	9166.30	Total:	1297.44	-1297.44

Barra J-H			Pie H-R		
J	H		H	R	
Total:	10218.50	11341.50	Total:	667.20	-667.20

Barra H-G			Pie F-G		
H	G		F	G	
Total:	3580.60	8679.40	Total:	262.90	-262.90

Barra A-M			Pie G-S		
A	M		G	S	
Total:	-272.28	272.28	Total:	142.10	-142.10

Pie M-N		
M	N	
Total:	-146.70	146.70



$$k = \text{Rigidez en las Barras} = \frac{1000I}{L} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Barras: TU, UB, BW, WZ, XY, YL, LZ.

$$I = \frac{0.53 \times 20^4}{12} = 0.002083 \text{ Mts.}^4 \quad k = 0.417$$

Pies laterales TX, WZ.

$$I = 0.000133 \text{ Mts.}^4 \quad k = 0.053$$

Pies laterales X1, Z4.

$$I = 0.000133 \text{ Mts.}^4 \quad k = 0.049$$

Pies centrales UY, BL.

$$I = 0.000675 \text{ Mts.}^4 \quad k = 0.27$$

Pies centrales Y2, L3.

$$I = 0.000675 \text{ Mts.}^4 \quad k = 0.25$$

Calculo de los factores de distribución (F)

El factor de distribución de una barra, va a ser igual a $\frac{1}{2}$ que multiplica la rigidez de la barra, entre la suma de las rigideces de todas las trabes y columnas que llegan al punto inicial de la barra que se analiza.

$$F_{tu} = -\frac{1}{2} \frac{0.417}{(0.417+0.053)} = -0.444$$

$$F_{tx} = -\frac{0.053}{0.94} = -0.056$$

$$F_{tu} = -0.189$$

$$F_{bu} = -0.189$$

$$F_{wz} = -0.056$$

$$F_{xt} = -0.051$$

$$F_{yu} = -0.100$$

$$F_{ly} = -0.154$$

$$F_{l3} = -0.092$$

$$F_{z4} = -0.047$$

$$F_{uy} = -0.122$$

$$F_{bl} = -0.122$$

$$F_{wb} = -0.444$$

$$F_{xy} = -0.402$$

$$F_{yl} = -0.154$$

$$F_{lb} = -0.100$$

$$F_{z1} = -0.402$$

$$F_{ub} = -0.189$$

$$F_{bw} = -0.189$$

$$F_{xl} = -0.047$$

$$F_{yx} = -0.154$$

$$F_{yz} = -0.192$$

$$F_{lz} = -0.154$$

$$F_{zw} = -0.051$$

Cálculo de los Momentos iniciales.

$$M_{tu} = M_{ub} = M_{bw} = -M_{ut} = -M_{bu} = M_{wb} = \frac{WL^2}{12} = 6,562.50 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{xy} = -M_{yx} = M_{yl} = -M_{ly} = M_{lz} = -M_{zl} = \frac{WL^2}{12} = 10,937.50 \text{ Kgs.-Mt.}$$

En seguida se obtienen los momentos desequilibrantes para cada nudo y se hacen las compensaciones correspondientes:

Compensación en Z:

$$M_z = F(MD_z + \text{Suma } M_{xz})$$

MD = Momento desequilibrante

$$M_z = (-10937.5+0)(-0.402) = 4,397.5$$

$$(-0.051) = 557.8$$

$$(-0.047) = 514.0$$

Compensación en W:

$$M_w = (-6562.5 \times 557.8)(-0.444) = 2,666.1$$

$$(-0.056) = 336.3$$

Compensación en L:

$$M_l = (0+4397.5)(-0.154) = -677.2$$

$$(-0.100) = -439.8$$

$$(-0.154) = -677.2$$

$$(-0.092) = -404.5$$

Compensación en B:

$$M_b = (2666.1 - 439.8)(-0.189) = 420.8$$

$$(-0.189) = 420.8$$

$$(-0.122) = -271.6$$

El cuadro que se presenta a continuación muestra las compensaciones realizadas hasta el punto que se alcanza la fase del equilibrio.

-2905.7	560.1	560.1	-558.4	-558.4	2898.1
-2902.2	552.6	552.6	-543.7	-543.7	2869.4
-2881.8	508.1	508.1	-469.5	-469.5	2845.2
-2696.2	71.6	71.6	-420.8	-420.8	2666.1
6562.5	0.0	0.0	0.0	0.0	-6562.5
\bar{F}	\bar{U}	\bar{U}	\bar{B}	\bar{B}	\bar{W}
-0.444	-0.189	-0.189	-0.189	-0.189	-0.444
-0.056	-0.122	-0.122	-0.122	-0.122	-0.056
-340.1	46.2	46.2	-271.6	46.2	336.3
-363.5	328.0	328.0	-303.1	328.0	358.9
-366.0	356.7	356.7	-351.0	356.7	361.6
-366.5	361.5	361.5	-360.2	361.5	365.5
-578.2	497.2	497.2	-498.3	497.2	578.7
-578.7	501.5	501.5	-500.7	501.5	573.5
-580.1	504.3	504.3	-432.7	504.3	575.2
-561.1	42.1	42.1	-439.8	42.1	557.8
10937.5	0.0	0.0	0.0	0.0	-10937.5
\bar{X}	\bar{Y}	\bar{Y}	\bar{L}	\bar{L}	\bar{Z}
-0.402	-0.154	-0.154	-0.154	-0.154	-0.402
-0.047	-0.092	-0.092	-0.092	-0.092	-0.047
-4422.9	64.8	64.8	-677.2	64.8	4397.8
-4572.3	776.6	776.6	-666.4	776.6	4533.9
-4561.3	772.4	772.4	-771.1	772.4	4520.5
-4557.6	765.7	765.7	-767.4	765.7	4561.5
-517.1	38.7	38.7	-404.5	38.7	514.0
-534.6	464.0	464.0	-398.1	464.0	530.1
-533.3	461.4	461.4	-460.7	461.4	528.5
-532.8	457.4	457.4	-458.4	457.4	533.3
(1)	(2)	(2)	(3)	(3)	(4)

Momentos finales:

Los momentos finales, son igual al momento inicial, más el doble del momento debido al giro y más el momento debido al giro del lado opuesto.

$M_{tu} = 6562.5 - 2905.7 - 2905.7 + 560.1 = +1,311.2$	Kgs.-Mt.		
$M_{ut} = -6562.5 + 560.1 + 560.1 - 2905.7 = -8,348.0$	" "		
$M_{ub} = 7124.3$	Kgs.-Mt.	$M_{x1} = -1065.6$	Kgs.-Mt.
$M_{bu} = -7119.2$	" "	$M_{1x} = -532.8$	" "
$M_{bw} = 8343.8$	" "	$M_{uy} = 1220.2$	" "
$M_{wb} = -1324.7$	" "	$M_{yu} = 1364.9$	" "
$M_{xy} = 2588.0$	" "	$M_{y2} = 914.8$	" "
$M_{yx} = -13963.7$	Kgs.-Mt.	$M_{2y} = 457.4$	" "
$M_{y1} = 11701.5$	" "	$M_{b1} = -1218.7$	" "
$M_{1y} = -11706.6$	" "	$M_{1b} = -1356.8$	" "
$M_{1z} = 13964.2$	" "	$M_{13} = -916.8$	" "
$M_{z1} = -2581.9$	" "	$M_{31} = -458.4$	" "
$M_{tx} = -1311.2$	" "	$M_{wz} = 1309.7$	" "
$M_{xt} = -1522.9$	" "	$M_{zw} = 1522.9$	" "
$M_{z4} = 1066.6$	" "	$M_{4z} = 533.3$	" "

El cuadro que se presenta en la siguiente página muestra -- los momentos finales en toda la estructura.

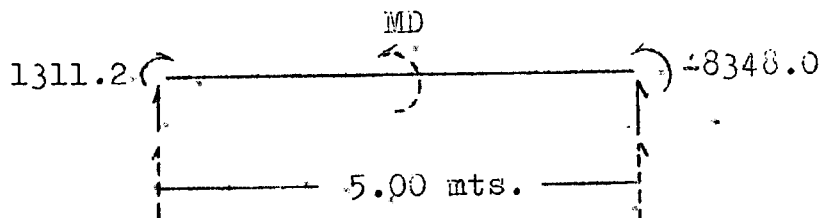
<u>1311.2</u>	<u>-8348.0</u>	<u>7124.3</u>	<u>-7119.2</u>	<u>8343.8</u>	<u>-1324.7</u>
560.1	-2905.7	-558.4	560.1	2898.1	-558.4
-2905.7	560.1	560.1	-558.4	-558.4	2898.1
-2905.7	560.1	560.1	-558.4	-558.4	2898.1
<u>6562.5</u>	<u>-6562.5</u>	<u>6562.5</u>	<u>-6562.5</u>	<u>6562.5</u>	<u>-6562.5</u>

T		U		B	W
0.0		0.0		0.0	0.0
-366.5		361.5		-360.2	365.5
-366.5		361.5		-360.2	365.5
-578.2		497.2		-498.3	578.7
<u>-1311.2</u>		<u>1220.2</u>		<u>-1218.7</u>	<u>1309.7</u>
-1522.9		1364.9		-1356.8	1522.9
-366.5		361.5		-360.2	365.5
-578.2		497.2		-498.3	578.7
-578.2		497.2		-498.3	578.7
0.0		0.0		0.0	0.0

X		Y		L	Z
10937.5	-10937.5	10937.5	-10937.5	10937.5	-10937.5
-4557.6	765.7	765.7	-767.4	-767.4	4561.5
-4557.6	765.7	765.7	-767.4	-767.4	4561.5
765.7	-4557.6	-767.4	765.7	4561.5	-767.4
<u>2588.0</u>	<u>-13963.7</u>	<u>11701.5</u>	<u>-11706.6</u>	<u>13964.2</u>	<u>-2581.9</u>
0.0	0.0			0.0	0.0
-532.8	457.4			-458.4	533.3
-532.8	457.4			-458.4	533.3
0.0	0.0			0.0	0.0
<u>-1065.6</u>	<u>914.8</u>			<u>-916.8</u>	<u>1066.6</u>

(1)	(2)	(3)	(4)
0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0
-532.8	457.4	458.4	533.3
<u>-532.8</u>	<u>457.4</u>	<u>458.4</u>	<u>533.3</u>

Determinación de los cortantes.



V iso.	5250.0	5250.0
V hiper.	1407.4	-1407.4
TOTAL	6657.4	3842.6

$$MD = 1311.2 - 8348 =$$

$$MD = -7036.8$$

Barra T-U		T	U
Cortante isostático $wL/2$		5250.0	5250.0
Cortante hiperestático Suma M/L		1407.4	-1407.4
Cortante total:		6657.4	3842.6

Barra U-B		U	B
Cortante isostática $wL/2$		5250.0	5250.0
Cortante hiperestática Suma M/L		-1.0	1.0
Cortante total:		5249.0	5251.0

Barra B-W	B	W	Pic U-Y	U	Y
Total:	3846.2	6653.8	Total:	1034.0	-1034.0

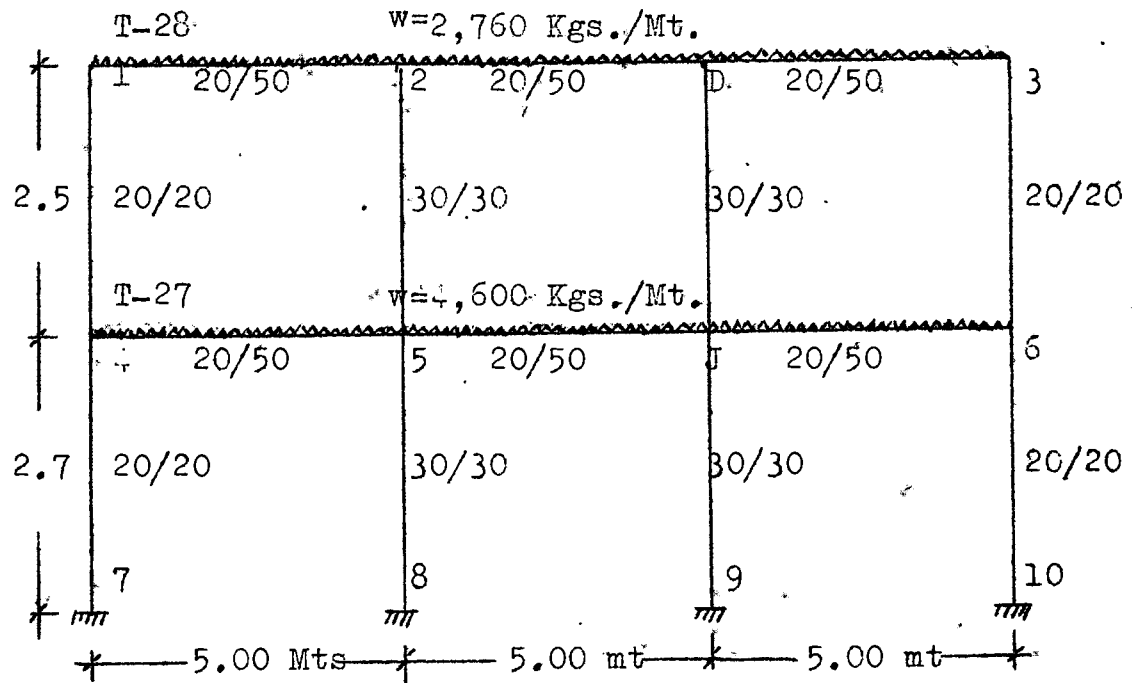
Barra X-Y	X	Y	Pic Y-2	Y	2
Total:	11025.1	6474.9	Total:	508.2	-508.2

Barra Y-L	Y	L	Pic B-L	B	L
Total:	8751.0	8749.0	Total:	-1030.2	1030.2

Barra L-Z	L	Z	Pic L-3	L	3
Total:	6473.5	11026.5	Total:	-509.3	509.3

Pic T-X	T	X	Pic W-Z	W	Z
Total:	-1133.64	1133.64	Total:	1133.04	-1133.04

Pic X-1	X	1	Pic Z-4	Z	4
Total:	-592.0	592.0	Total:	592.6	-592.6



$$k = \text{Rigidez en las Barras} = \frac{1000I}{L} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Rigidez de las Barras:

$$I = \frac{0.50^3 \times 20}{12} = 0.002083 \text{ M}^4 \quad k = 0.417$$

Pies laterales 1-4, 3-6.

$$I = 0.000133 \text{ M}^4 \quad k = 0.053$$

Pies centrales 2-5, D-J.

$$I = 0.000675 \text{ M}^4 \quad k = 0.27$$

Pies laterales 4-7, 6-10.

$$I = 0.000133 \text{ M}^4 \quad k = 0.049$$

Pies centrales 5-8, J-9.

$$I = 0.000675 \text{ M}^4 \quad k = 0.25$$

Cálculo de los factores de distribución (F)

El factor de distribución de una barra, va a ser igual a $\frac{1}{2}$ que multiplica la rigidez de la barra, entre la suma de las rigideces de todas las trabes y columnas que llegan al punto inicial de la barra que se analiza.

$$i1-2 = -\frac{1}{2} \frac{0.417}{(0.417+0.053)} = -0.444$$

$$F1-4 = -0.056$$

$$F3-6 = -0.056$$

$$Fj-5 = -0.154$$

$$F2-1 = -0.189$$

$$F4-1 = -0.051$$

$$Fj-d = -0.100$$

$$F2-D = -0.189$$

$$F4-5 = -0.402$$

$$Fj-6 = -0.154$$

$$F2-5 = -0.122$$

$$F4-7 = -0.047$$

$$Fj-9 = -0.092$$

$$FD-2 = -0.189$$

$$F5-4 = -0.154$$

$$F6-j = -0.402$$

$$FD-3 = -0.189$$

$$F5-2 = -0.100$$

$$F6-3 = -0.051$$

$$FD-J = -0.122$$

$$F5-8 = -0.154$$

$$F6-10 = -0.47$$

$$F3-D = -0.444$$

$$F5-8 = -0.092$$

Cálculo de los Momentos iniciales.

$$M1-2 = M2-d = Md-3 = -M2-1 = -Md-2 = -M3-d = \frac{WL^2}{12} = 8,625 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M4-5 = M5-j = Mj-6 = -M5-4 = Mj-5 = -M6-j = \frac{WL^2}{12} = 14,375 \text{ Kgs.-Mt.}$$

A continuación se obtienen los momentos desequilibrantes para cada nudo y se hacen las compensaciones correspondientes.

MD = Momento desequilibrante.

Compensación en 4:

$$M4 = F(MD4 + \text{Suma } Mx-4)$$

$$M4 = (14375 + 0 + 0) \begin{pmatrix} (-0.051) \\ (-0.402) \\ (-0.047) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -733.1 \\ -5778.8 \\ -675.7 \end{pmatrix}$$

Compensación en 1:

$$M1 = (8625 - 733.1 + 0) \begin{pmatrix} (-0.444) \\ (-0.056) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -3504.0 \\ -441.9 \end{pmatrix}$$

Compensación en 5:

$$M5 = (-5778.8 + 0 + 0) \begin{pmatrix} (-0.154) \\ (-0.100) \\ (-0.154) \\ (-0.092) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 889.9 \\ 577.9 \\ 889.9 \\ 531.6 \end{pmatrix}$$

Compensación en 2:

$$M2 = (-3504.0 + 577.9) \begin{pmatrix} (-0.189) \\ (-0.189) \\ (-0.122) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 553.0 \\ 553.0 \\ 357.0 \end{pmatrix}$$

El cuadro que se presenta a continuación muestra las compensaciones realizadas hasta el punto en que se alcanza la fase del equilibrio.

-3808.7	733.1	733.1	-735.8	-735.8	3,818.8
-3772.2	713.4	713.4	-724.7	-724.7	3,813.6
-3739.4	614.9	614.9	-651.8	-651.8	3,780.2
-3504.0	553.0	553.0	-87.7	-87.7	3,500.1

8625	0.0	0.0	0.0	0.0	-8625
-70,444	-0.189	-0.189	-0.189	-0.189	-0,444
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
-0.056	0.122	0.122	0.122	0.122	-0.056
-441.9	357.0	357.0	-56.6	441.6	
-671.6	396.9	396.9	-420.8	476.8	
-475.8	460.5	460.5	-467.8	481.0	
-480.4	473.2	473.2	-475.0	481.6	
-759.8	654.4	654.4	-653.5	759.9	
-743.9	649.3	649.3	-659.3	760.6	
-756.0	573.9	573.9	-666.1	762.9	
-733.1	577.9	577.9	-89.0	740.1	
-0.051	-0.100	-0.100	-0.100	-0.051	
14375	0.0	0.0	0.0	0.0	-14375
-0.402	-0.154	-0.154	-0.154	-0.154	-0,402
(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
-0.047	0.092	0.092	0.092	0.092	-0.047
-5778.8	889.9	889.9	-137.0	5833.8	
-5958.8	883.8	883.8	-1025.8	6013.6	
-5864.1	999.9	999.9	-1015.3	5995.2	
-5989.1	1007.8	1007.8	-1006.4	5990.0	
-675.7	531.6	531.6	-81.9	682.1	
-696.7	528.0	528.0	-612.8	703.1	
-685.6	597.4	597.4	-606.5	700.9	
-700.2	602.0	602.0	-601.2	700.3	
(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)

Momentos finales:

Los momentos finales, son igual al momento inicial, más el doble del momento debido al giro y más el momento debido al giro del lado opuesto.

$$M1-2 = 8625.0 - 3808.7 - 3808.7 + 733.1 = 1,740.7 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M2-1 = -8625.0 + 733.1 + 733.1 - 3808.7 = -10,967.5 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M2-d = 9355.4 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$Md-2 = -9363.5 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$Md-3 = 10972.2 \text{ " "}$$

$$M3-d = -1723.2 \text{ " "}$$

$$M1-4 = -1720.6 \text{ " "}$$

$$M4-1 = -2000.0 \text{ " "}$$

$$M2-5 = 1601.0 \text{ " "}$$

$$M5-2 = 1782.0 \text{ " "}$$

$$Md-j = -1585.5 \text{ " "}$$

$$Mj-d = -1746.0 \text{ " "}$$

$$M3-6 = 1723.1 \text{ " "}$$

$$M6-3 = 2001.4 \text{ " "}$$

$$M4-5 = 3404.6 \text{ " "}$$

$$M5-4 = -18348.5 \text{ " "}$$

$$M5-j = 15384.2 \text{ " "}$$

$$Mj-5 = -15380.0 \text{ " "}$$

$$Mj-6 = 18352.2 \text{ " "}$$

$$M6-j = -3401.4 \text{ " "}$$

$$M4-7 = -1400.4 \text{ " "}$$

$$M7-4 = -700.2 \text{ " "}$$

$$M5-8 = 1204.0 \text{ " "}$$

$$M8-5 = 602.0 \text{ " "}$$

$$Mj-9 = -1202.4 \text{ " "}$$

$$M9-j = -601.2 \text{ " "}$$

$$M6-10 = 1400.6 \text{ " "}$$

$$M10-6 = 700.3 \text{ " "}$$

El cuadro que se presenta en la siguiente página muestra -- los momentos finales en toda la estructura.

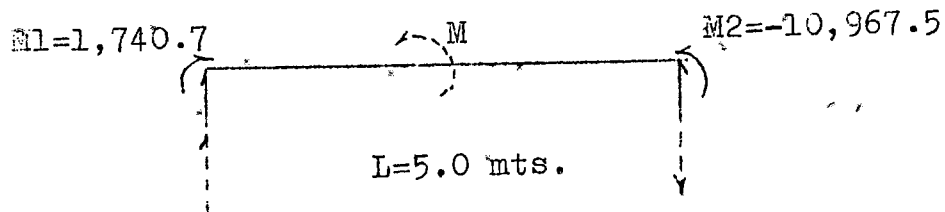
<u>1740.7</u>	<u>-10967.5</u>	<u>9355.4</u>	<u>-9363.5</u>	<u>10972.2</u>	<u>-1723.2</u>
733.1	-3808.7	-735.8	733.1	3818.8	-735.8
-3808.7	733.1	733.1	-735.8	-735.8	3818.8
-3808.7	733.1	733.1	-735.8	-735.8	3818.8
-8625.0	-8625.0	8625.0	-8625.0	8625.0	-8625.0

(1)		(2)		(D)	(3)
0.0		0.0		0.0	0.0
-480.4		473.2		-475.0	481.6
-480.4		473.2		-475.0	481.6
-759.8		654.4		-635.5	759.9
<u>-1720.6</u>		<u>1601.0</u>		<u>-1575.5</u>	<u>1723.1</u>
-2000.0		1782.0		-1746.0	2001.4
-480.4		473.2		-475.0	481.6
-759.8		654.4		-635.5	759.9
-759.8		654.4		-635.5	759.9
0.0		0.0		0.0	0.0

(4)		(5)		(J)	(6)
14375.0	-14375.0	14375.0	-14375.0	14375.0	-14375.0
-5989.1	1007.8	1007.8	-1006.4	-1006.4	5990.0
-5989.1	1007.8	1007.8	-1006.4	-1006.4	5990.0
1007.8	-5989.1	-1006.4	1007.8	5990.0	-1006.4
<u>3404.6</u>	<u>-18348.5</u>	<u>15384.2</u>	<u>-15380.0</u>	<u>18352.2</u>	<u>-3401.4</u>
0.0		0.0		0.0	0.0
-700.2		602.0		-601.2	700.3

(7)		(8)		(9)	(10)
-700.2		602.0		-601.2	700.3
0.0		0.0		0.0	0.0
<u>-1400.4</u>		<u>1204.0</u>		<u>-1202.4</u>	<u>1400.6</u>
0.0		0.0		0.0	0.0
0.0		0.0		0.0	0.0
0.0		0.0		0.0	0.0
-700.2		602.0		-601.2	700.3
<u>-700.2</u>		<u>602.0</u>		<u>-601.2</u>	<u>700.3</u>

Determinación de los Cortantes.



V iso.	6900.0	6900.0	$M_D = 1,740.7 - 10,967.5 =$
V hiper.	1845.4	-1845.4	$M_D = 9226.8$
TOTAL	8745.4	-5054.6	

Barra 1-2		1	2
Cortante isostático $wL/2$		6900.0	-6900.0
Cortante hiperestático Suma M/L		1845.4	-1845.4
Totales:		8745.4	5054.6

Barra 2-D		2	D
Cortante isostática $wL/2$		6900.0	6900.0
Cortante hiperestática Suma M/L		1.6	-1.6
Totales:		6901.6	6898.4

Barra D-3		D	3
Cortante isostático $wL/2$		6900.0	6900.0
Cortante hiperestático Suma M/L		-1849.8	1849.8
Totales:		5050.2	8749.8

Barra 4-5	4	5	Barra 5-J	5	J
Total:	14488.8	8511.2	Total:	11499.2	11500.8

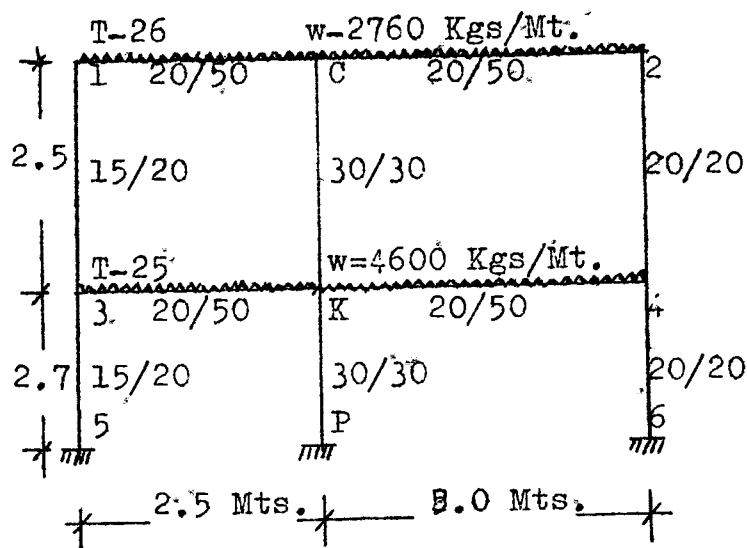
Barra J-6	J	6	Pic 1-4	1	4
Total:	8509.8	14490.2	Total:	-1488.2	1488.2

Pic 2-5	2	5	Pic 5-8	5	8
Total:	1353.2	-1353.2	Total:	668.9	-668.9

Pic D-J	D	J	Pic 3-6	3	6
Total:	-1332.6	1332.6	Total:	1489.8	-1489.8

Pic 4-7	4	7	Pic J-9	J	9
Total:	-778.0	778.0	Total:	-668.0	668.0

Pic 6-10	6	10
Total:	778.1	-778.1



$k = \text{Rigidez en las Barras} = \frac{1000I}{L}$

$I = \frac{bh^3}{12}$

Barras C-2, K-4:

$I = \frac{0.50^3 \times 20}{12} = 0.002083 \text{ M}^4$

$k = 0.429$

Barras 1-C, 3-K:

$I = 0.002083 \text{ M}^4$

$k = 0.833$

Pie 2-4:

$I = 0.000133 \text{ M}^4$

$k = 0.0533$

Pie 4-6:

$I = 0.000133 \text{ M}^4$

$k = 0.0493$

Pie C-K:

$k = 0.27$

Pie K-P:

$k = 0.25$

Pie 1-3:

$I = 0.0001 \text{ M}^4$

$k = 0.04$

Pie 3-5:

$I = 0.001$

$k = 0.037$

Cálculo de los factores de distribución (F).

El factor de distribución de una barra, va a ser igual a $-\frac{1}{2}$

el cual multiplica la rigidez de la barra, y va dividida entre la suma de las rigideces de las traveses y columnas que concurren al punto inicial de la barra que se analiza.

$$F_{1-c} = - \frac{1}{2} \frac{0.83}{(0.83+0.04)} = -0.477$$

$F_{1-3} = -0.023$	$F_{c-1} = -0.272$	$F_{c-k} = -0.088$
$F_{c-2} = -0.140$	$F_{2-c} = -0.445$	$F_{2-4} = -0.055$
$F_{3-1} = -0.022$	$F_{3-k} = -0.458$	$F_{3-5} = -0.020$
$F_{k-3} = -0.317$	$F_{k-c} = -0.010$	$F_{k-4} = -0.163$
$F_{k-c} = -0.010$	$F_{4-k} = -0.404$	$F_{4-3} = -0.050$
$F_{4-6} = -0.046$		

Cálculo de los Momentos iniciales.

$$M_{1-c} = -M_{c-1} = \frac{wL^2}{12} = 1,437.5 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{3-k} = -M_{k-3} = 2395.8 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{c-2} = -M_{2-c} = 5750.0 \quad " \quad "$$

$$M_{k-4} = -M_{4-k} = 9583.3 \quad " \quad "$$

A continuación se obtienen los momentos desequilibrantes para cada nudo y se hacen las compensaciones correspondientes.

MD = Momento desequilibrante.

Compensación en 4:

$$M_4 = (0+0-9583.3) \begin{pmatrix} (-0.046) = 440.8 \\ (-0.404) = 3871.7 \\ (-0.050) = 479.2 \end{pmatrix}$$

Compensación en 2:

$$M_2 = (-5750.0+479.2) \begin{pmatrix} (-0.055) = 289.9 \\ (-0.445) = 2345.5 \end{pmatrix}$$

Compensación en K:

$$M_K = (7187.5+3871.7) \begin{pmatrix} (-0.317) = -3505.8 \\ (-0.010) = -110.6 \\ (-0.163) = -1802.7 \\ (-0.010) = -110.6 \end{pmatrix}$$

El cuadro que se presenta a continuación muestra las compensaciones realizadas hasta el punto en que se alcanza la fase del equilibramiento.

233.4	-1954.4	-1005.9	2757.8
231.7	-1951.3	-1004.3	2754.0
223.7	-1934.2	-995.5	2733.5
180.8	-1841.1	-947.6	2345.5

1437.5	4312.5	-5750.0
-0.477	-0.272	-0.140
(1)	(C)	(2)
8.7	-595.6	289.9
10.8	-625.8	337.8
11.2	-631.3	340.4
11.2	-632.3	340.9
28.2	-116.4	557.0
28.1	-116.4	556.7
27.8	-115.8	554.8
24.4	-110.6	479.2
2395.8	7187.5	9583.3
-0.458	-0.317	-0.163
(3)	(K)	(4)
506.2	-3505.8	-1802.7
577.6	-3671.1	-1887.7
587.3	-3689.0	-1896.8
588.0	-3690.9	-1897.8
22.2	-110.6	440.8
25.3	-115.8	510.4
25.6	-116.4	512.1
25.6	-116.4	512.4
(5)	(P)	(6)

Momentos finales:

Los momentos finales, son iguales al momento inicial, más el doble del momento debido al giro y más el momento debido al giro del lado opuesto.

$$M1-c = 1437.5 + 233.4 + 233.4 - 1954.4 = -50.1 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$Mc-1 = -1437.5 - 1954.4 - 1954.4 + 233.4 = -5112.9 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$Mc-2 = 6496.0 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M2-c = -1240.3 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M3-k = -119.1 \quad " \quad "$$

$$Mk-3 = -9189.6 \quad " \quad "$$

$$Mk-4 = 10288.1 \quad " \quad "$$

$$M4-k = -2480.3 \quad " \quad "$$

$$M1-3 = 50.6 \quad " \quad "$$

$$M3-1 = 67.6 \quad " \quad "$$

$$M3-5 = 51.2 \quad " \quad "$$

$$M5-3 = 25.6 \quad " \quad "$$

$$Mc-k = -1381.0 \quad " \quad "$$

$$Mk-c = -865.1 \quad " \quad "$$

$$Mk-p = -232.8 \quad " \quad "$$

$$Mp-k = -116.4 \quad " \quad "$$

$$M2-4 = 1238.8 \quad " \quad "$$

$$M4-2 = 1454.9 \quad " \quad "$$

$$M4-6 = 1024.8 \quad " \quad "$$

$$M6-4 = 512.4 \quad " \quad "$$

El cuadro que se presenta en la siguiente página muestra los momentos finales en toda su estructura.

-50.1
-1954.4
 233.4
 233.4
 1437.5

-5112.9 6496.0
233.4 2757.8
 -1954.4 -1005.9
 -1954.4 -1005.9
 -1437.5 5750.0

-1240.3
-1005.9
 2757.8
 2757.8
 -5750.0

(1)
 0.0
 11.2
 11.2
28.2
 50.6

(C)
 0.0
 -632.3
 -632.3
-116.4
 -1381.0

(2)
 0.0
 340.9
 340.9
557.0
 1238.8

67.6
11.2
 28.2
 28.2
 0.0

-865.1
-632.3
 -116.4
 -116.4
 0.0

1454.9
340.9
 557.0
 557.0
 0.0

(3)
 2395.8
 588.0
 588.0
-3690.9
 -119.1

(K)
 -2395.8 9583.3
 -3690.9 -1897.8
 -3690.0 -1897.8
588.0 4500.4
 -9189.6 10288.1

(4)
 -9583.3
 4500.4
 4500.4
-1897.8
 -2480.3

0.0
 25.6
 (5) 25.6
0.0
 51.2

0.0
 -116.4
 (P) -116.4
0.0
 -232.8

0.0
 512.4
 512.4 (6)
0.0
 1024.8

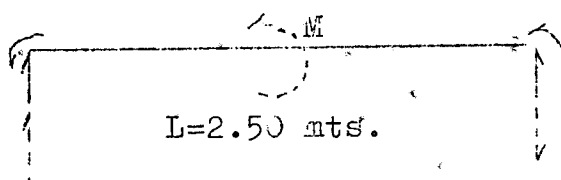
0.0
 0.0
 0.0
25.6
 25.6

0.0
 0.0
 0.0
-116.4
 -116.4

0.0
 0.0
 0.0
512.4
 512.4

Determinación de los cortantes.

Ml=-50.1



Mc=-5,112.9

Viso.	3,450.0	3,450.0	M=-50.1-5,112.9=
V hiper.	2,065.2	-2,065.2	M=-5163.0
TOTAL	5,515.2	1,384.8	

Barra 1-C		1	C
Cortante isostático wL/2		3450.0	3450.0
Cortante hiperestático Suma M/L		2065.2	-2065.2
Cortante total:		5515.2	1384.8

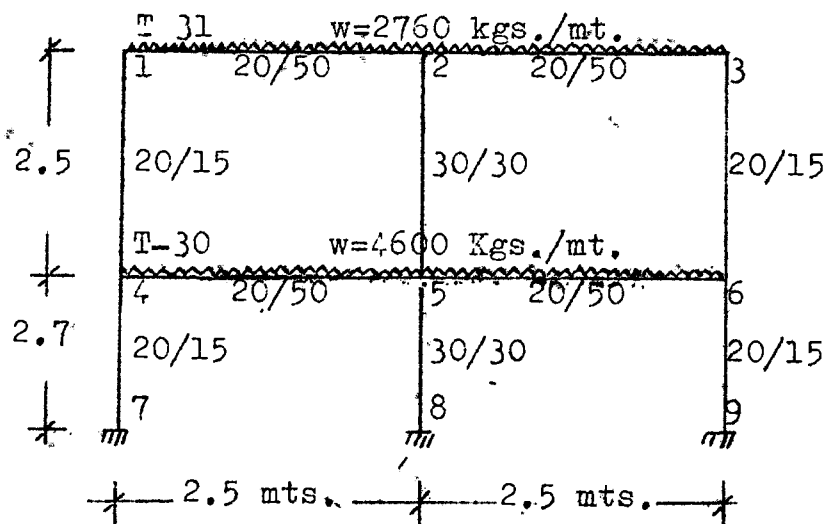
Barra C-2		C	2
Cortante isostático	6693.0	6693.0	
Cortante hiperestático	-1083.6	1083.6	
Cortante total:	5609.4	7776.6	

Barra 3-K	3	K	Barra K-4	K	4
Total:	9473.5	2026.5	Total:	9593.5	12716.5

Pie 1-3	1	3	Pie 3-5	3	5
Total:	47.28	-47.28	Total:	28.4	-28.4

Pie C-K	C	K	Pie K-P	K	P
Total:	-898.4	898.4	Total:	-129.33	129.33

Pie 2-4	2	4	Pie 4-6	4	6
Total:	1077.48	-1077.4	Total:	569.3	-569.3



$$k = \text{Rigidez de las barras} = \frac{1000I}{L}$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Rigideces de las Barras.

$$I = \frac{0.50^3 \times 20}{12} = 0.002083$$

$$k = 0.833$$

Pies 1-4, 3-6:

$$I = 0.0000562$$

$$k = 0.0224$$

Pies 2-5:

$$I = 0.000675$$

$$k = 0.27$$

Pie 5-8:

$$I = 0.000675$$

$$k = 0.25$$

Pie 4-7, 6-9:

$$I = 0.0000562$$

$$k = 0.0208$$

Cálculo de los factores de distribución (F).

El factor de distribución de una barra, va a ser igual a:
 - $\frac{1}{2}$ que multiplican la rigidez de la barra, y va dividida entre la suma de las rigideces de las traveses y columnas que concurren al punto inicial de la barra que se analiza.

$$F1-2 = - \frac{1}{2} \frac{0.833}{(0.833+0.0224)} = -0.487$$

$$F1-4 = -0.013$$

$$F2-5 = -0.070$$

$$F4-1 = -0.100$$

$$F5-4 = -0.191$$

$$F5-8 = -0.057$$

$$F6-9 = -0.012$$

$$F2-3 = -0.215$$

$$F3-2 = -0.487$$

$$F4-5 = -0.308$$

$$F5-2 = -0.062$$

$$F6-5 = -0.475$$

$$F2-1 = -0.215$$

$$F3-6 = -0.013$$

$$F4-7 = -0.092$$

$$F5-6 = -0.191$$

$$F6-3 = -0.013$$

Cálculo de los momentos iniciales:

Barras 1-2, 2-3:

$$M = \frac{wL^2}{12} = 1,437.5 \text{ Kgs.-Mt.}$$

Barras 4-5, 5-6:

$$M = 2395.8 \text{ Kgs.-Mt.}$$

A continuación se obtienen los momentos desequilibrantes para cada nudo y se hacen las compensaciones correspondientes.

MD = Momento desequilibrante.

Compensación en 6:

$$M6 = (-2395.8) \begin{pmatrix} (-0.475) \\ (-0.013) \\ (-0.012) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1138.0 \\ 31.1 \\ 28.7 \end{pmatrix}$$

Compensación en 3:

$$M3 = (-1437.5+31.1) \begin{pmatrix} (-0.487) \\ (-0.013) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 684.9 \\ 18.3 \end{pmatrix}$$

Compensación en 4:

$$M4 = (2395.8) \begin{pmatrix} (-0.092) \\ (-0.100) \\ (-0.308) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -220.4 \\ -239.6 \\ -737.9 \end{pmatrix}$$

Compensación en 1:

$$M1 = (1437.5-239.6) \begin{pmatrix} (-0.013) \\ (-0.487) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -15.6 \\ -583.4 \end{pmatrix}$$

El cuadro que se presenta a continuación muestra las compensaciones sucesivas, realizadas hasta el punto en que se alcanza la fase del equilibramiento.

-579.4	-18.4	-18.4	693.5
-579.6	-18.4	-18.4	693.5
-579.8	-18.3	-18.3	692.6
-583.4	-16.5	-16.5	684.9
1437.5	0.0		-1437.5
-0.487	-0.215	0.215	-0.487
(1)	(2)	(3)	
-15.6	-5.4	18.3	0.013
-15.5	-5.9	18.5	
-15.5	-6.0	18.5	
-15.5	-6.0	18.5	
-229.3	-28.4	32.0	
-229.4	-28.4	32.0	
-230.4	-27.9	31.9	
-239.6	-24.8	31.1	
2395.8	0.0	-2395.8	
-0.308	-0.191	-0.475	
(4)	(5)	(6)	
-737.9	-76.6	1138.7	
-709.5	-86.1	1165.7	
-706.6	-87.4	1170.1	
-706.2	-87.6	1170.7	
-220.4	-22.8	28.7	
-211.9	-25.7	29.4	
-211.1	-26.1	29.6	
-210.9	-26.1	29.6	
(7)	(8)	(9)	

Momentos finales:

Los momentos finales, son iguales al momento inicial, más el doble del momento debido al giro y más el momento debido al giro del lado opuesto.

M1-2 = 260.3 Kgs.-Mt.	M2-1 = -2053.7 Kgs.-Mt.
M2-3 = 2094.2 " "	M3-2 = - 68.9 " "
M4-5 = 895.8 " "	M5-4 = -3277.2 " "
M5-6 = 3391.3 " "	M6-5 = -142.0 " "
M1-4 = -260.3 " "	M4-1 = -474.1 " "
M4-7 = -421.8 " "	M7-4 = -210.9 " "
M2-5 = - 40.4 " "	M5-2 = -62.8 " "
M5-8 = - 52.2 " "	M8-5 = -26.1 " "
M3-6 = 69.0 " "	M6-3 = 82.5 " "
M6-9 = 59.2 " "	M9-6 = 29.6 " "

El cuadro de la siguiente página muestra los momentos finales en toda la estructura..

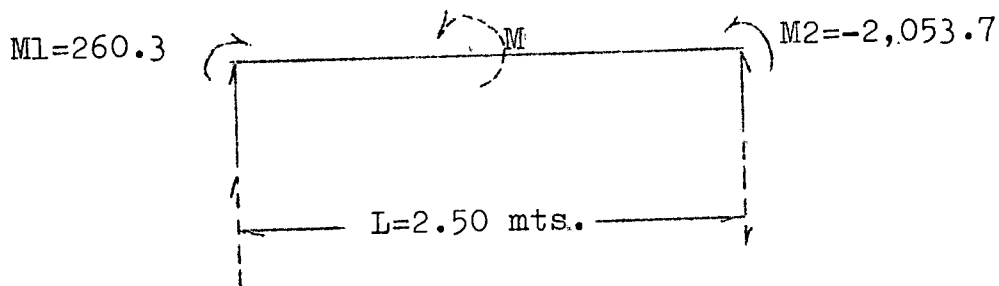
<u>260.3</u>	<u>-2053.7</u>	<u>2094.2</u>	<u>-68.9</u>
-18.4	-579.4	693.5	-18.4
-579.4	-18.4	-18.4	693.5
-579.4	-18.4	-18.4	693.5
1437.5	-1437.5	1437.5	-1437.5

(1)	0.0	(2)	(3)
0.0	-6.0		0.0
-15.5	-6.0		18.5
-15.5	-28.4		18.5
<u>-229.3</u>	<u>-40.4</u>		<u>32.0</u>
-260.3			69.0
	-62.8		82.5
<u>-474.1</u>	-6.0		18.5
-15.5	-28.4		32.0
-229.3	-28.4		32.0
-229.3	0.0		0.0
0.0			

(4)	-2395.8	(5)	(6)
2395.8	-87.6	2395.8	-2395.8
-706.2	-87.6	-87.6	1170.7
-706.2	-87.6	-87.6	1170.7
<u>-87.6</u>	<u>-706.2</u>	<u>1170.7</u>	<u>-87.6</u>
895.8	-3277.2	3391.3	-142.0
	0.0		0.0
0.0	-26.1		29.6
-210.9	-26.1		29.6
-210.9	0.0		0.0
0.0	<u>-52.2</u>		<u>59.2</u>
<u>-421.8</u>			

(7)	(8)	(9)
0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0
-210.9	-26.1	-29.6

Determinación de los Cortantes.



V iso.	3,450.0	3,450.0	$M=260.3-2,053.7=$
V hiper.	717.4	- 717.4	$M=-1,793.4$
TOTAL	4,167.4	2,732.6	

Barra 1-2	1	2
Cortante isostático $wL/2$	3450.0	3450.0
Cortante hiperestático Suma M/L	<u>717.4</u>	<u>-717.4</u>
Cortante total:	4167.4	2732.6

Barra 2-3	2	3
Cortante isostático	3450.0	3450.0
Cortante hiperestático	<u>-810.1</u>	<u>810.1</u>
Cortante total:	2639.9	4260.1

Barra 4-5	4	5	Pie 6-9	6	9
Total:	6702.6	4797.4	Total:	32.9	-32.9

Barra 5-6	5	6
Total:	4450.3	7049.7

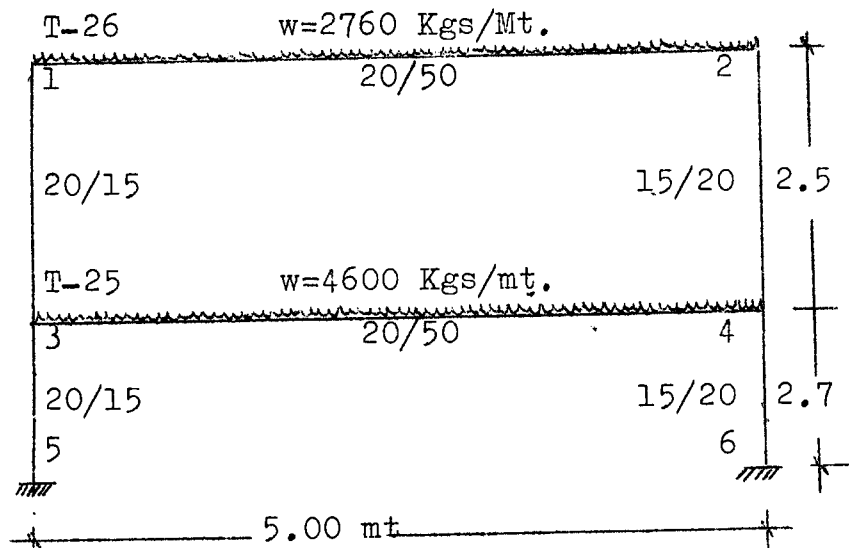
Pie 1-4	1	4
Total:	-292.6	292.6

Pie 2-5	2	5
Total:	-41.3	41.3

Pie 3-6	3	6
Total:	60.6	-60.6

Pie 4-7	4	7
Total:	-234.3	234.3

Pie 5-8	5	8
Total:	-29.0	29.0



$$k = \text{Rigidez de las barras} = \frac{1000I}{L} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Rigideces de las barras.

$$I = \frac{0.50^3 \times 0.20}{12} = 0.002083 \text{ M}^4$$

$$k = 0.416$$

Pie 1-3

Pie 2-4

$$I = 0.0000562 \text{ M}^4 \quad k = 0.0224$$

$$I = 0.0001 \text{ M}^4$$

$$k = 0.04$$

Pie 3-5

Pie 4-6

$$I = 0.0000562 \text{ M}^4 \quad k = 0.0208$$

$$I = 0.0001 \text{ M}^4$$

$$k = 0.037$$

Cálculo de los factores de distribución (F)

El factor de distribución de una barra, va a ser igual a:
 $-\frac{1}{2}$ que multiplica la rigidez de la barra, y va dividida entre la suma de las rigideces de las trabes y columnas que concurren al punto inicial de la barra que se analiza.

$$F_{1-2} = -\frac{1}{2} \frac{0.4166}{(0.4166+0.0224)} = -0.474$$

$$F_{1-3} = -0.026$$

$$F_{2-1} = -0.456$$

$$F_{2-4} = -0.044$$

$$F_{3-1} = -0.024$$

$$F_{3-4} = -0.453$$

$$F_{3-5} = -0.023$$

$$F_{4-3} = -0.422$$

$$F_{4-2} = -0.041$$

$$F_{4-6} = -0.037$$

Cálculo de los momentos iniciales:

$$M1-2 = -M2-1 = wL^2/12 = 5750.0 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M3-4 = -M4-3 = 9583.3 \text{ Kgs.-Mt.}$$

A continuación se obtienen los momentos desequilibrantes en cada nudo y se hacen las compensaciones correspondientes.

Compensación en 4:

$$M4 = (-9583.3+0+0) \begin{pmatrix} -0.422 \\ -0.041 \\ -0.037 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 4044.2 \\ 392.9 \\ 354.6 \end{pmatrix}$$

El cuadro que se presenta a continuación muestra las compensaciones sucesivas, realizadas hasta el punto en que se alcanza la fase del equilibramiento.

	-4637.1		4424.3	
	-4630.7		4410.9	
	-4600.9		4346.9	
	-4455.4		4031.9	
5750	-3728.3		2442.8	-5750
	-0.474	—————	-0.456	
	-204.5		235.7	
	-244.4		389.0	
	-252.4		419.4	
	-254.0		425.6	
	-254.4		426.9	
	-391.3		678.3	
	-391.4		677.8	
	-390.3		672.8	
	-382.3		636.4	
	-327.1		392.9	
	9583.3		-9583.3	
	-0.453	—————	-0.422	
	-6173.3		4044.2	
	-7215.7		6549.8	
	-7367.5		6925.0	
	-7387.3		6976.6	
	-7386.6		6982.0	
	-313.4		354.6	
	-366.4		574.3	
	-374.1		607.2	
	-375.1		611.7	
	-375.1		612.2	

Momentos finales:

Los momentos finales, son iguales al momento inicial, más el doble del momento debido al giro en ese punto y más el momento debido al giro del lado opuesto.

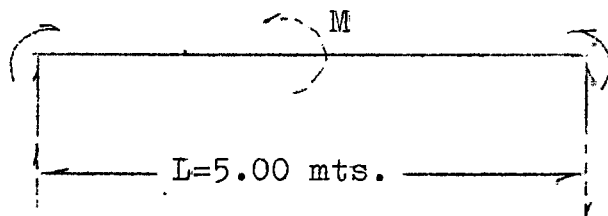
M1-2 = 900.1 Kgs.-Mt.	M2-1 = -1538.5 Kgs.-Mt.
M3-4 = 1792.1 " "	M4-3 = -3005.9 " "
M1-3 = -900.1 " "	M3-1 = -1037.0 " "
M2-4 = 1532.1 " "	M4-2 = 1783.5 " "
M3-5 = -750.2 " "	M5-3 = -375.1 " "
M4-6 = 1224.4 " "	M6-4 = 612.2 " "

El siguiente cuadro muestra los momentos finales en toda la estructura.

<u>900.1</u>	<u>-1538.5</u>
4424.3	-4637.1
-4637.1	4424.3
-4637.1	4424.3
5750.0	-5750.0
(1) 0.0	0.0 (2)
-254.4	426.9
-254.4	426.9
-391.3	678.3
<u>-900.1</u>	<u>1532.1</u>
-1037.0	1783.5
-254.4	426.9
-391.3	678.3
-391.3	678.3
0.0	0.0
(3) <u>9583.3</u>	-9583.3 (4)
-7386.6	6982.0
-7386.6	6982.0
6982.0	-7386.6
<u>1792.1</u>	<u>-3005.9</u>
0.0	0.0
(5) -375.1	612.2 (6)
-375.1	612.2
0.0	0.0
<u>-750.2</u>	<u>1224.4</u>
0.0	0.0
0.0	0.0
0.0	0.0
<u>-375.1</u>	<u>612.2</u>

Determinación de los cortantes.

M1=900.1



M2=-1,538.5

V iso.	6,900.6	6,900.6	M=900.1-1,538.3=
V hiper.	127.7	- 127.7	- M=638.4
TOTAL	7,027.7	6,772.3	

Barra 1-2

Cortante isostático wL/2	6900.0	6900.0
Cortante hiperestático Suma M/L	127.7	-127.7
Cortante total:	<u>7027.7</u>	<u>6772.3</u>

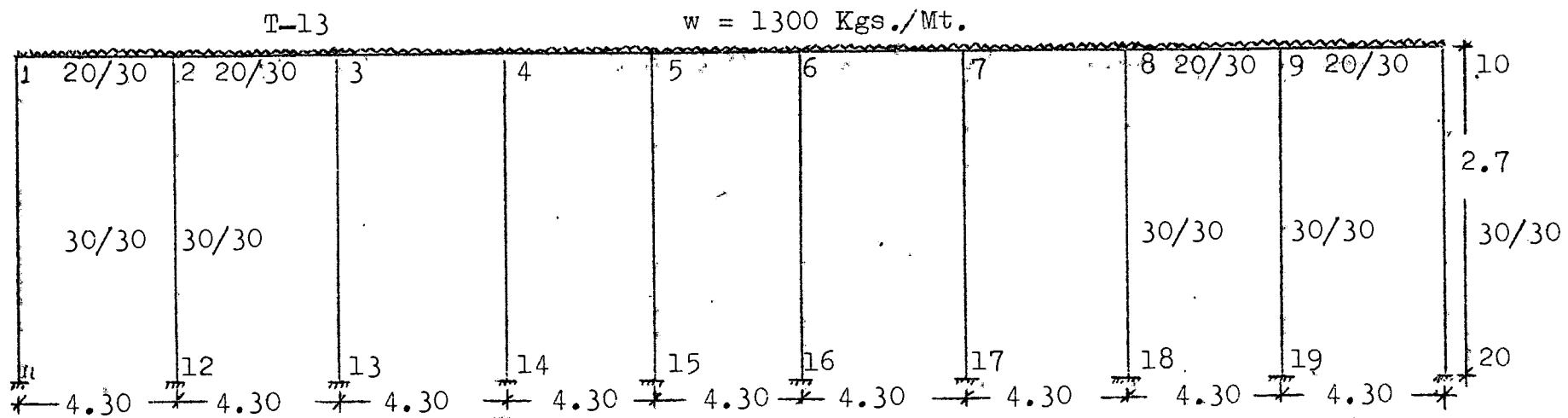
Barra 3-4	3	4
Total:	11742.8	11257.2

Pie 1-3	1	3
Total:	-774.8	774.8

Pie 2-4	2	4
Total:	1324.2	-1324.2

Pie 3-5	3	5
Total:	-416.7	416.7

Pie 4-6	4	6
Total:	680.2	-680.2



(k)= Determinación de las rigideces.

$$k = \frac{1000I}{L}$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Las rigideces para los pies de la estructura serán las mismas, pues tienen la misma sección.

$$I = 0.30^3 \times 0.30 / 12 = 0.000675 \text{ M}^4$$

$$k = \frac{0.675}{2.7} = 0.25$$

Las rigideces de las barras serán también las mismas para toda la estructura.

$$I = 0.30^3 \times 0.20 / 12 = 0.000135 \text{ M}^4$$

$$k = 0.031$$

Cálculo de los factores de distribución (F)

El factor de distribución de una barra, va a ser igual a: $-\frac{1}{2}$ que multiplican la rigidez de la barra, y va dividida entre la suma de las rigideces de las trabes y columnas que concurren al punto inicial de la barra que se analiza.

$$F_{1-2} = -\frac{1}{2} \frac{0.031}{(0.031+0.25)} = -0.055$$

$$F_{1-11} = -0.445$$

$$F_{2-1} = -0.05$$

$$F_{2-12} = -0.40$$

$$F_{2-3} = -0.05$$

$$F_{1-2} = F_{10-9}, F_{1-11} = f_{10-20},$$

$$F_{2-12} = F_{3-13} = F_{4-14} = F_{5-15} = F_{6-19} = F_{7-17} = 8-18 = F_{9-19}.$$

$$F_{2-1} = F_{2-3} = F_{3-4} = F_{4-5} = F_{5-6} = F_{6-7} = F_{7-8} = F_{8-9} = F_{9-10} =$$

$$F_{9-8} = F_{8-7} = F_{7-6} = F_{6-5} = F_{5-4} = F_{4-3} = F_{3-2}.$$

Cálculo de los momentos iniciales.

$$\frac{wL^2}{12} = \frac{1300 \times 4.3^2}{12} = 2003.1 \text{ Kgs.-Mt.}$$

A continuación se obtienen los momentos desequilibrantes en cada nudo y se hacen las compensaciones correspondientes.

Compensación en 1:

$$M_1 = (2003.1) (-0.055) = -110.2$$

$$(-0.445) = -891.4$$

Compensación en 2:

$$M_2 = (-110.2) (0.05) = 5.5$$

$$(-0.40) = 44.1$$

$$(-0.05) = 5.5$$

Compensación en 3:

$$M_3 = (5.5) (-0.05) = -0.3$$

$$(-0.40) = -2.2$$

$$(-0.05) = -0.3$$

Compensación en 4:

$$M_4 = (-0.3) (-0.05) = 0.0$$

$$(-0.05) = 0.0$$

$$(-0.40) = 0.1$$

Compensación en 5:

$$M_5 = (0.0) (-0.05) = 0.0$$

$$(-0.40) = 0.0$$

$$(-0.05) = 0.0$$

Segunda Compensación en 1:

$$M1 = (2003.1+5.5) \begin{pmatrix} -0.055 \\ -0.445 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -110.5 \\ -893.8 \end{pmatrix}$$

Segunda compensación en 2:

$$M2 = (-110.5-0.3) \begin{pmatrix} -0.05 \\ -0.40 \\ -0.05 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 5.5 \\ 44.3 \\ 5.5 \end{pmatrix}$$

Segunda compensación en 3:

$$M3 = (5.5+0.0) \begin{pmatrix} -0.05 \\ -0.40 \\ -0.05 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -0.3 \\ -2.2 \\ -0.3 \end{pmatrix}$$

Segunda compensación en 4:

$$M4 = (-0.3) \begin{pmatrix} -0.05 \\ -0.05 \\ -0.40 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.0 \\ 0.0 \\ 0.1 \end{pmatrix}$$

Segunda compensación en 5:

$$M5 = (0.0) \begin{pmatrix} -0.05 \\ -0.05 \\ -0.40 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.0 \\ 0.0 \\ 0.0 \end{pmatrix}$$

Momentos finales:

Los momentos finales, son iguales al momento inicial, más el doble del momento debido al giro en ese punto y más el momento debido al giro del lado opuesto.

$$M1-2 = 1787.6 \text{ Kgs.-Mt.} \qquad M2-1 = -M9-10 = -2102.6 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M2-3 = -M9-8 = 2013.8 \text{ Kgs.-Mt.} \qquad M3-2 = -M8-9 = -1998.2 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M3-4 = -M8-7 = 2002.5 \quad " \quad " \qquad M4-3 = -M7-8 = -2003.4 \quad " \quad "$$

$$M4-5 = -M5-4 = M5-6 = -M6-5 = M6-7 = -M7-6 = 2003.1 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M10-9 = M1-11 = -M10-20 = -1787.6 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M11-1 = -M20-10 = -893.8 \text{ Kgs.-Mt.} \quad M2-12 = -M9-19 = 88.6 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M12-2 = -M19-9 = 44.3 \text{ Kgs.-Mt.} \quad M3-13 = -M8-18 = -4.4 \quad " \quad "$$

$$M13-3 = -M18-8 = -2.2 \quad " \quad " \qquad M4-14 = -M7-17 = 0.2 \quad " \quad "$$

$$M14-4 = -M17-7 = 0.1 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M5-15 = M15-5 = M6-16 = M16-6 = 0.0 \text{ Kgs.-Mt.}$$

El cuadro de la siguiente página muestra los momentos finales en toda la estructura.

Cuadro que representa las compensaciones realizadas hasta alcanzar el punto de equilibrio.

-110.5	5.5	5.5	-0.3	-0.3	0.0	0.0	0.0	0.0
-110.2	5.5	5.5	-0.3	-0.3	0.0	0.0	0.0	0.0

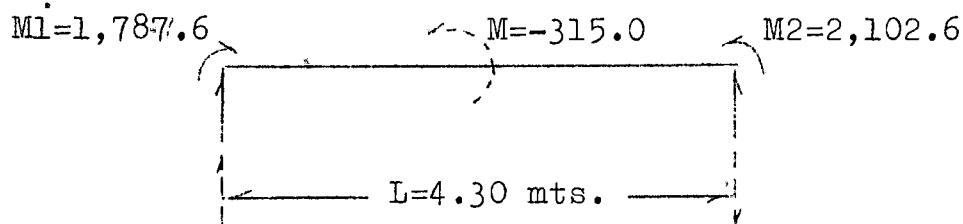
2003.1

0.055	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05
-891.4		44.1		-2.2		0.1		0.0
-893.8		44.3		-2.2		0.1		0.0
0.445		0.40		0.40		0.40		0.40

Cuadro con los momentos finales en la estructura.

1787.6	-2132.6	2013.8	-1998.2	2002.5	-2003.4	2003.1	-2003.1	2003.1
5.5	-110.5	-0.3	5.5	0.0	-0.3	0.0	0.0	0.0
-110.5	5.5	5.5	-0.3	-0.3	0.0	0.0	0.0	0.0
-110.5	5.5	5.5	-0.3	-0.3	0.0	0.0	0.0	0.0
2003.1	-2003.1	2003.1	-2003.1	2003.1	-2003.1	2003.1	-2003.1	2003.1
-893.8		44.3		-2.2		0.1		0.0
-893.8		44.3		-2.2		0.1		0.0
0.0		0.0		0.0		0.0		0.0
-1787.6		88.6		-4.4		0.2		0.0
-893.8		44.3		-2.2		0.1		0.0

Determinación de los cortantes.



V. iso.	2795.0	2,795.0	$M=1,787.6-2,102.6=$
V. hiper.	73.3	- 73.3	$M=-315.0$
TOTAL	2868.3	2,721.7	

Barras 1-2, 10-9

Cortante isostático wL/2	2795.0	2795.0
Cortante hiperestático Suma M/L	73.3	-73.3
Cortante total:	2868.3	2721.7

Barra 2-3, 9-8

Cortante isostático wL/2	2795.0	2795.0
Cortante hiperestático Suma M/L	-3.6	3.6
Cortante total:	2791.4	2798.6

Barras 3-4, 7-8

Total:	2795.2	2794.8
--------	--------	--------

Barras 4-5, 6-7, 5-6, 6-5

Total:	2795.0	2795.0
--------	--------	--------

Pie 1-11, 10-20

Total:	-993.1	993.1
--------	--------	-------

Pie 2-12, 9-19

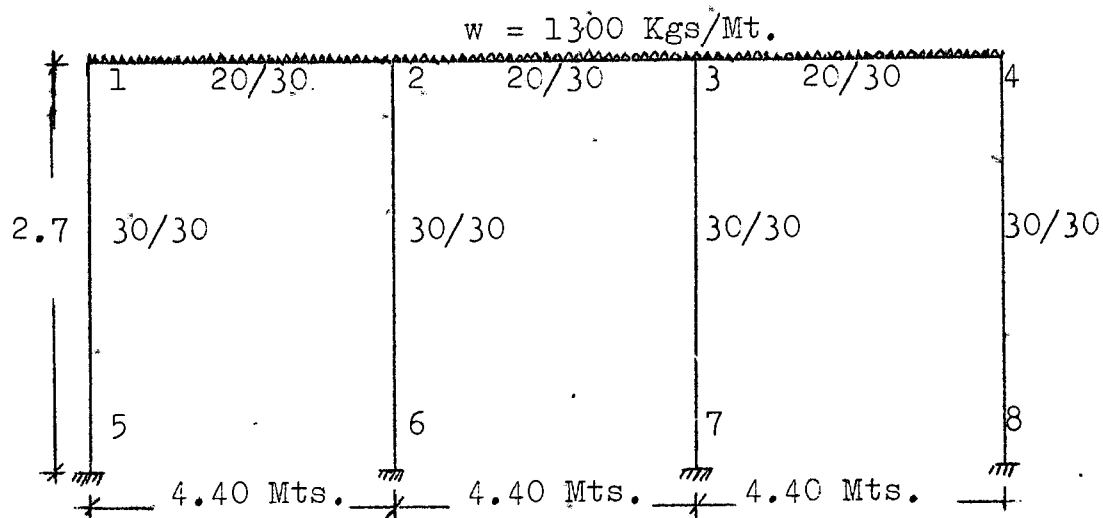
Total:	49.2	-49.2
--------	------	-------

Pie 3-13, 8-18

Total:	-2.4	2.4
--------	------	-----

Pie 4-14, 7-17, 5-15, 6-16

Total:	0.0	0.0
--------	-----	-----



Determinación de rigideces.

$$I = 0.30^3 \times 0.30 / 12 = 0.000675 \quad k = \frac{1000I}{L} = 0.25$$

Barras.

$$I = 0.30^3 \times 0.20 / 12 = 0.000135 \quad k = 0.031$$

Cálculo de los factores de distribución (F)

El factor de distribución de una barra, va a ser igual a: $-\frac{i}{2}$ que multiplica la rigidez de la barra, y va dividida entre la suma de las rigideces de las trabes y columnas - que concurren al punto inicial de la barra que se analiza.

$$F_{1-2} = -0.055 = F_{4-3}$$

$$F_{2-1} = F_{3-4} = -0.050$$

$$F_{1-5} = -0.445 = F_{4-8}$$

$$F_{2-6} = F_{3-7} = -0.40$$

$$F_{2-3} = F_{3-2} = -0.050$$

Cálculo de los momentos iniciales

$$M_{1-2} = M_{2-3} = M_{3-4} = -M_{2-1} = -M_{3-2} = -M_{4-3} = WL^2/12 =$$

$$M_{1-2} = 2,097.3 \text{ Kgs.-Mt.}$$

En seguida se obtienen los momentos desequilibrantes - para cada nudo y se hacen las compensaciones correspondientes.

Compensación en 1:

$$M_1 = (2097.3) \begin{pmatrix} -0.055 \\ -0.445 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -115.4 \\ -933.3 \end{pmatrix}$$

Los cuadros que se presentan a continuación muestran, - el 1o., las compensaciones realizadas hasta alcanzar el equilibrio, y el 2o. los momentos finales, que son igual al momento inicial más el doble del momento debido al giro en ese punto y más el momento debido al giro del lado opuesto.

	-115.7	6.1	6.1	-6.1	-6.1	115.7
	-115.7	6.1	6.1	-6.1	-6.1	115.7
	-115.4	5.8	5.8	-5.8	-5.8	115.4
2097.3						
	-0.055	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.055
	-933.3		46.2	-46.2		933.3
0.445	-935.9		48.6	-48.6		936.0
	-936.0		48.6	-48.6		935.9

Momentos finales.

M1-2 = -M4-3 = -M1-5 = M4-8 = 1872.0 Kgs.-Mt.

M2-1 = -M3-4 = -2,200.8 Kgs.-Mt.

M2-3 = -M3-2 = 2,103.4 Kgs.-Mt. M6-2 = -M7-3 = 48.6 Kgs.-Mt.

M5-1 = -M8-4 = -936.0 Kgs.-Mt. M2-6 = -M3-7 = 97.2 " "

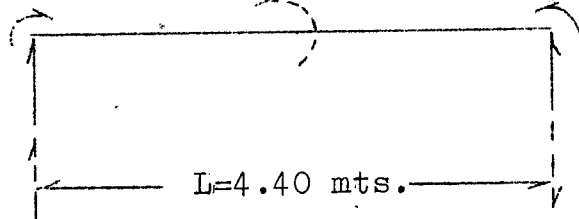
1872.0	-2200.8	2103.4	-2103.4	2200.8	-1872.0
6.1	-115.7	-6.1	6.1	115.7	-6.1
-115.7	6.1	6.1	-6.1	-6.1	115.7
-115.7	6.1	6.1	-6.1	-6.1	115.7
2097.3	-2097.3	2097.3	-2097.3	2097.3	-2097.3
C.C		C.C	C.C		C.C
-936.0		48.6	-48.6		936.0
-936.0		48.6	-48.6		936.0
C.C		C.C	C.C		C.C
-1872.0		97.2	-97.2		1872.0
C.C		C.C	C.C		C.C
C.C		C.C	C.C		C.C
C.C		C.C	C.C		C.C
-936.0		48.6	-48.6		936.0

Determinación de los cortantes

$$M_1 = 1,872.0$$

$$M = -328.8$$

$$M_2 = -2,200.8$$



V iso.	2,860.0	2,860.0	$M = 1,872.0 - 2,200.8 =$
V hiper.	74.7	- 74.7	$M = -328.8$
TOTAL	2,934.7	2,785.3	

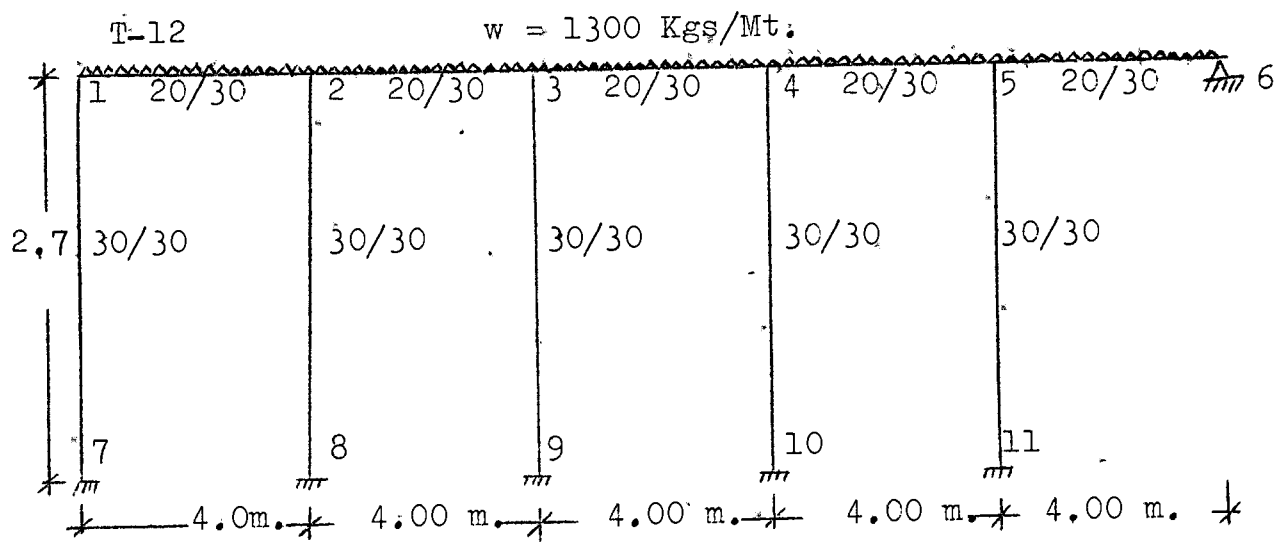
Barra 1-2, 4-3

Cortante isostático $wL/2$	2860.0	2860.0
Cortante hiperestático Suma M/L	74.7	-74.7
Cortante total:	<u>2934.7</u>	<u>2785.3</u>

Barra 2-3, ² ³
 Total: 2860.0 2860.0

Pie 1-5, 8-4
 Total: -1040.0 1040.0

Pie 2-6, 7-3
 Total: -54.0 54.0



Rigideces de los pies

$$I = 0.30^3 \times 0.30 / 12 = 0.000675 \text{ m}^4 \quad k = \frac{1000I}{L} = 0.25$$

Barras 1-2, 2-3, 3-4, 4-5.

$$I = 0.000135 \text{ m}^4 \quad k = 0.034$$

$$\text{Barra 5-6} \quad k' = \frac{3k}{4} = 0.0250$$

Determinación de los factores de distribución. (F).

$$F_{1-2} = - \frac{1}{2} \frac{0.034}{(0.034 + 0.25)} = -0.060$$

$$F_{1-7} = -0.440 \quad F_{5-4} = -0.055 \quad F_{5-11} = -0.403$$

$$F_{5-6} = -0.042 \quad F_{2-8} = F_{3-9} = F_{4-10} = -0.394$$

$$F_{2-1} = F_{2-3} = F_{3-2} = F_{3-4} = F_{4-3} = F_{4-5} = -0.053$$

Determinación de los momentos iniciales.

$$M_{1-2} = M_{2-3} = M_{3-4} = M_{4-5} = -M_{2-1} = -M_{3-2} = -M_{4-3} = -M_{5-4} =$$

$$M_{1-2} = 1,733.3 \text{ Kgs.-Mt.} = wL^2/12$$

$$M_{5-6} = wL^2/8 = 2600.0 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{6-5} = 0$$

-104.3	5.5	5.5	-0.4	-0.4	2.6	2.6	-47.8	-36.5
-104.3	5.5	5.5	-0.4	-0.4	2.6	2.6	-47.8	-36.5
-104.0	5.5	5.5	-0.4	-0.4	2.2	2.2	-47.7	-36.4

1733.3							866.7	
-0.06	-0.053	-0.053	-0.053	-0.053	-0.053	-0.053	-0.055	-0.042
-762.7	41.0	41.0	41.0	41.0	41.0	41.0	18.8	-349.3
-765.1	41.3	41.3	41.3	41.3	41.3	41.3	19.0	-350.2
-765.1	41.3	41.3	41.3	41.3	41.3	41.3	19.0	-350.3

<u>1530.2</u>	<u>-1826.6</u>	<u>1743.9</u>	<u>-1728.6</u>	<u>1735.1</u>	<u>-1728.6</u>	<u>1690.7</u>	<u>-1826.3</u>	<u>2527.0</u>
5.5	-104.3	-0.4	5.5	2.6	-0.4	-47.8	2.6	0.0
-104.3	5.5	5.5	-0.4	-0.4	2.6	2.6	-47.8	-36.5
-104.3	5.5	5.5	-0.4	-0.4	2.6	2.6	-47.8	-36.5
1733.3	-1733.3	1733.3	-1733.3	1733.3	-1733.3	1733.3	-1733.3	2600.0

0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-765.1	41.3	41.3	41.3	41.3	41.3	41.3	-350.3
-765.1	41.3	41.3	41.3	41.3	41.3	41.3	-350.3
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<u>-1530.2</u>	<u>82.6</u>	<u>82.6</u>	<u>-6.4</u>	<u>-6.4</u>	<u>38.0</u>	<u>38.0</u>	<u>-700.6</u>
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-765.1	41.3	41.3	-3.2	-3.2	19.0	19.0	-350.3

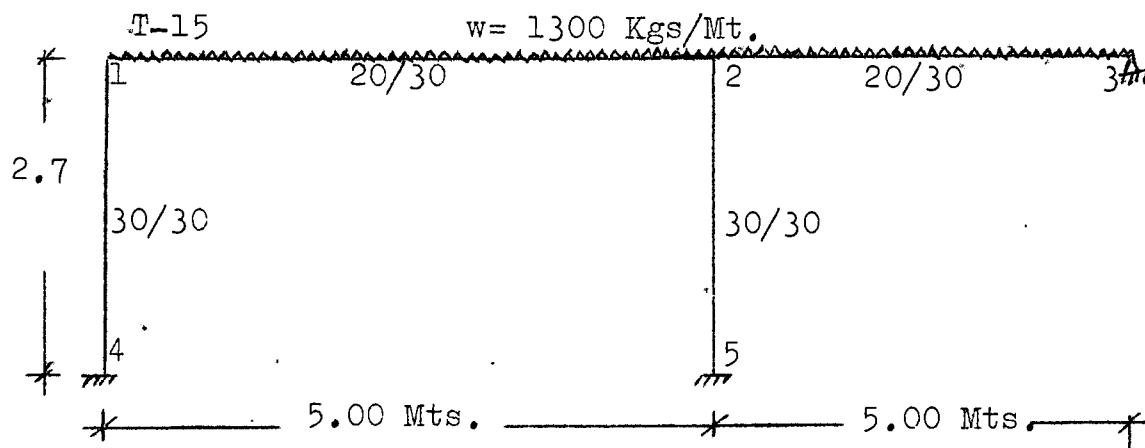
Momentos finales

M1-2 = -M1-7 = 1530.2 Kgs.-Mt.	M2-1 = -1826.6 Kgs.-Mt.
M2-3 = 1743.9 Kgs.-Mt.	M3-2 = M4-3 = -1728.6 Kgs.-Mt.
M3-4 = 1735.1 " "	M4-5 = 1690.7 Kgs.-Mt.
M5-4 = -1826.3 " "	M5-6 = 2527.0 " "
M6-5 = 0.0 Kgs.-Mt.	M7-1 = -765.1 " "
M2-8 = 82.6 " "	M8-2 = 41.3 Kgs.-Mt.
M3-9 = -6.4 " "	M9-3 = -3.2 " "
M4-10 = 38.0 Kgs.-Mt.	M10-4 = 19.0 " "
M5-11 = -700.6 Kgs.-Mt.	M11-5 = -350.3 Kgs.-Mt.

Determinación de los cortantes

M1=1,530.2	M=-306.4	M2=1,836.6	
L=4.00 mts.			
V iso.	2,600.0	2,600.0	M=1,530.2-1,836.6=
V hiper.	74.1	-74.1	M=-306.4
TOTAL	2,674.1	2,525.9	

Barra 1-2	1	2	Pie 1-7	1	7
Cort. Isost.	2600.0	2600.0	Cort. total:	-850.1	850.1
Cort. Hiperst.	74.1	-74.1			
Cort. Total:	2674.1	2525.9	Pie 2-8	2	8
			Cort. total:	45.9	-45.9
Barra 2-3	2	3	Pie 3-9	3	9
Cort. Total:	2596.2	2603.8	Cort. total:	-3.6	3.6
Barra 3-4	3	4	Pie 4-10	4	10
Cort. total:	2598.4	2601.6	Cort. total:	21.1	-21.1
Barra 4-5	4	5	Pie 5-11	5	11
Cort. total:	2633.9	2566.1	Cort. total:	-389.2	389.2
Barra 5-6	5	6			
Cort. total:	1968.3	3231.7			



Rigideces de los pies.

$$I = 0.30^3 \times 0.30 / 12 = 0.000675 \text{ m}^4 \quad k = \frac{1000I}{L} = 0.25$$

$$\text{Rigidez de la barra 1-2} \quad I = 0.000135 \text{ m}^4 \quad k = 0.027$$

$$\text{Rigidez de la barra 2-3} \quad I = 0.000135 \quad k' = \frac{3k}{4} = 0.020$$

Factores de distribución.

$$F_{1-2} = -\frac{1}{2} \frac{0.027}{(0.027+0.25)} = 0.049 \quad F_{1-4} = -0.451$$

$$F_{2-1} = -0.045 \quad F_{2-3} = -0.034 \quad F_{2-5} = -0.421$$

Momentos iniciales.

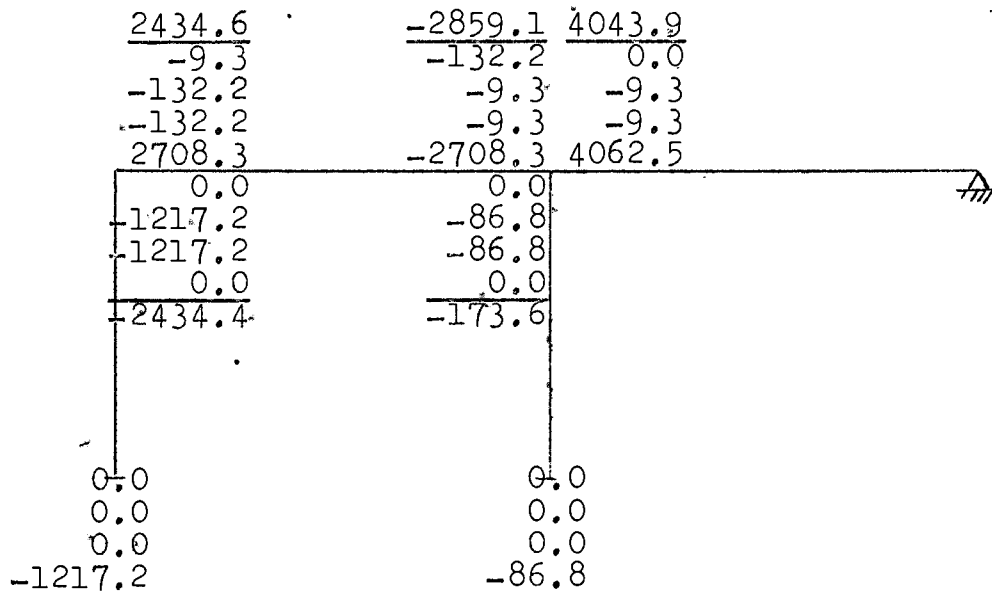
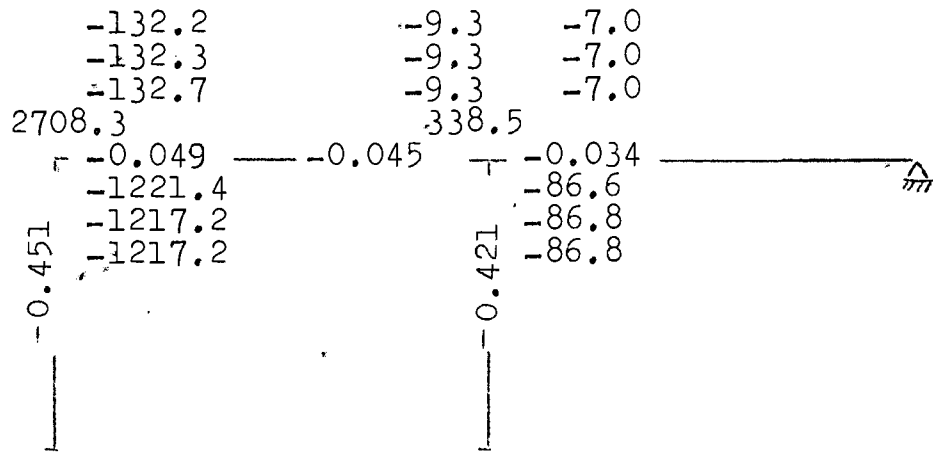
$$M_{1-2} = -M_{2-1} = wL^2/12 = 2708.3 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{2-3} = wL^2/8 = 4062.5 \text{ Kgs.-Mt.} \quad M_{3-2} = 0$$

Los cuadros que se presentan en la siguiente página muestran, el 1o., las compensaciones realizadas hasta alcanzar el equilibrio; y el 2o. los momentos finales, que son iguales al momento inicial más el doble del momento debido al giro en ese punto y más el momento debido al giro del lado opuesto.

Momentos finales.

$M_{1-2} = 2434.6 \text{ Kgs.-Mt.}$	$M_{2-1} = -2859.1 \text{ Kgs.-Mt.}$
$M_{2-3} = 4043.9 \quad " \quad "$	$M_{3-2} = 0.0$
$M_{1-4} = -2434.0 \quad " \quad "$	$M_{4-1} = -1217.2 \quad " \quad "$
$M_{2-5} = -173.6 \quad " \quad "$	$M_{5-2} = -86.8 \quad " \quad "$



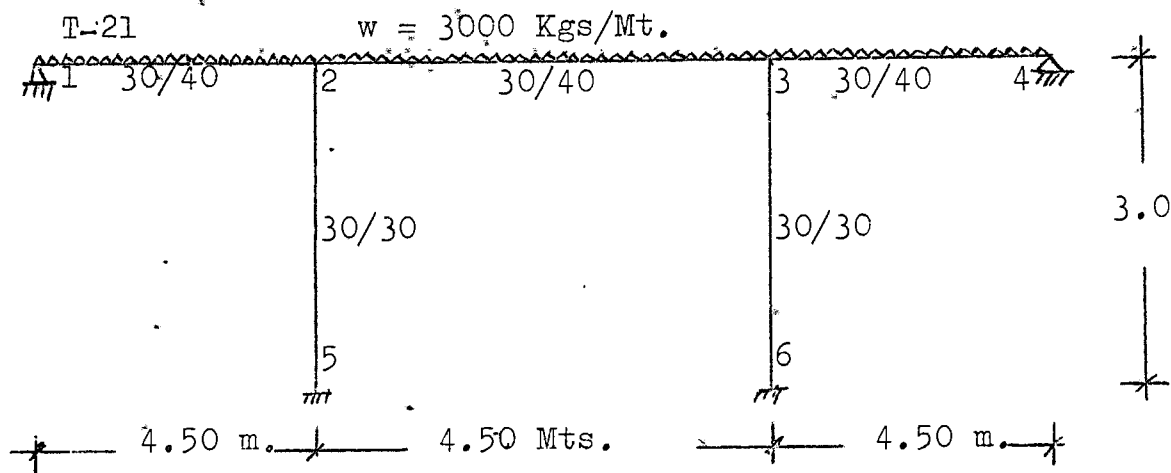
Determinación del cortante.

Barra 1-2	1	2
Cortante isostático $wL/2$	3250.0	3250.0
Cortante hiperestático Suma M/L	84.9	-84.9
Cortante total:	<u>3334.9</u>	<u>3165.1</u>

Barra 2-3	2	3
Total:	2441.2	4058.8

Pie 1-4	1	4
Total:	-1352.4	1352.4

Pie 2-5	2	5
Total:	-96.4	96.4



Determinación de las rigideces.

Barra 2-3

$$I = bh^3/12 = 0.0016$$

$$k = \frac{1000I}{L} = 0.356$$

Barras 2-1, 3-4

$$I = 0.0016$$

$$k = \frac{3 \times 1000I}{4 \times L} = 0.267$$

Pie 2-5, 3-6

$$I = 0.000675$$

$$k = 0.225$$

Cálculo de los factores de distribución (F)

$$F_{2-1} = F_{3-4} = -\frac{1}{2} \frac{0.267}{(0.267 + 0.225 + 0.356)} = -0.157$$

$$F_{2-5} = F_{3-6} = -0.133$$

$$F_{2-3} = F_{3-2} = -0.210$$

Momentos iniciales.

$$-M_{2-1} = M_{3-4} = wL^2/8 = 7593.8 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{2-3} = -M_{3-2} = 5062.5 \text{ Kgs.-Mt.}$$

En la siguiente página se muestran 2 cuadros, el 1º. que representa las compensaciones realizadas hasta alcanzar el equilibrio; y el 2º. los momentos finales, que van a ser iguales al momento inicial más el doble del momento debido al giro en ese punto y más el momento debido al giro del lado opuesto.

				68)
503.0	672.8	-672.8	-503.0	
502.9	672.6	-672.6	-502.9	
502.1	671.6	-671.6	-502.1	
498.4	666.6	-666.6	-498.4	
480.9	643.2	-643.2	-480.9	
397.4	531.6	-531.6	-397.4	
-0.157	2531.3	-0.210	-0.210	2531.3
-0.157	-0.133	-0.210	-0.210	-0.157
	336.7	-336.7		
	407.4	-407.4		
	422.2	-422.2		
	425.3	-425.3		
	426.0	-426.0		
	426.1	-426.1		

-6587.8	5735.3	-5735.3	6787.8
0.0	-672.8	672.8	0.0
503.0	672.8	-672.8	-503.0
503.0	672.8	-672.8	-503.0
-7593.0	5062.5	-5062.5	7593.8
0.0	0.0	0.0	0.0
426.1	0.0	-426.1	-426.1
426.1	0.0	-426.1	-426.1
0.0	0.0	0.0	0.0
852.2	0.0	-852.2	-852.2
0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0
426.1	0.0	-426.1	-426.1

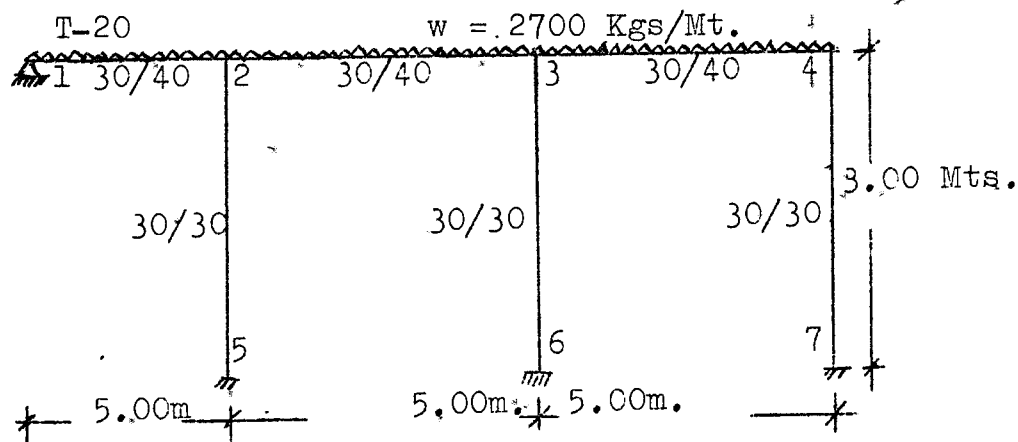
Determinación del cortante.

Barra 1-2, 4-3		
Cortante isostático $wL/2$	6750.0	6750.0
Cortante hiperestático Suma M/L	1464.0	-1464.0
Cortante total:	8214.0	5286.0

Barra 2-3	2	3
Total:	6750.0	6750.0

Pie 2-5	2	5
Total:	426.1	-426.1

Pie 3-6	3	6
Total:	-426.1	426.1



Determinación de las rigideces.

Barra 1-2

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.40^3 \times 0.30}{12} = 0.0016 \text{ m}^4 \quad \frac{3}{4} k = 0.24$$

Barra 2-3

$$I = 0.0016 \text{ m}^4 \quad k = \frac{1000I}{L} = 0.32$$

Pies 2-5, 3-6, 4-7

$$I = 0.000675 \text{ m}^4 \quad k = 0.225$$

Cálculo de los factores de distribución (F)

$$F_{2-1} = -\frac{1}{2} \frac{0.24}{(0.24+0.225+0.32)} = -0.153 \quad F_{2-5} = -0.143$$

$$F_{2-3} = -0.204 \quad F_{3-2} = -0.185 \quad F_{3-4} = -0.185$$

$$F_{3-6} = -0.130 \quad F_{4-3} = -0.294 \quad F_{4-7} = -0.206$$

Cálculo de los momentos iniciales.

$$M_{2-1} = -wL^2/8 = -8437.5 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{2-3} = -M_{3-2} = M_{3-4} = -M_{4-3} = wL^2/12 = 5625.0 \text{ Kgs.-Mt.}$$

Momentos finales.

$$M_{1-2} = 0.0$$

$$M_{2-1} = -7437.9 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{2-3} = 6503.7 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{3-2} = -5866.5 \quad " \quad "$$

M3-4 = 6504.4 Kgs.-Mt.

M4-3 = -2504.5 Kgs.-Mt.

M2-5 = 1334.2 " "

M5-2 = 667.1 " "

M3-6 = -638.0 " "

M6-3 = -319.0 " "

M4-7 = 2504.6 " "

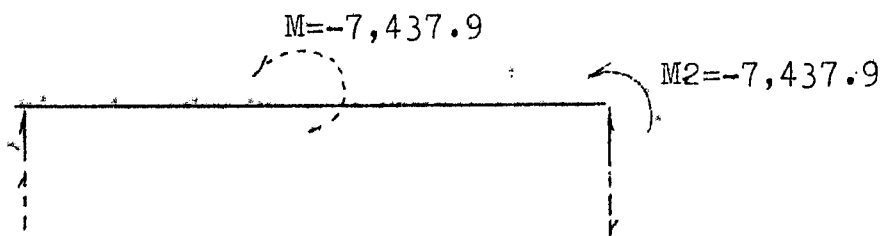
M7-4 = 1253.3 " "

El primer cuadro que se muestra a continuación presenta las compensaciones realizadas hasta alcanzar el equilibrio; el segundo, los momentos finales, que son iguales al momento inicial más el doble del momento debido al giro en ese punto y más el momento debido al giro del lado opuesto.

	499.8	666.3	-453.9	-453.9	1787.2
	499.7	666.3	-453.9	-453.9	1787.1
	499.2	665.6	-453.6	-453.6	1786.1
	493.4	657.8	-450.0	-450.0	1774.9
	430.3	573.8	-412.1	-412.1	1653.8
		2812.5			5625.0
←	-0.153	-0.204	-0.185	-0.294	
	402.2		-289.60		1158.80
	461.1		-316.30		1243.60
	466.5		-318.70		1251.50
	467.1		-318.90		1252.20
	667.1		-319.0		1252.30

	-7437.9	6503.7	-5866.5	6504.4	-2504.5
	0.0	-453.9	666.3	1787.2	-453.9
	499.8	666.3	-453.9	-453.9	1787.2
	499.8	666.3	-453.9	-453.9	1787.2
	-8437.5	5625.0	-5625.0	5625.0	-5625.0
←	0.0		0.0		0.0
	667.1		-319.0		1252.3
	667.1		-319.0		1252.3
	0.0		0.0		0.0
	1334.2		-638.0		2504.6
	0.0		0.0		0.0
	0.0		0.0		0.0
	0.0		0.0		0.0
	667.1		-319.0		1252.3

Determinación de los cortantes



V iso.	6,750.0	6,750.0
V hiper.	1,487.6	-1,487.6
TOTAL	8,237.6	5,262.4

Barra 1-2

Cortante isostático $wL/2$	6750.0	6750.0
Cortante hiperestático $\Sigma M/L$	1487.6	-1487.6
Total cortante:	8237.6	5262.4

Barra 2-3

Cortante isostático	6750.0	6750.0
Cortante hiperestático	-127.4	127.4
Cortante total:	6622.6	6877.4

Barra 3-4

Cortante isostático	6750.0	6750.0
Cortante hiperestático	-800.0	800.0
Cortante total:	5950.0	7550.0

Pie 2-5

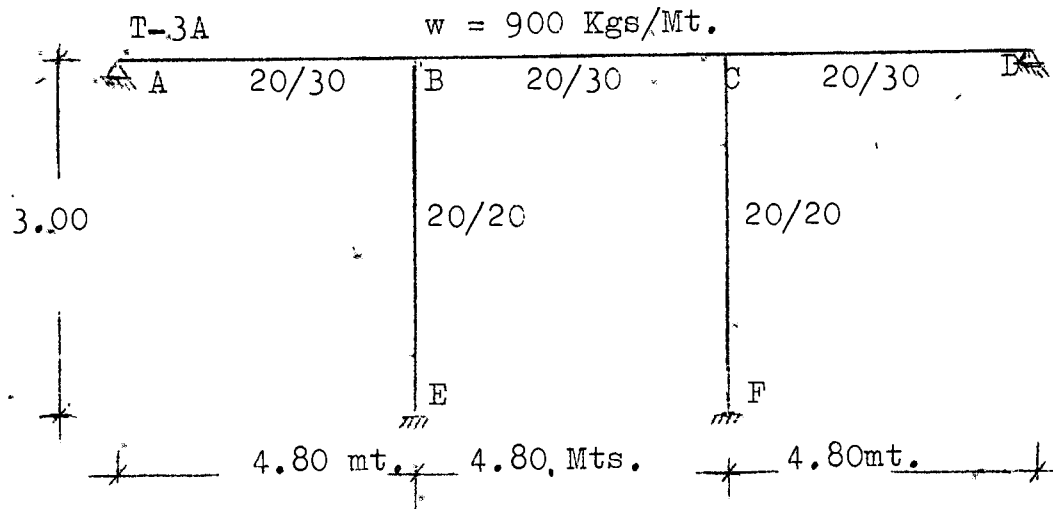
Cortante isostático	0.0	0.0
Cortante hiperestático	667.1	-667.1
Cortante total:	667.1	-667.1

Pie 3-6

Cortante isostático	0.0	0.0
Cortante hiperestático	-319.0	319.0
Cortante total:	-319.0	319.0

Pie 4-7

Cortante isostático	0.0	0.0
Cortante hiperestático	1253.3	-1253.3
Cortante total:	1253.3	-1253.3



Barra B-C

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.20 \times 0.30^3}{12} = 0.00045 \text{ m}^4 \quad k = \frac{1000I}{L} = 0.093$$

Barras B-A, C-D

$$I = 0.00045 \text{ m}^4 \quad k = 0.697$$

Pies B-E, C-F

$$I = 0.00066 \text{ m}^4 \quad k = 0.22$$

Cálculo de los factores de distribución (F)

$$F_{b-a} = -\frac{1}{2} \frac{0.697}{(0.697+0.22+0.093)} = 0.345$$

$$F_{b-c} = -0.045 \quad F_{b-e} = -0.44 \quad F_{c-d} = -0.345$$

$$F_{c-f} = -0.44 \quad F_{c-b} = -0.183$$

Cálculo de los momentos iniciales.

$$M_{b-a} = -M_{c-d} = wL^2/8 = -2592.0 \text{ Kgs.-Mt.}$$

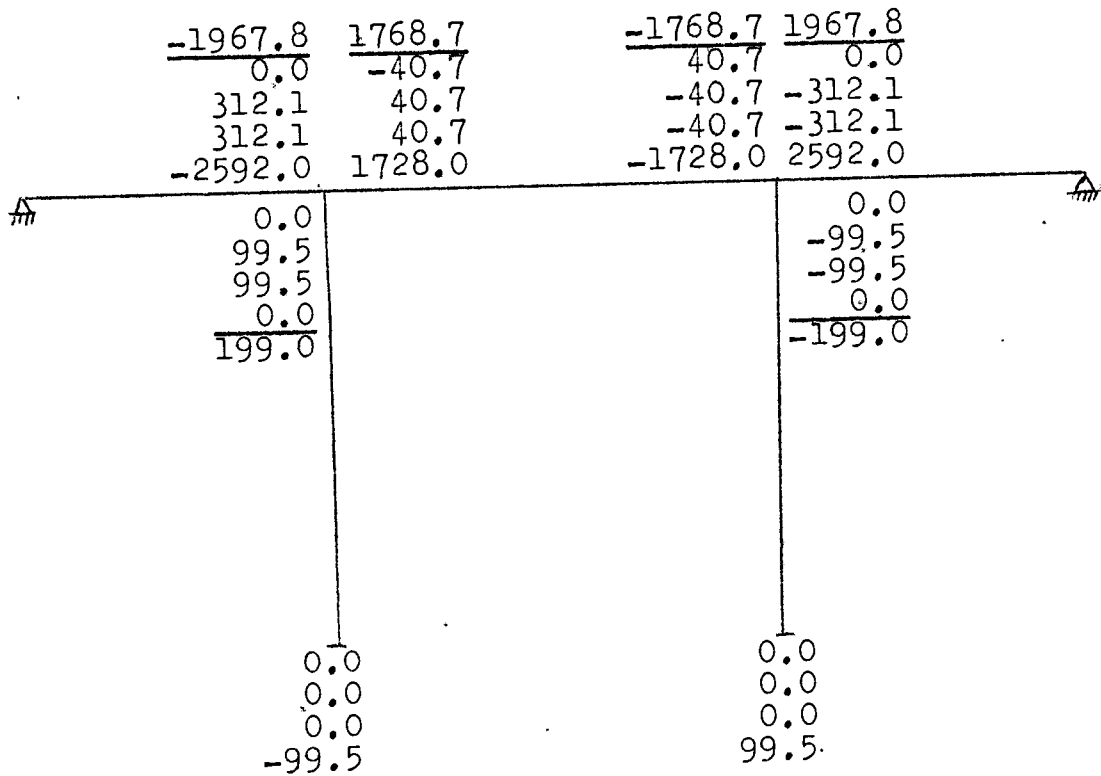
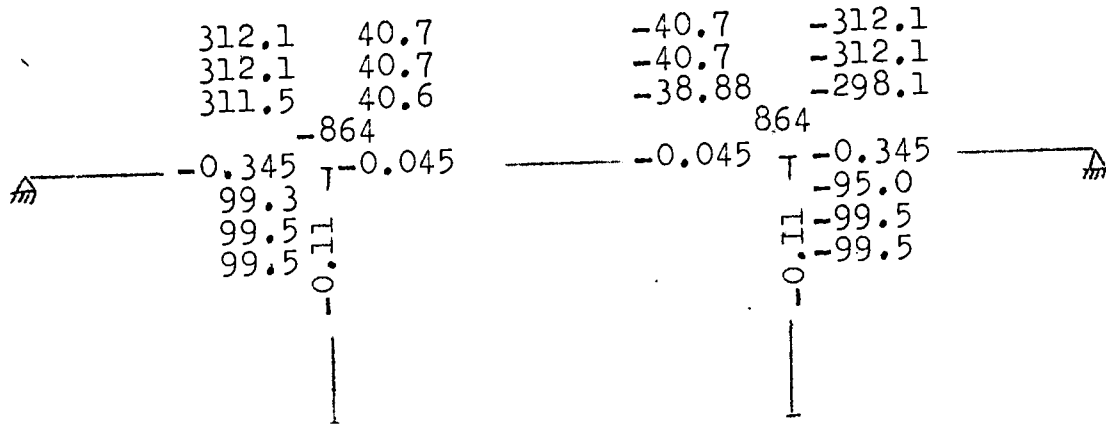
$$M_{b-c} = -M_{c-b} = -1728.0 \text{ Kgs.-Mt.}$$

Momentos desequilibrantes

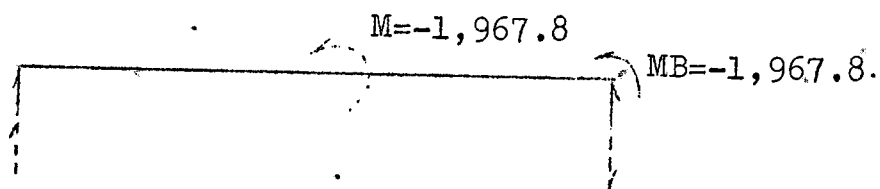
$$M_{Db} = -2592+1728 = -864 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_{Dc} = -1728+2592 = 864 \quad " \quad "$$

El primer cuadro que se muestra a continuación presenta -- las compensaciones realizadas hasta alcanzar el equilibrio; el segundo, muestra los momentos finales, que son iguales al momento inicial más el doble del momento debido al giro en ese -- punto y más el momento debido al giro del lado opuesto.



Determinación de los cortantes.



V iso	2,160.0		2,160.0
V hiper.	409.9	-	409.9
TOTAL	2,569.9		1,750.1

Barras A-B, C-D

Cortante isostático $wL/2$	2160.0	2160.0
Cortante hiperestático Suma M/L	409.9	-409.9
Cortante total:	2569.9	1750.1

Barra B-C

Cortante isostático	0.0	0.0
Cortante hiperestático	1768.7	-1768.7
Cortante total:	1768.7	-1768.7

Pies B-E, F-C

Cortante isostático	0.0	0.0
Cortante hiperestático	33.1	-33.1
Cortante total:	33.1	-33.1

En seguida se presenta el Diseño de las Trabes de Concreto del Proyecto Turístico "SAN BARTOLOME".

Diseño de la Trabe T-1.

Datos:

$$\begin{array}{ll}
 L = 3.00 \text{ Mts.} & F_c = 94 \text{ Kgs./cm.}^2 \\
 b = 0.20 \text{ " } & k = 0.401 \\
 h = 0.30 \text{ " } & F_s = 1265 \text{ Kgs./cm.}^2 \\
 d = 0.27 \text{ " } & F'_c = 210 \text{ " " } \\
 j = 0.866 & R = 16.322 \\
 n = 9 & w = 2880 \text{ Kgs./Mt.}
 \end{array}$$

$$M = \frac{wL^2}{8} = \frac{2880 \times 9}{8} = 3240 \text{ Kgs.-Mt.}$$

Cálculo del Momento Resistente de la sección.

$$M' = Rbd^2 = 16.322 \times 20 \times 27^2 = 237,974.76 \text{ Kgs.-cms.}$$

En ésta Trabe tenemos que el Momento natural es mayor al Momento resistente de la sección, por lo que nuestra sección es doblemente armada.

Area de Refuerzo en Tensión correspondiente a la sección Balanceada.

$$A_s = \frac{M'}{F_s j d} = \frac{237,974.76}{1265 \times 0.866 \times 27} = 8.04 \text{ cms.}^2$$

Determinación del Momento que deberá absorber el Acero de Refuerzo.

$$M_2 = M - M' = 324,000.00 - 237,974.76 = 86,025.24 \text{ Kgs.-Cms.}$$

Cálculo del Area de Acero.

$$kd = 0.401 \times 27 = 10.827 \text{ cms. (Profundidad del eje neutro)}$$

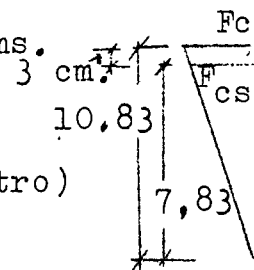
$$\frac{F_c}{F_{cs}} = \frac{10.827}{7.827} \cdot F_{cs} = 0.72 \quad F_c$$

$$F_{sc} = 2nF_{cs} = 18 \times 0.72 \times 94 = 1,218.24 \text{ Kgs./cm.}^2 \text{ menor que } - \\ 1265 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$d - d' = 27 - 3 = 24 \text{ cms.}$$

En Compresión.

$$A's = \frac{86,025.24}{1218.2(24)} = 2.94 \text{ cm.}^2 \quad A = 2.94 \text{ cm.}^2 \quad 3 \text{ Vars. No. 4}$$



En Tensión.

$$A's = \frac{86,025.24}{1265(24)} = 2.83 \text{ cm.}^2 \quad A \text{ Tot.} = 8.04 + 2.83 = 10.87 \text{ cms.}^2$$

6 Vars. No. 5

Diseño por Cortante

$$V = \frac{wL}{2} = \frac{2880 \times 3}{2} = 4320 \text{ Kgs.}$$

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{4320}{20 \times 0.866 \times 27} = 9.24 \text{ Kgs./cm.}^2$$

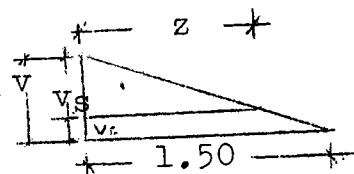
$$v_c = 0.5 \phi \sqrt{F'c} \quad \phi = 0.85 \quad \text{Factor de seguridad}$$

$$v_c = 0.5 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.2 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$v_s = 9.24 - 6.2 = 3.04 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$V_s = \frac{z v_s b}{2}$$

$$\frac{9.24}{1.50} = \frac{3.04}{z}$$



$$z = 0.49 \text{ Mts.}$$

$$V_s = \frac{49 \times 3.04 \times 20}{2} = 1,489.6 \text{ Kgs.}$$

$$T = 2a_s F_y = 2 \times 0.32 \times 2,300 = 1,470 \text{ Kgs. por Estribo}$$

$$\text{No. de Estribos} = \frac{1489.6}{1470} \approx 1 \text{ Estribo}$$

$$\text{Por especificación } S_{max} = \frac{d}{2} = 13.5 \text{ cms.}$$

Estribos No. 2 a cada 14 cms.

Diseño de la Trabe T-2

$$L = 2.80 \text{ Mts.}$$

$$b = 0.15 \text{ "}$$

$$h = 0.30 \text{ "}$$

$$d = 0.27 \text{ "}$$

$$j = 0.866$$

$$k = 0.401$$

$$w = 1560 \text{ Kgs./Mt.}$$

$$F_s = 1265 \text{ " /cm.}^2$$

$$F'c = 210 \text{ " "}$$

$$F_c = 94 \text{ " "}$$

$$R = 16.322$$

$$n = 9$$

$$M = \frac{wL^2}{8} = 1528.8 \text{ Kgs./Mt.}$$

Cálculo del Momento resistente de la sección.

$$M' = Rbd^2 = 178,481 \text{ Kgs.-cm.}$$

El Momento natural en éste caso es menor al Momento resistente, lo que nos dá una sección peraltada ó sub-reforzada.

Cálculo de la Profundidad del Eje Neutro.

$$k^3 - 3k^2 - \frac{6Mn}{F_s b d^2} + \frac{6Mn}{F_s b d^2} = 0 \quad \frac{6Mn}{F_s b d^2} = \frac{6 \times 152,880 \times 9}{1265 \times 15 \times 729} = 0.597$$

Substituyendo valores:

$$k^3 - 3k^2 - 0.597k + 0.597 = 0$$

Calculando k por aproximaciones sucesivas:

$$k = \frac{-3 \quad -0.597 \quad 0.597}{-0.378 \quad -0.991 \quad -0.600} = \frac{-2.622 \quad -1.588 \quad -0.003}{-0.003} \text{ por lo que } k = 0.378$$

Cálculo del Área de Acero

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - 0.126 = 0.874$$

$$A_s = \frac{M}{F_s j d} = 5.12 \text{ cms.}^2 \quad \text{En Tensión: } 4 \text{ Vars. No. } 4$$

En Compresión: 2 Vars. No. 3 exclusivamente para el armado.

Diseño por Cortante

$$V = \frac{wL}{2} = 2184 \text{ Kgs.}$$

$$v = \frac{V}{b j d} = 6.2 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$v_c = 6.2 \text{ Kgs./cm.}^2 \text{ por especificación } S_{max} = \frac{d}{2} = 14 \text{ cms.}$$

Estribos del No. 2 a cada 14 cms.

Diseño de la Trabe T-3

$$L = 2.00 \text{ Mts.}$$

$$b = 0.15 \text{ "}$$

$$d = 0.23 \text{ "}$$

$$h = 0.25 \text{ "}$$

$$j = 0.866$$

$$k = 0.401$$

$$w = 1400 \text{ Kgs./Mt.}$$

$$F_s = 1265 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$F'_c = 210 \text{ " "}$$

$$F_c = 94 \text{ " "}$$

$$R = 16.322$$

$$n = 9$$

$$M = wL^2/8 = 700 \text{ Kgs.-Mt.}$$

Cálculo del Momento resistente de la sección

$$M' = R b d^2 = 1295.15 \text{ Kgs.-Mt.}$$

En éste caso tenemos una sección peraltada.

Cálculo de la Profundidad del Eje Neutrò.

$$k^3 - 3k^2 - \frac{6Mn}{F_{sbd}^2} + \frac{6Mn}{F_{sbd}^2} = 0 \quad \frac{6Mn}{F_{sbd}^2} = 0.377$$

Substituyendo valores

$$k^3 - 3k^2 - 0.377 + 0.377 = 0$$

Calculando k por aproximaciones sucesivas: $k = 0.311$

Cálculo del Area de Acero

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - 0.103 = 0.897$$

$$A_s = \frac{M}{F_{sjd}} = 2.68 \text{ cms.}^2 \quad \text{En Tensión: 2 Vars. No. 4}$$

En Compresión: 2 Vars. No. 3 para el armado exclusivamente.

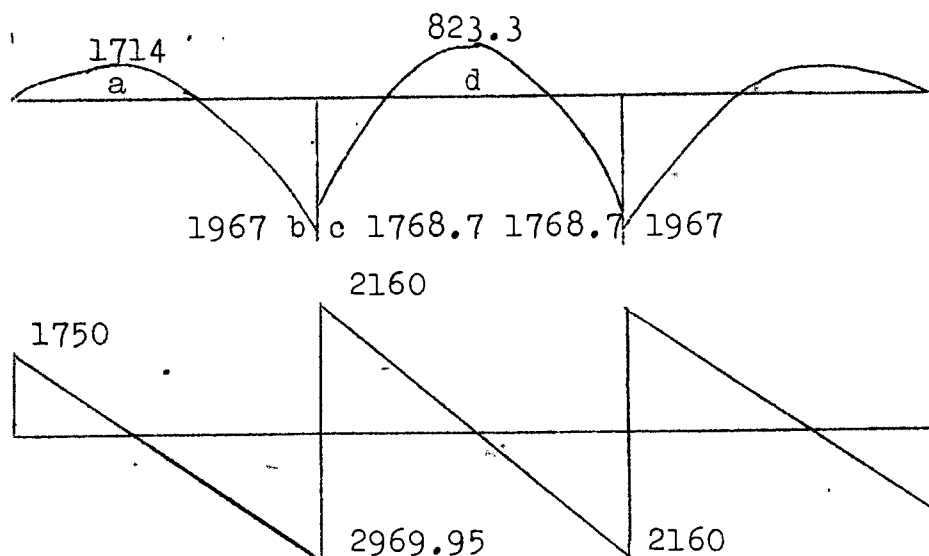
Diseño por Cortante

$$V = wL/2 = 1400 \text{ Kgs.}$$

$v = V/bjd = 4.68 \text{ Kgs./cm.}^2$ Menor que v_c , por lo que todo el esfuerzo lo recibe el concreto, y se coloca el estribo por especificación ó sea: $d/2 = 12 \text{ cms.}$

Estribos del No. 2 a cada 12 cms.

Diseño de la Trabe T-3A



$$\begin{aligned}
 L &= 4.8 \text{ Mts.} \\
 b &= 0.20 \text{ " } \\
 h &= 0.30 \text{ " } \\
 n &= 9 \\
 k &= 0.401 \\
 j &= 0.866
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 w &= 900 \text{ Kgs./Mt.} \\
 F_s &= 1265 \text{ " cm.}^2 \\
 F'_c &= 210 \text{ Kgs./cm.}^2 \\
 F_c &= 0.45 \times 210 = 94 \text{ Kgs./cm.}^2 \\
 R &= 16.32
 \end{aligned}$$

$$1750 - wx = 0 \quad x = \frac{1750}{900} = 1.94 \quad x' = 2.86$$

$$M_a = -M + \frac{wx^2}{2} = -1967 + \frac{900 \times 2.86^2}{2} = 1714 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_b = 1767 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_c = 1968.7 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_d = -M + \frac{wL^2}{8} = 823.3 \text{ Kgs.-Mt.}$$

Cálculo del Momento Resistente de la sección

$$M' = Rbd^2 = 2558.97 \text{ Kgs.-Mt.}$$

El Momento Resistente es mayor que el Momento natural por lo que tenemos una sección peraltada.

Cálculo de la Profundidad del Eje Neutro

$$k^3 - 3k^2 - 0.377 + 0.377 = 0$$

$$\text{Para el punto a; } \frac{6Mn}{F_s b d^2} = 0.463 \quad \text{Para el punto c; } 0.532$$

$$\text{El mismo término para b es: } 0.531 \quad \text{Para el punto d; } 0.222$$

Substituyendo cada uno de los valores en todos los puntos anteriores, para la ecuación de aproximaciones sucesivas nos da los siguientes valores:

$$\begin{aligned}
 k_a &= 0.34 \\
 k_d &= 0.25
 \end{aligned}$$

$$k_b = 0.36$$

$$k_c = 0.36$$

Cálculo de las Areas de Acero

$$j_a = 1 - \frac{k}{3} = 1 - 0.113 = 0.887$$

$$j_b = 1 - \frac{0.36}{3} = 1 - 0.12 = 0.88$$

$$j_c = 1 - 0.12 = 0.88$$

$$j_d = 1 - 0.083 = 0.917$$

$$\Delta s_a = \frac{M}{F_s j d} = 7.64 \text{ cms.}^2$$

$$\Delta s_b = 8.83 \text{ cms.}^2$$

$$\Delta s_c = 8.84 \text{ cms.}^2$$

$$\Delta s_d = 3.55 \text{ cms.}^2$$

Diseño por Cortante

Tomamos los cortantes máximos para el diseño de nuestras --
Trabes.

$$V_1 = 2570 \text{ Kgs.} \quad v_1 = \frac{V}{b j d} = \frac{2570}{560 \times 8.88} = 5.22 \text{ Menor que } 6.2 \text{ Kgs./cm.}^2$$

Por lo que los estribos irán colocados según la máxima separación
 $\frac{d}{2} = 14 \text{ cms.}$

Estribos No. 2 a cada 14 cms.

Calculandó las distancias para los dobleces del acero en ---
nuestras Trabes, se tiene para las vigas extremas:

$$1967 - 2569.95S + \frac{900S^2}{2} = 0$$

$$S = \frac{+2569.95 \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{900} = \frac{4.8}{0.91}$$

Para la viga central:

$$-1768.7 + 2160S - \frac{900S^2}{2} = 0$$

$$S = \frac{3.75}{1.05}$$

Diseño de la Trabe T-4

$$L = 3.5 \text{ Mts.}$$

$$b = 0.20 \text{ "}$$

$$d = 0.32 \text{ "}$$

$$h = 0.37 \text{ "}$$

$$k = 0.401$$

$$R = 16.322$$

$$w = 2640 \text{ Kgs./Mt.}$$

$$F_s = 1265 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$F'_c = 210 \text{ " "}$$

$$F_c = 94 \text{ " "}$$

$$j = 0.866$$

$$n = 9$$

$$M = wL^2/8 = 4042 \text{ Kgs.-Mt.}$$

Cálculo del Momento Resistente de la sección.

$$M' = Rbd^2 = 3342.74 \text{ Kgs.-Mt.}$$

En éste caso tenemos una sección doblemente armada.

Area de Refuerzo en Tensión correspondiente a la sección
Balanceada.

$$\Delta s = \frac{M'}{F_s j d} = 9.53 \text{ cms.}^2$$

Determinación del Momento que deberá absorber el Acero de Refuerzo.

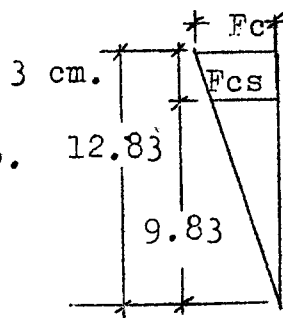
$$M_2 = M - M' = 699.26 \text{ Kgs.-Mt.}$$

Cálculo del Área de Acero.

$$k_d = 12.83 \text{ cms.}$$

$$\frac{F_c}{F_{cs}} = \frac{12.83}{9.83}$$

$$F_{cs} = 0.76 F_c.$$



$$F_{sc} = 2nF_{cs} = 18 \times 0.76 \times 94 = 1296 \text{ Kgs./cm.}^2 \text{ mayor que } 1265 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$d - d' = 32 - 3 = 29 \text{ cms.}$$

En Compresión.

$$A's = \frac{69926}{1265(29)} = 1.9 \text{ cms.}^2 \quad A \text{ Tot.} = 1.9 \text{ cms.}^2 \quad 3 \text{ Vars. No. 3}$$

En Tensión.

$$A's = 9.53 + 1.9 = 11.43 \text{ cms.}^2 \quad 4 \text{ Vars. No. 6 en dos lechos.}$$

Diseño por Cortante.

$$V = wl/2 = 4620 \text{ Kgs.}$$

$$v = \frac{V}{bjd} = 8.3 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$v_c = 6.2 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$v_s = 8.3 - 6.2 = 2.1 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$V_s = \frac{z v_s b}{2} \quad z = \frac{1.75}{8.3} \quad z = 0.528 \text{ Mts.}$$

$$V_s = 528 \times 2.5 = 1320 \text{ Kgs.}$$

$$T = 2a_s F_y = 2 \times 0.32 \times 2300 = 1470 \text{ Kgs. por Estribo}$$

No. de Estribos = $\frac{1320}{1470} = 1$ Estribo. Por especificación la separación máxima es de: $d/2 = 18 \text{ cms.}$

Estribos No. 2 a cada 18 cms.

Diseño de la Trabe T-5

$$L = 4.40 \text{ Mts.}$$

$$b = 0.20 \text{ "}$$

$$d = 0.30 \text{ "}$$

$$h = 0.32 \text{ "}$$

$$j = 0.866$$

$$k = 0.401$$

$$w = 1300 \text{ Kgs./Mt.}$$

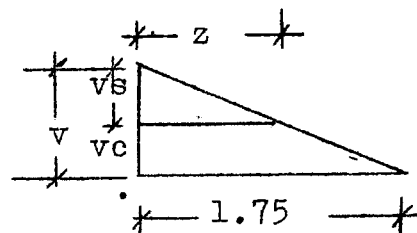
$$F_s = 1265 \text{ Kgs./cm.}^2$$

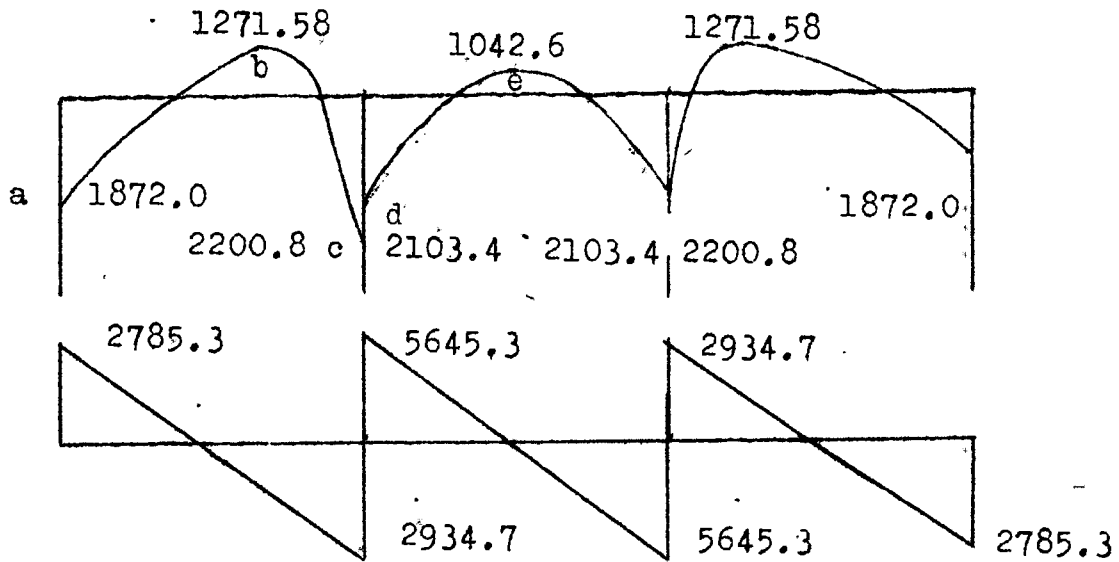
$$F'_c = 210 \text{ " "}$$

$$F_c = 94 \text{ " "}$$

$$R = 16.322$$

$$n = 9$$





Cálculo del Momento Resistente de la sección.

$$M' = Rbd^2 = 2937.96 \text{ Kgs.-Mt.}$$

En éste caso se tiene una sección peraltada.

Cálculo de la Profundidad del Eje Neutro

$$k^3 - 3k^2 - \frac{6Mnk}{Fsb d^2} + \frac{6Mn}{Fsb d^2} = 0$$

Para el punto A, el término $\frac{6Mn}{Fsb d^2}$ es igual a 0.444

Para el punto B, el término vale 0.302 Para el punto C; 0.532

Para el punto D, el término vale 0.499 Para el punto E; 0.247

Substituyendo cada uno de los valores en la ecuación de --- aproximaciones sucesivas para cada uno de los puntos, obtenemos los siguientes valores:

$$k_a = 0.334$$

$$k_b = 0.282$$

$$k_c = 0.357$$

$$k_d = 0.350$$

$$k_e = 0.258$$

Cálculo del Area de Acero

$$j_a = 1 - \frac{k}{3} = 1 - 0.111 = 0.889$$

$$j_d = 1 - 0.117 = 0.883$$

$$j_b = 1 - 0.094 = 0.906$$

$$j_c = 1 - 0.086 = 0.914$$

$$j_e = 1 - 0.119 = 0.881$$

$$\begin{aligned} A_{sa} &= \frac{M}{F_s j d} = 5.54 \text{ cms.}^2 & A_{sb} &= 3.69 \text{ cm.}^2 & A_{sc} &= 6.58 \text{ cm.}^2 \\ A_{sd} &= 6.27 \text{ cm.}^2 & A_{sc} &= 3.00 \text{ "} \end{aligned}$$

Diseño por Cortante

Tomamos los cortantes máximos para el diseño de nuestras --
Trabes.

$$V_1 = 2934.7 \text{ Kgs.} \quad V_2 = 2785.3 \text{ Kgs.} \quad V_3 = 2860.0 \text{ Kgs.}$$

$$v_c = 0.5 \phi \sqrt{F'_c} = 6.2 \text{ kgs./cm.}^2$$

$$v = \frac{V}{b j d}$$

$$v_1 = 5.64 \text{ Kgs./cm.}^2 \text{ menor que } 6.2 \text{ menor que } 1.6 \phi F'_c$$

$$v_2 = 5.36 \text{ " " " " " " " } 19.8$$

$$v_3 = 5.50 \text{ " " " " " " " } 19.8$$

Teóricamente no se necesitan estribos, pero por especifica--
ción deben colocarse estribos a una separación máxima de $d/2$.

Estribos No. 2 a cada 15 cms.

Diseño de la Trabe T-6

$$\begin{aligned} L &= 4.50 \text{ Mts.} & w &= 1800 \text{ Kgs./Mt.} \\ b &= 0.20 \text{ " } & F_s &= 1265 \text{ Kgs./cm.}^2 \\ d &= 0.35 \text{ " } & F'_c &= 210 \text{ " " } \\ k &= 0.401 & F_c &= 9\% \text{ " " } \\ j &= 0.866 & R &= 16.322 \end{aligned}$$

$$M = wL^2/8 = 4556.25 \text{ Kgs.-Mt.}$$

Cálculo del Momento Resistente de la sección

$$M' = Rbd^2 = 3998.89 \text{ Kgs.-Mt.}$$

En éste caso nuestra sección será sobre-reforzada o doblamen--
te armada.

Area de Refuerzo en Tensión correspondiente a la sección
Balanceada.

$$A_s = \frac{M'}{F_s j d} = 10.42 \text{ cms.}^2$$

Determinación del Momento que deberá absorber el Acero
de Refuerzo.

$$M_2 = \dots$$

$$M_2 = M - M' = 557.36 \text{ Kgs./Mt.}$$

Cálculo del Area de Acero

$$kd = 14.04 \text{ (Profundidad del Eje neutro)}$$

$$Fcs = \frac{12.04}{14.04} Fc$$

$$Fsc = 2n Fcs = 1455 \text{ Kgs./cm.}^2 \text{ mayor que } 1265 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$d - d' = 33 \text{ cms.}$$

En Compresión.

$$A's = \frac{M_2}{1265(33)} = 1.33 \text{ cms.}^2 \quad 2 \text{ Vars del No. 3}$$

En Tensión.

$$A's = 10.42 + 1.33 = 11.75 \text{ cms.}^2 \quad 3 \text{ Vars. del No. 7}$$

Diseño por Cortante

$$V = wL/2 = 4050 \text{ Kgs.}$$

$$v = \frac{V}{b j d} = 6.68 \text{ mayor que } 6.2 \text{ Kgs./cm.}^2 \text{ del Concreto}$$

$$v_s = 6.68 - 6.2 = 0.48 \text{ Kgs./cm.}^2$$

Los Estribos iran por especificación a cada $\frac{d}{2}$ igual a - - -
17.5 cms. Estribos No. 2 a cada 18 cms.

Diseño de la Trabe T-7

$$L = 6.50 \text{ Mts.}$$

$$b = 0.25 \text{ "}$$

$$d = 0.58 \text{ "}$$

$$h = 0.60 \text{ "}$$

$$k = 0.401$$

$$R = 16.322$$

$$w = 2800 \text{ Kgs./Mt.}$$

$$F_s = 1265 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$F'c = 210 \text{ " "}$$

$$F_c = 94 \text{ " "}$$

$$j = 0.866$$

$$M = wL^2/8 = 14787.50 \text{ Kgs.-Mt.}$$

Cálculo del Momento Resistente de la sección.

$$M' = Rbd^2 = 13726.80 \text{ Kgs.-Mt.}$$

En éste caso se tiene una sección doblemente armada.

Area de Acero correspondiente a la Sección Balanceada

$$A_s = \frac{M'}{F_s j d} = 21.6 \text{ cms.}^2$$

Determinación del Momento que deberá absorber el Acero de Refuerzo

$$M_2 = M - M' = 1060.70 \text{ Kgs.} \cdot \text{Mt.}$$

Cálculo del Area de Acero.

$$k d = 23.25$$

$$F_{cs} = \frac{21.25}{23.25} F_c$$

$$F_{sc} = 2n F_{cs} = 1546 \text{ mayor que } 1265 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$d - d' = 56 \text{ cms.}$$

Area de Acero en Compresión

$$A_s = \frac{M_2}{F_s (d - d')} = 1.49 \text{ cms.}^2 \quad 2 \text{ Vars. del No. 3.}$$

Area de Acero en Tensión

$$A_s = 21.6 + 1.49 = 23.09 \text{ cms.}^2 \quad 4 \text{ Vars. No. 8 y 2 No. 4}$$

Diseño por Cortante

$$V = wL/2 = 9100 \text{ Kgs.}$$

$$v = \frac{V}{b j d} = 7.24 \text{ Mayor que } 6.2 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$v_s = 7.24 - 6.2 = 1.04$$

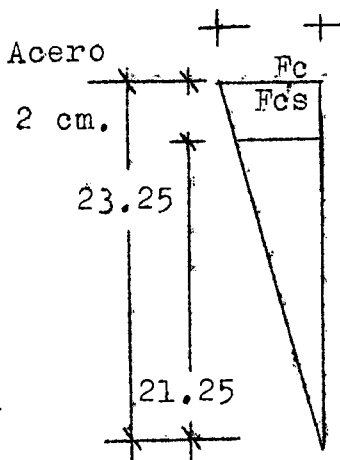
$$\frac{z}{3.25} = \frac{1.04}{7.24} \quad z = 0.46 \text{ Mts.}$$

$$V_s = 609.5 \text{ Kgs.}$$

$$T = (a_s \times 2) F_y = 809.6 \text{ por Estribo}$$

$$\text{No. de Estribos} = \frac{609.5}{809.6} = 1 \text{ Estribo}$$

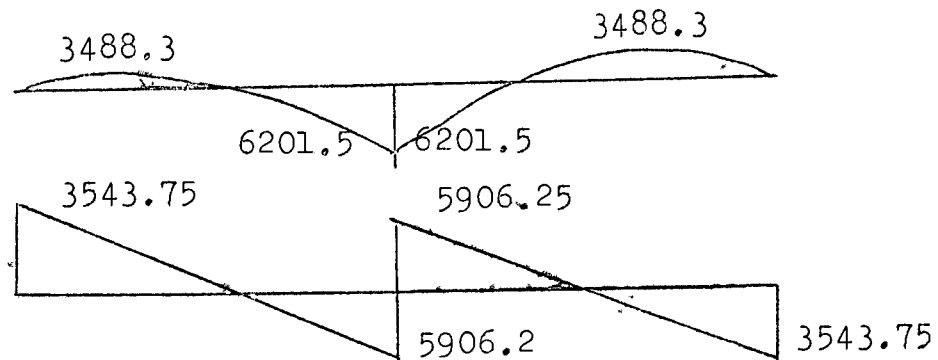
Por especificación se van a colocar estribos No. 2 a cada $\frac{d}{2}$
= 24 cms.



Diseño de la Trabe T-8

$$\begin{aligned} L &= 5.25 \text{ Mts.} \\ b &= 0.25 \text{ " } \\ d &= 0.38 \text{ " } \\ h &= 0.40 \text{ " } \end{aligned}$$

$w = 1800 \text{ Kgs./Mt.}$
 $F_s, F'_c, F_c, n, k, j, R =$ a los datos respectivos del problema anterior.



Cálculo del Momento Resistente de la sección.

$$M = Rbd^2 = 5892.24 \text{ Kgs.-Mt.}$$

Tenemos una sección doblemente armada y peraltada.

Cálculo de la Profundidad del Eje Neutro

$$k^3 - 3k^2 - \frac{6Mnk}{F_s b d^2} + \frac{6Mn}{F_s b d^2} = 0 \quad \text{Realizando operaciones se tiene: } k^3 - 3k^2 - 0.412k + 0.412 = 0$$

Realizando la ecuación por aproximaciones sucesivas se tiene:
 $k = 0.323$
 $j = 1 - \frac{k}{3} = 0.892$

$$kd = 0.401 \times 38 = 15.23 \quad F_{cs} = \frac{13.23}{15.23} F_c$$

$$F_{sc} = 2nF_{cs} = 1469 \text{ mayor que } 1265 \text{ Kgs./cm.}^2 \quad d-d' = 36 \text{ cms.}$$

Cálculo del Area de Acero

$$A_s = \frac{M}{F_s j d} = \frac{348830}{1265 \times 0.892 \times 38} = 8.13 \text{ cms.}^2 \quad (\text{Sección Peraltada})$$

$$\text{Sección doblemente armada} \\ A_s = \frac{M_2}{F_s (b-d')} = \frac{30926}{1265(36)} = 0.67 \text{ cms.}^2$$

$$A_s = \frac{M'}{F_s j d} = \frac{589224}{1265 \times 0.866 \times 38} = 14.15 \text{ cms.}^2$$

$$\text{Area de Acero en Tensión: } A_s = 14.15 + 0.67 = 14.82 \text{ cms.}^2$$

$$\text{Area de Acero en Compresión: } A_s = 0.67 \text{ cms.}^2$$

Diseño por Cortante

$$V_a = 3543.7 \text{ Kgs.} \quad v_a = \frac{V_a}{b_j d} = 4.3 \text{ menor que } 6.2 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$V_b = 5906.2 \text{ " } \quad v_b = \frac{V_b}{b_j d} = 7.2 \text{ mayor que } 6.2 \text{ " " "}$$

Diseño de la Trabe T-9

$$L = 5.6 \text{ Mts.}$$

$$b = 0.25 \text{ "}$$

$$h = 0.55 \text{ "}$$

$$p = 4050 \text{ Kgs.}$$

$$w = 1200 \text{ Kgs./Mt.}$$

$$d = 0.53 \text{ Mts.}$$

Los datos $F_s, F'_c, F_c, j, n, R, k$, son iguales a los del problema anterior.

$$M = wL^2/8 + PL/4 = 10374 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$\text{Momento Resistente } M' = Rbd^2 = 11462.12 \text{ Kgs.-Mt.}$$

En éste caso se tiene una sección peraltada.

Profundidad del Eje neutro. Se obtiene $k = 0.385$

$$j = \frac{1-k}{3} = 0.872$$

$$\text{Area de Acero } A_s = \frac{M}{F_s j d} = 17.74 \text{ cms.}^2 \quad 3 \text{ Vars. No. 8 y 1 No. 6.}$$

$$\text{Cortante } V = wL/2 + P/2 = 5385 \text{ Kgs.}$$

$$v = \frac{V}{b_j d} = 4.6 \text{ menor que } 6.2 \text{ Kgs./cm.}^2 \text{ por lo que los estribos del No. 2 se colocan según la especificación } \frac{d}{2} = 26 \text{ cms.}$$

Diseño de la Trabe No. T-10

$$L = 3.40 \text{ Mts.}$$

$$b = 0.15 \text{ "}$$

$$d = 0.28 \text{ "}$$

$$h = 0.30 \text{ "}$$

$$k = 0.401$$

$$R = 16.322$$

$$w = 1500 \text{ Kgs./Mts.}$$

$$F_s = 1265 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$F'_c = 210 \text{ " "}$$

$$F_c = 94 \text{ " "}$$

$$j = 0.866$$

$$\text{Momento Natural } M = wL^2/8 = 2167.5 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$\text{Momento Resistente } M' = Rbd^2 = 1919.46 \text{ Kgs.-Mt.}$$

En éste caso se tiene una sección doblemente armada.

$$\text{Area de Refuerzo en Tensión } A_s = \frac{M'}{F_s j d} = 6.25 \text{ cms.}^2$$

$$\text{Momento que absorbe el Acero } M_2 = M - M' = 248.04 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$\text{Area del Par de Acero } kd = 11.2 \text{ cms.}$$

$$F_{cs} = \frac{9.2}{11.2} F_c = 0.82 F_c \quad F_{sc} = 2nF_{cs} = 1389 \text{ mayor que } 1265 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$A_s = \frac{M_2}{F_s(d-d')} = 0.75 \text{ cms.}^2 \text{ En Compresión}$$

$$A_s = 6.25 + 0.75 = 7.0 \text{ cms.}^2 \text{ en Tensión}$$

$$\text{Cortante } = wL/2 = 2550 \text{ Kgs.} \quad v = \frac{V}{bjd} = 7.0 \text{ mayor que } 6.2 \text{ Kgs./cm.}^2$$

Se colocaran Estribos No. 2 por especificación a cada $\frac{d}{2} = 14 \text{ cms.}$

Diseño de la Trabe T-11

$$L = 2.50 \text{ Mts.}$$

$$b = 0.15 \text{ "}$$

$$d = 0.18 \text{ "}$$

$$h = 0.20 \text{ "}$$

$$w = 1100 \text{ Kgs./Mt.}$$

Los datos $F_s, F'_c, F_c, n, k, j, R,$ son iguales a los del problema anterior.

$$\text{Momento Natural } M = wL^2/8 = 859.37 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$\text{Momento Resistente } M' = Rbd^2 = 793.25 \text{ Kgs.-Mt.}$$

En el presente caso tenemos una sección doblemente armada.

$$\text{Area de Refuerzo en Tensión } A_s = \frac{M'}{F_s j d} = 4.02 \text{ cms.}^2$$

$$\text{Momento que absorbe el Acero } M_2 = M - M' = 66.13 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$\text{Area del par de Acero } kd = 7.21$$

$$F_{cs} = \frac{7.21}{5.21} F_c = \quad F_{sc} = 2nF_{cs} = 1694 \text{ Kgs./cm.}^2 \text{ mayor que } F_s.$$

$$\text{Area en Compresión } A_s = \frac{M_2}{F_s(d-d')} = 0.32 \text{ cms.}^2$$

$$\text{Area en Tensión } A_s = 4.02 + 0.32 = 4.34 \text{ cms.}^2$$

$$\text{Cortante } V = wL/2 = 1375 \text{ Kgs.} \quad v = \frac{V}{bjd} = 5.88 \text{ menor que } 6.2 \text{ Kgs./cm.}^2$$

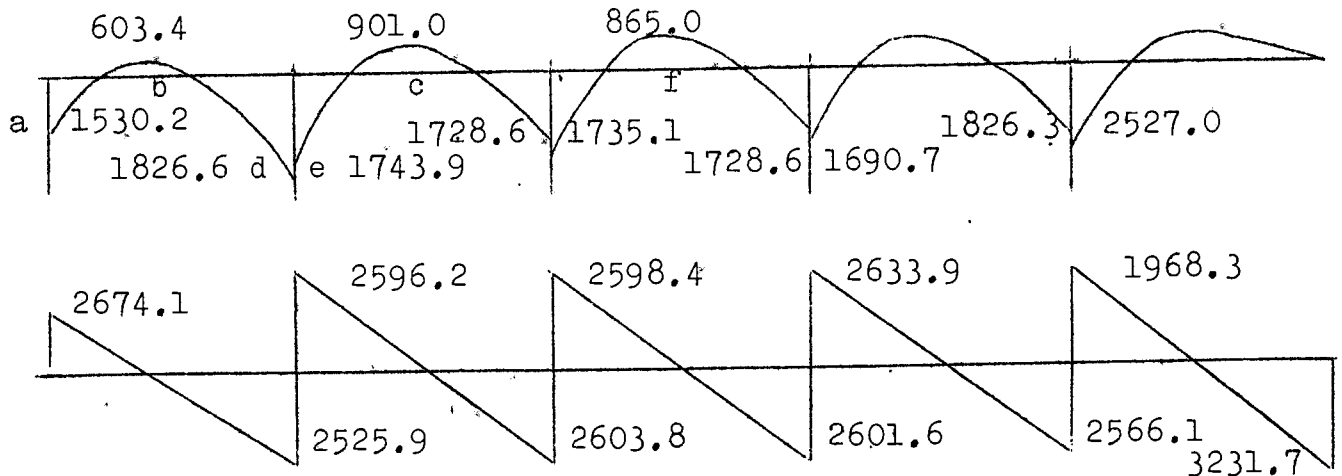
Estribo No. 2 que por especificación irán colocados a cada $\frac{d}{2}$

$$= 9 \text{ cms.}$$

Diseño de la Trabe T-12

$$\begin{aligned} L &= 4.00 \text{ Mts.} \\ b &= 0.20 \text{ " } \\ h &= 0.32 \text{ " } \\ d &= 0.30 \text{ " } \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w &= 1300 \text{ Kgs./Mt.} \\ \text{Los datos } F_s, F'_c, F_c, n, - \\ k, j, R &= 16.322 \end{aligned}$$



$$2525.9 - 1300x_1 = 0 \quad x_1 = 1.94 \text{ Mts.} \quad 2603.8 - wx_2 = 0 \quad x_2 = 2.01 \text{ m.}$$

$$2603.8 - wx_3 = 0 \quad x_3 = 2.01 \text{ " } \quad 2566.1 - wx_4 = 0 \quad x_4 = 1.97 \text{ m.}$$

$$3231.7 - wx_5 = 0 \quad x_5 = 2.48 \text{ "}$$

$$M_a = 1530.20 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_b = 603.40 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_c = 901.00 \text{ " "}$$

$$M_d = 1826.60 \text{ " "}$$

$$M_e = 1743.90 \text{ " "}$$

$$M_f \doteq M_c$$

$$\text{Momento Resistente } M = Rbd^2 = 2940.00 \text{ Kgs.- Mt.}$$

En este caso se tiene una sección peraltada o sub-reforzada.

Calculando las profundidades del Eje neutro para cada uno de nuestros puntos por aproximaciones sucesivas tenemos:

$$k_a = 0.306 \quad k_b = 0.20 \quad k_c = 0.243$$

$$k_d = 0.329 \quad k_e = 0.323$$

Cálculo del Area de Acero

$$j_a = 1 - \frac{k}{3} = 0.898$$

$$j_b = 0.934$$

$$j_c = 0.919$$

$$j_d = 0.891$$

$$j_e = 0.892$$

$$\begin{aligned} \text{Asa} &= \frac{M_a}{F_s j d} = 4.5 \text{ cms.}^2 & \text{Asb} &= 1.7 \text{ cms.}^2 & \text{Asc} &= 2.6 \text{ cms.}^2 \\ \text{Asd} &= 5.4 \text{ cms.}^2 & \text{Ase} &= 5.1 \text{ "} \end{aligned}$$

Para el diseño por cortante tomamos los valores máximos de los cortantes.

$$V_1 = 2674.1 \text{ Kgs.} \quad V_2 = 2525.9 \text{ Kgs.} \quad V_3 = 2603.8 \text{ Kgs.}$$

$$v = \frac{V}{b j d} \quad v_1 = 5.13 \text{ menor que } 6.2 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$v_2 = 4.87 \text{ menor que } 6.2 \quad v_3 = 5.01 \text{ " " } 6.2 \text{ " "}$$

Los estribos serán del No. 2 e irán separados por especificación a $S_{max} = \frac{d}{2} = 15 \text{ cms.}$

Diseño de la Trabe T-13

$$L = 4.30 \text{ Mts.}$$

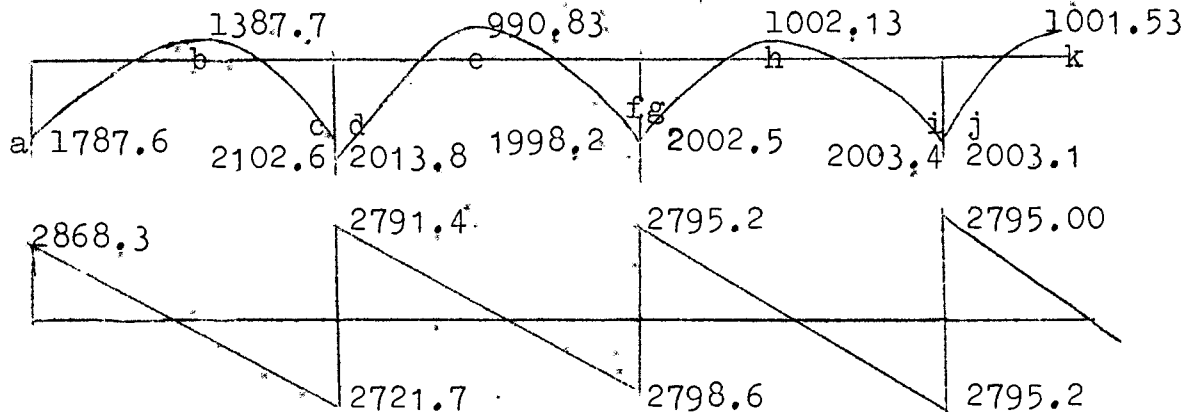
$$b = 0.20 \text{ "}$$

$$h = 0.30 \text{ "}$$

$$d = 0.28 \text{ "}$$

$$w = 1300 \text{ Kgs./Mt.}$$

$F_s, F'_c, F_c, n, k, j, R,$ -
Estos datos son iguales a los del problema anterior.



$$\begin{aligned} 2868.3 - wx_1 &= 0 & x_1 &= 2.21 \text{ Mts.} & x_2 &= 2.15 \text{ Mts.} \\ x_3 &= 2.15 \text{ Mts.} & x_4 &= 2.15 \text{ "} \end{aligned}$$

$$M_b = 1787.6 - \frac{wx^2}{2} = 1387.07 \text{ Kgs.-Mt.} \quad M_h = 1002.13 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_e = 2013.8 - \frac{wx^2}{2} = 990.83 \text{ " " } \quad M_k = 1001.53 \text{ " "}$$

$$M_a = 1787.6 \text{ Kgs.-Mt.} \quad M_c = 2102.6 \text{ Kgs.-Mt.} \quad M_d = 2013.8 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_f = 1998.2 \text{ " " } \quad M_g = 2002.5 \text{ " " } \quad M_i = 2003.4 \text{ " "}$$

$$M_j = 2003.1 \text{ " " } \quad M_l = 2003.1 \text{ " "}$$

$$\text{Momento Resistente } M' = R b d^2 = 2559.29 \text{ Kgs.-Mt.}$$

En el presente caso se tiene una sección peraltada ó sub-reforzada.

Se calcula la profundidad del Eje Neutro por aproximaciones sucesivas y se tiene:

$$\begin{array}{lll} k_a = 0.29 & k_b = 0.31 & k_c = 0.37 \\ k_d = 0.35 & k_e = 0.27 & k_f = 0.36 \\ k_g = 0.36 & k_h = 0.27 & k_i = 0.36 \\ k_j = 0.36 & k_k = 0.27 & k_l = 0.36 \end{array}$$

Cálculo del Area de Acero.

$$\begin{array}{lllll} j_a = 1 - \frac{k}{3} = 0.903 & j_b = 0.897 & j_c = 0.877 & j_d = 0.883 & j_e = 0.91 \\ j_f = 0.88 & j_g = 0.88 & j_h = 0.91 & j_i = 0.88 & j_j = 0.88 \\ j_k = 0.91 & j_l = 0.88 & & & \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} A_{sa} = \frac{M_a}{F_s j_d} = 5.59 \text{ cms.}^2 & A_{sb} = 4.37 \text{ cms.}^2 & A_{sc} = 5.21 \text{ cms.}^2 \\ A_{sd} = 6.44 \text{ cms.}^2 & A_{se} = 3.07 \text{ " } & A_{sf} = 6.41 \text{ " } \\ A_{sg} = 6.42 \text{ " } & A_{sh} = 3.11 \text{ " } & A_{si} = 6.43 \text{ " } \\ A_{sj} = 6.43 \text{ " } & A_{sk} = 3.11 \text{ " } & A_{sl} = 6.43 \text{ " } \end{array}$$

Para el diseño por cortante tomamos el valor máximo en --- cada viga:

$$\begin{array}{lll} V_1 = 2868.3 \text{ Kgs.} & V_2 = 2798.6 \text{ Kgs.} & V_3 = 2795 \text{ Kgs.} \\ v_a = \frac{V_1}{b j_d} = 5.67 \text{ menor que } 6.2 \text{ Kgs./cm.}^2 & & \end{array}$$

Los otros dos esfuerzos también son menores que 6.2 Kgs./cm.² y menores a 1.6 de $\phi F'_c$, por lo que teóricamente la viga no lleva estribos, pero por especificación debe llevar a una -- separación máxima de $\frac{d}{2} = 14 \text{ cms.}$ (Estribos No. 2)

Diseño de la Trabe T-14

$$\begin{array}{ll} L = 4.60 \text{ Mts.} & w = 1600 \text{ Kgs./Mt.} \\ b = 0.20 \text{ " } & F'_c = 210 \text{ Kgs./cm.}^2 \\ d = 0.33 \text{ " } & F_s = 1265 \text{ " " } \\ h = 0.35 \text{ " } & F_c = 94 \text{ " " } \\ k = 0.401 & j = 0.866 \\ R = 16.322 & n = 9 \end{array}$$

Momento natural $M = wL^2/8 = 4232.0$ Kgs.-Mt.

Momento resistente $M' = Rbd^2 = 3554.93$ Kgs.-Mt.

-En este caso tenemos una sección doblemente armada.

Area de Refuerzo en Tensión: $A_s = \frac{M'}{F_s j d} = 9.83$ cms.²

Momento que absorbe el Acero de refuerzo: $M_2 = M - M' = 677.07$ Kgs.-M.

Area del par de Acero: $kd = 13.23$ cms. $F_{sc} = \frac{11.23}{13.23} F_c$

$F_{sc} = 2nF_c = 1421.28$ mayor que 1265 Kgs./cm.²

Area en Compresión: $A_s = \frac{M_2}{F_s(d-d')} = 1.73$ cms.²

Area en Tensión: $A's = 1.54$ cms.²

Area total en Compresión = 1.73 cms.².

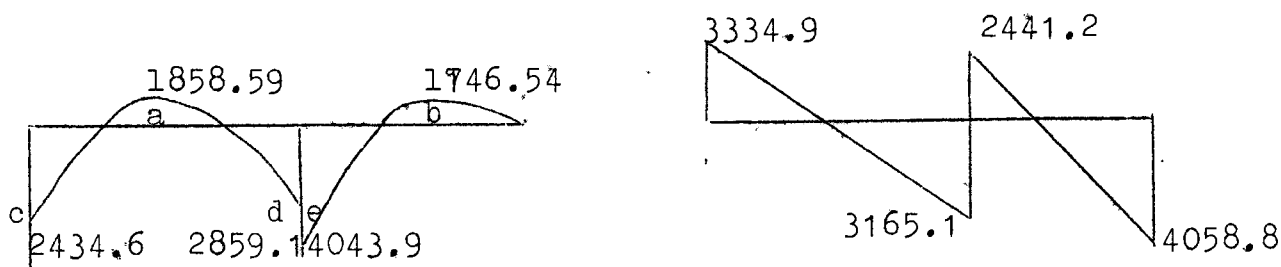
Area total en Tensión = $9.83 + 1.54 = 11.37$ cms.²

Cortante $v = \frac{V}{b j d} = 6.44$ mayor que 6.20 Kgs./cm.², por lo que -

los estribos se colocaran según la especificación $\frac{d}{2} = 16.5$ cms.

(Estribo No. 2)

Diseño de la Trabe T-15



$$2441.2 - wx' = 0$$

$$x' = 1.88$$

$$3334.9 - wx = 0$$

$$x = 2.57 \text{ Mts.}$$

$$M_a = 2434.6 - \frac{wx^2}{2} = 1858.59 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_b = 4043.9 - \frac{wx^2}{2} = 1746.54 \text{ " "}$$

$$M_c = 2434.6 \text{ Kgs.-Mt.} \quad M_d = 2859.1 \quad M_e = 4043.9 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$\begin{aligned} L &= 5.00 \text{ Mts.} \\ b &= 0.30 \text{ " } \\ d &= 0.28 \text{ " } \\ h &= 0.30 \text{ " } \end{aligned}$$

$w = 1300 \text{ Kgs./Mt.}$
 Los datos $F_s, F'_c, n, k, j, R,$ son iguales a los del problema anterior.

$$\text{Momento Resistente } M' = Rbd^2 = 3838.93 \text{ Kgs.-Mt.}$$

En este caso se tienen sección peraltada en una parte de la viga y doblemente armada en otra.

Calculando por aproximaciones sucesivas el valor de k , se tiene:
 $k_a = 0.30, k_b = 0.29, k_c = 0.33, k_d = 0.36.$

Cálculo del Area de Acero.

$$\begin{aligned} A_{sa} &= \frac{M_a}{F_s j d} = 5.44 \text{ cms.}^2 & A_{sb} &= 5.10 \text{ cms.}^2 \\ A_{sc} &= 7.21 \text{ cms.}^2 & A_{sd} &= 8.56 \text{ " } \end{aligned}$$

Cálculo del Area de Acero en la sección doblemente armada.

$$A_s = \frac{M'}{F_s j d} = 12.52 \text{ cms.}^2$$

Momento que toma el par de Acero $M_2 = M - M' = 2049.66 \text{ Kgs.-Mt.}$

$$\text{Area del par de Acero. } k_d = 11.23 \text{ cms. } F_{cs} = \frac{9.23}{11.23} F_c$$

$$F_{sc} = 2nF_{cs} = 1387.44 \text{ mayor que } 1265 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$\text{En compresión } A_{s'} = \frac{M_2}{F_{sc}(d-d')} = 0.568 \quad A_{\text{total}} = \frac{12.52 + 0.568}{13.09} = 1.00 \text{ cms.}^2$$

$$\text{En tensión } A_s = \frac{M_2}{F_s(d-d')} = 0.623 \text{ cms.}^2 \quad A_{\text{tot.}} = 0.623 \text{ cms.}^2$$

Cortante, se toman los valores máximos para cada Trabe.

$$V = 3334.9 \text{ Kgs. } \quad v = \frac{V}{b j d} = 4.47 \text{ menor que } 6.2 \text{ Kgs./cms.}^2$$

$$V' = 4058.8 \text{ " } \quad v' = 5.5 \text{ Kgs./Cms.}^2 \text{ menor que } 6.2$$

Los estribos serán del No: 2 y se colocaran por especificación para el armado de la Trabe a una distancia máxima de $\frac{d}{2}$
 $= 14 \text{ cms.}$

Diseño de la Trabe T-16

$$\begin{aligned} L &= 3.00 \text{ Mts.} \\ b &= 0.15 \text{ " } \\ d &= 0.30 \text{ " } \\ h &= 0.32 \text{ " } \end{aligned}$$

$w = 2300 \text{ Kgs./Mt.}$
 $F_s, F'_c, F_c, n, R, j, k$, éstos
 datos son iguales a los del --
 problema anterior.

Momento natural = 2600.00 Kgs.-Mt.

Momento Resistente $M' = Rbd^2 = 2200 \text{ Kgs.-Mt.}$

Tenemos una sección doblemente armada.

Area de Refuerzo sección balanceada $A_s = \frac{M'}{F_s j d} = 6.7 \text{ cms.}^2$

Momento que absorberá el Acero $M_2 = M - M' = 400.00 \text{ Kgs.-Mt.}$

Area del par de Acero $k d = 12.03 \text{ cms.}$ $F_{cs} = \frac{10.03}{12.03} F_c$

$F_{sc} = 2nF_{cs} = 1380$ mayor que 1265 Kgs./cms.^2

$A_s = \frac{M_2}{F_s(d-d')} = 1.13 \text{ cms.}^2$ Acero en compresión.

$A'_s = 6.7 + 1.13 = 7.83 \text{ cms.}^2$ Acero a tensión.

Cortante $V = wL/2 = 3450 \text{ Kgs.}$ $v = \frac{V}{b j d} = 8.85 \text{ Kgs./cms.}^2$

Esfuerzo que es mayor que 6.2 Kgs./cms.^2

$v_s = 8.85 - 6.2 = 2.65 \text{ Kgs./Cms.}^2$

$\frac{z}{1.50} = \frac{2.65}{8.85}$ $z = 45 \text{ cms.}$ $V = \frac{45 \times 2.65 \times 15}{2} = 900 \text{ Kgs.}$

$V_s = 2a_s \times F_s = 815 \text{ Kgs.}$

Número de estribos = $\frac{900}{815} = 2$ estribos $S_{max} = \frac{d}{2} = 15 \text{ cms.}$

Diseño de la Trabe T-17

$$\begin{aligned} L &= 3.90 \text{ Mts.} \\ b &= 0.20 \text{ " } \\ M &= 3422.25 \text{ Kgs./Mt.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w &= 1800 \text{ Kgs./Mt.} \\ h &= 0.33 \text{ Mts.} \end{aligned}$$

Momento Resistente $M' = Rbd^2 = 2937.96 \text{ Kgs.-Mt.}$

Se tiene una sección doblemente armada.

Area de la sección balanceada $A_s = \frac{M'}{F_s j d} = 8.93 \text{ cms.}^2$

El Momento que toma el par de acero es: $M_2 = M - M' = 484.29 \text{ Kgs.-cm.}$

Area del par de Acero $kd = 12.03 \text{ cms.}$ $Fcs = 0.83 Fc$

$Fsc = 2nFcs = 1380$ mayor que 1265 Kgs./cms.^2

$$As = \frac{M_2}{Fs(d-d')} = 1.36 \text{ cms.}^2$$

Area en Tensión $As = 8.93 + 1.36 = 10.29 \text{ cms.}^2$

Cortante $V = wL/2 = 3510 \text{ Kgs.}$ $v = \frac{V}{bjd} = 6.75 \text{ Kgs./cms.}^2$

Estribos No. 2 a cada 15 cms.

Diseño de la Trabe T-18

$$L = 4.50 \text{ Mts.}$$

$$w = 1800 \text{ Kgs./Mt.}$$

$$b = 0.20 \text{ "}$$

$$M = 4556.25 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$d = 0.35 \text{ "}$$

$$h = 0.37 \text{ Mts.}$$

Momento Resistente $M' = Rbd^2 = 3998.89 \text{ Kgs.-Mt.}$

En este caso se tiene sección doblemente armada.

Area de Refuerzo sección balanceada $As = \frac{M'}{Fsjd} = 10.4 \text{ cms.}^2$

Momento que absorbe el par de Acero $M_2 = M - M' = 557.36 \text{ Kgs.-Mt.}$

Area del par de Acero $kd = 14.03 \text{ cms.}$ $Fcs = \frac{12.03}{14.03} Fc$

$Fsc = 2nFcs = 1450$ mayor que 1265 Kgs./cms.^2

As en Compresión = 1.33 cms.^2 As en Tensión = $10.4 + 1.33 = 11.77 \text{ cms.}^2$

Cortante $V = wL/2 = 4050 \text{ Kgs.}$ $v = 6.68 \text{ Kgs./cm.}^2$

$v_c = 6.2$ Estribos No. 2 a cada 17 cms.

Diseño de la Trabe T-19

$$L = 4.20 \text{ Mts.}$$

$$w = 2000 \text{ Kgs./Mt.}$$

$$b = 0.20 \text{ "}$$

$$M = 4410 \text{ " - "}$$

$$d = 0.35 \text{ "}$$

$$h = 0.37 \text{ Mts.}$$

Momento Resistente $M' = Rbd^2 = 3998.89 \text{ Kgs.-Mt.}$

Area de Refuerzo a Tensión $As = \frac{M'}{Fsjd} = 10.4 \text{ cms.}^2$ (balanceada)

Momento que toma el par de Acero $M_2 = M - M' = 411.11 \text{ Kgs.-Mt.}$

Area del par de Acero $kd = 14.03 \text{ cms.}$ $Fcs = 0.85 Fc$

$$F_s = 2nF_c = 1450 \text{ menor que } 1265 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$A_s \text{ en Compresión} = 0.98 \text{ cms.}^2 \quad A_s \text{ en Tensión} = 11.38 \text{ cms.}^2$$

$$\text{Cortante } V = 4200 \text{ Kgs.} \quad v = \frac{V}{bjd} = 6.92 \text{ Kgs./cms.}^2$$

Estribos No. 2 a cada 17 cms.

El Diseño de la Trabe T-22 es similar a la anterior, por lo que se presentan los datos de Diseño en el plano Estructural de Trabes.

Diseño de la Trabe T-20

$$L = 5.00 \text{ Mts.}$$

$$b = 0.30 \text{ "}$$

$$d = 0.40 \text{ "}$$

$$h = 0.42 \text{ "}$$

$$w = 2700 \text{ Kgs./Mt.}$$

Los datos F_s , F_c , F_c , n , k , j , R , son similares a los de los problemas anteriores.

$$M_5 = 7432.9 - \frac{wx^2}{2} = 5203.10 \text{ Kgs.-Mt.} \quad 8237.6 - wx = 0 \quad x = 3.06$$

$$M_1 = 7437.9 \text{ Kgs.-Mt.} \quad M_2 = 6503.7 \text{ Kgs.-Mt.} \quad M_3 = 5866.5 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_4 = 2504.5 \text{ " " " " } \quad M_6 = 2246.4 \text{ " " " " } \quad M_7 = 4034.2 \text{ " " " "}$$

$$\text{Momento Resistente} = M' = Rbd^2 = 7834.56 \text{ Kgs.-Mt.}$$

En el presente caso se tiene una sección peraltada.

A continuación se calculan las profundidades de los Ejes Neútrros por medio de aproximaciones sucesivas; se obtiene:

$$k_1 = 0.393 \quad j_1 = 0.869 \quad k_2 = 0.372 \quad j_2 = 0.876$$

$$k_3 = 0.357 \quad j_3 = 0.881 \quad k_4 = 0.247 \quad j_4 = 0.917$$

$$k_5 = 0.337 \quad j_5 = 0.887 \quad k_6 = 0.235 \quad j_6 = 0.921$$

$$k_7 = 0.305 \quad j_7 = 0.898$$

$$\text{Area de Acero } A_s = \frac{M_1}{F_s j d} = 16.91 \text{ cms.}^2 \quad A_{s2} = 14.67 \text{ cms.}^2$$

$$A_{s3} = 13.15 \text{ cms.}^2 \quad A_{s4} = 5.39 \text{ cms.}^2 \quad A_{s5} = 11.41 \text{ "}$$

$$A_{s6} = 4.82 \text{ " " } \quad A_{s7} = 8.87 \text{ " "}$$

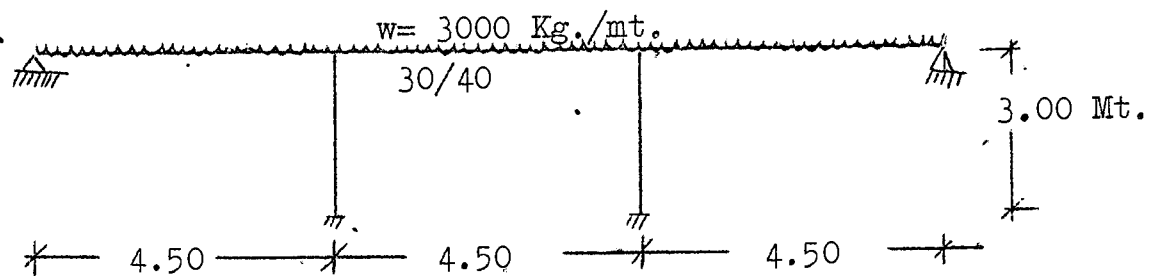
$$\text{Cortante } V = 8237.6 \text{ Kgs.} \quad v = \frac{V}{bjd} = 7.92 \text{ mayor que } 6.2 \text{ Kgs./cm}^2$$

$$v_s = 7.92 - 6.2 = 1.72 \quad z = \frac{1.72 \times 3.05}{7.92} = 0.665$$

$$v_s = \frac{66.5 \times 1.72 \times 30}{2} = 1716.8 \text{ Kgs.} \quad 2a_s F_s = 809 \text{ Kgs. para c/Estribo}$$

$$\text{No. de E.} = \frac{1716.8}{809} = 2E \quad E \# 2 \text{ a cada } 20 \text{ cms.}$$

Diseño de la Trabe T-21



$$\begin{aligned} L &= 4.50 \text{ Mts.} \\ b &= 0.30 \text{ " } \\ h &= 0.40 \text{ " } \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w &= 3000 \text{ Kgs./Mt.} \\ d &= 0.37 \text{ Mts.} \end{aligned}$$

$$M_a = 6587.8 \text{ menos } \frac{wx^2}{2} = 1941.4 \text{ Kgs.-Mt.} \quad x = \frac{5286}{3000} = 1.76$$

$$M_b = 6587.80 \text{ Kgs.-Mt.} \quad M_c = 5735.30 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_d = 3639.7 \text{ " "}$$

$$\text{Momento Resistente } M' = Rbd^2 = 6703.44 \text{ Kgs.-Mt.}$$

En el presente caso se tiene una sección peraltada.

En seguida se calculan las profundidades de los Ejes neutros por medio de aproximaciones sucesivas; se obtiene:

$$k_a = 0.23 \quad j_a = 0.923 \quad k_b = 0.39 \quad j_b = 0.877$$

$$k_c = 0.37 \quad j_c = 0.87 \quad k_d = 0.31 \quad j_d = 0.897$$

$$\text{Area de Acero } A_{sa} = \frac{M_a}{F_s j d} = 4.49 \text{ cms.}^2$$

$$A_{sb} = 16.05 \text{ cms.}^2 \quad A_{sc} = 14.08 \text{ cms.}^2 \quad A_{sd} = 8.67 \text{ cms.}^2$$

$$\text{Cortante } V_1 = 8214 \text{ Kgs.} \quad v_1 = \frac{V_1}{b j d} = 8.51 \text{ Kgs./cms.}^2$$

$$v_2 = 675 \text{ Kgs.} \quad v_2 = 0.69 \text{ Kgs./cms.}^2$$

$$z = \frac{2.31 \times 3.24}{8.51} = 0.88 \quad V_s = \frac{z v_s b}{2} = \frac{88 \times 2.31 \times 30}{2} = 3049.2$$

$$2a_s F_s = \text{No. de E.} = \frac{3049.2}{809.6} \approx 4 \text{ Estribos}$$

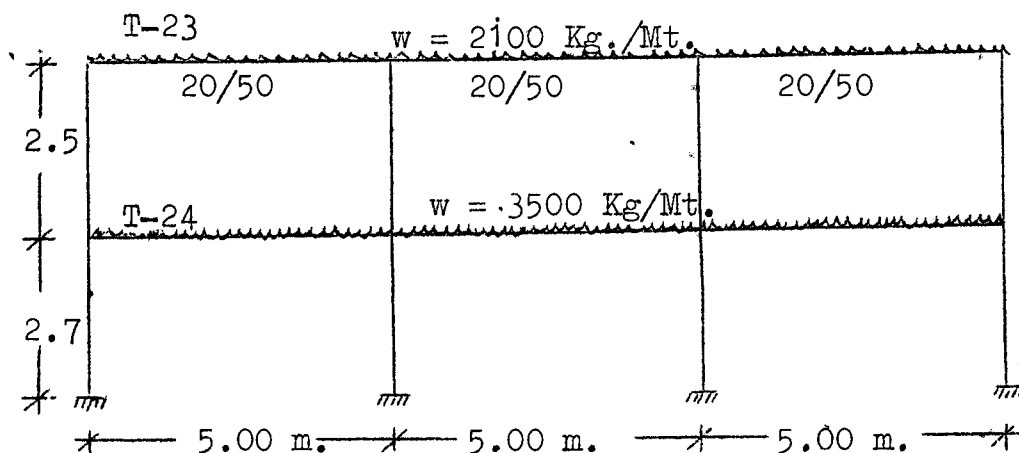
Según el Diagrama presentado para la colocación de los Estribos se tiene: 1 Estribo a 4 cms.

1 Estribo a 12 cms. y los demás a $\frac{d}{2} = 19 \text{ cms. (E. \# 2)}$

Diseño de las Trábes T-23 y T-24

$L = 5.00$ Mts.
 $b = 0.20$ "
 $h = 0.50$ "
 $d = 0.47$ "

$w_1 = 2100$ Kgs./Mt. (T-23)
 $w_2 = 3500$ " " (T-24)
 $F_s, F'_c, F_c, R, n, k, j$, son
 datos iguales a los del pro-
 blema anterior.



$$3842.6 - w_1 x_1 = 0 \quad x_1 = 1.83 \quad 6474.9 - w_2 x_4 = 0 \quad x_4 = 1.85$$

$$x_2 = 2.5 \quad x_3 = 3.17 \quad x_5 = 2.5 \quad x_6 = 3.15$$

$$M_b = 1311.2 - \frac{2100 \times 1.83^2}{2} = -2205.15 \text{ Kgs.-Mt.} \quad M_e = 571.80 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$M_h = -2207.58 \quad M_k = -3401.38 \quad M_n = 1304.0 \quad M_q = -3400.18 \quad " \quad "$$

$$M_a = 1311.20 \quad M_c = 8348.0 \quad M_d = 7124.30 \quad M_f = 7119.20 \quad " \quad "$$

$$M_g = 8343.80 \quad M_i = 1324.7 \quad M_j = 2588.0 \quad M_l = 13963.7 \quad " \quad "$$

$$M_m = 11701.5 \quad M_o = 11706.6 \quad M_p = 13964.2 \quad M_r = 2581.9 \quad " \quad "$$

En el Momento Resistente $M' = Rbd^2 = 7211.06$ Kgs.-Mt.

En este caso tenemos dos secciones en nuestras vigas, una que es peraltada, y otra que es doblemente armada.

Calculando la sección peraltada, obtenemos las profundidades de los ejes neutros, por medio de aproximaciones sucesivas;

$$k_a = 0.18 \quad k_b = 0.23 \quad k_d = 0.39 \quad k_e = 0.12$$

$$k_f = 0.39 \quad k_g = 0.39 \quad k_h = 0.23 \quad k_i = 0.23$$

$$k_j = 0.18 \quad k_k = 0.25 \quad k_l = 0.28 \quad k_m = 0.18$$

$$k_n = k_k = 0.28 \quad k_r = k_j = 0.25$$

A continuación se calculan las $j = \frac{l-k}{3}$ y en seguida las Areas de Acero:

$$Asa = \frac{Ma}{Fsjd} = 2.35 \text{ cms.}^2 \quad Asb = 4.01 \text{ cm.}^2 \quad Asd = 3.77 \text{ cms.}^2$$

$$Ase = 0.98 \text{ cms.}^2 \quad Asf = 13.76 \text{ cms.}^2 \quad Ash = 4.02 \text{ cms.}^2$$

$$Asi = 2.37 \quad " \quad Asj = 4.75 \quad " \quad Ask = 6.31 \quad "$$

$$Asn = 2.33 \quad " \quad Asq = 6.31 \quad " \quad Asr = 4.74 \quad "$$

Cortante: Para éste Diseño tomamos la fuerza mayor en cada una de las vigas:

$$V_1 = 6657.4 \text{ Kgs.} \quad V_2 = 5251.0 \text{ Kgs.} \quad V_3 = 6653.8 \text{ Kgs.}$$

$$V_4 = 11025.1 \quad " \quad V_5 = 8751.0 \quad " \quad V_6 = 11026.5 \quad "$$

$$v_1 = \frac{V_1}{bjd} = 7.66 \text{ Kgs./cm.}^2 = v_3 \quad v_2 = 6.42 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$v_4 = v_6 = 12.93 \text{ Kgs./cm.}^2 \quad v_5 = 9.90 \quad " \quad "$$

$$v_c = 0.5 \sqrt{F'c} = 6.2 \text{ Kgs./cm.}^2$$

Para los esfuerzos V_3 y V_5 , el armado se coloca por especificación y para los demás tenemos $12.93 - 6.2 = 6.73 = v_{s4}$ y 6

$$V_s = \frac{z_4 v_s b}{2} = 8749 = V_{s4} = V_{s6} \text{ para los Estribo}$$

No. de E. 4 y 6 = $\frac{8749}{896} = 9.76$ aprox. 10 Estribos. Que quedaran colocados uno a 3 cms., 2 a 7 cms., 2 a 8 cms., 1 a 9 cms., 1 a 10 cms., 1 a 12 cms., 1 a 14 cms. y los demás Estribos del No. 2 a cada 24 cms.

$$V_{s5} = 3441 \text{ Kgs. para los Estribo}$$

$$V \text{ para cada Estribo} = 2a_s F_s = 896 \text{ Kgs.}$$

No. de Estribos 5 = a 3.84 E aprox. 4 Estribos que estaran colocados uno a 13 cms., uno a 17 cms. y los demás Estribos del No. 2 a cada 24 cms.

Diseño de la Sección doblemente armada.

Area de Refuerzo en tensión de la sección balanceada: $As_1 = - -$
 $\frac{M'}{F_s j d} = 14 \text{ cms.}^2$

El Momento que absorbe el par de Acero es: $M_{2c} = M - M' = 1136.74 -$
 $M_{2g} = 1132.74 \text{ Kgs.-Mt.} \quad M_{2l} = 6752.74 \text{ Kg-Mt.} \quad M_{2m} = 4490.44 - -$
 $M_{2o} = 4495.54 \quad " \quad " \quad M_{2p} = 6753.14 \quad " \quad "$

Profundidad $k d = 0.401 \times 47 = 18.85 \text{ cms.} \quad F_{cs} = \frac{1585}{1885} \quad \bar{F}_c = 0.84 F_c$

$F_{sc} = 2nF_{cs} = 1421.28 \text{ Kgs./cm.}^2$ mayor que $F_s \quad d - d' = 47 \text{ cm.}$

$As_c = As_g = \frac{M_{2c}}{F_s (d - d')} = 1.91 \text{ cm.}^2$

$As_1 = As_p = 11.36 \text{ cm.}^2 \quad As_o = As_m = 7.56 \text{ cm.}^2$

Areas finales:

En Tensión $As_{c,g} = As_1 + As_2 = 14 + 1.7 = 15.70 \text{ cm.}^2$

$As_{p,1} = 14 + 10.11 = 24.11 \text{ cm.}^2 \quad As_{o,m} = 14 + 6.73 = 20.73 \text{ cm.}^2$

En Compresión $As_{c,g} = 1.91 \text{ cm.}^2 \quad As_{e,1} = 11.36 \text{ cm.}^2 \quad As_{o,m} = 7.56 \text{ cm.}^2$

Cortante: $V_1 = \frac{w_1}{2} = 5250 \text{ Kgs. 1er. nivel} \quad V_2 = \frac{w_2}{2} = 8750 \text{ Kgs. 2o. Niv.}$

$v_1 = \frac{V}{b j d} = 6.45 \text{ Kgs./cm.}^2$ Aquí se colocan los Estribos por espec.

$v_2 = 10.75$ mayor que $6.2 \text{ Kgs./cm.}^2 \quad v_s = 10.75 - 6.2 = 4.55$

$z = \frac{2.5 \times 4.55}{10.75} = 1.06 \quad V_s = \frac{z v_s b}{2} = 4823 \text{ Kgs.}$

$2a_s F_s = 896$ para cada Estribo.

No. de Estribos = $\frac{4823}{896} = 5.38$ aproximamos a 6 Estribos que serán del No. 2 y estarán colocados 1 a 3 cms., 2 a 7 cms., 2 a 8 cms. 1 a 9 cms. y los demás a una separación máxima de 24 cms.

TRABE T25

Datos de diseño:

$$L1 = L3 = 5.00 \text{ Mts.}$$

$$L2 = 2.50 \text{ Mts.}$$

$$b = 0.20 \text{ Mts.}$$

$$d = 0.47 \text{ Mts.}$$

$$h = 0.50 \text{ Mts.}$$

$$F_s = 1265 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$F'_c = 210 \text{ Kg./cm}^2.$$

$$W = 4600 \text{ Kg/ Mt.}$$

$$n = 9$$

$$R = 16.322$$

$$k = 0.401$$

$$j = 0.866$$

$$F'_c = 94 \text{ Kg/cm}^2.$$

Y los momentos flexionantes siguientes

$$M1 = 1792.1 \text{ Kg. Mt.}$$

$$M3 = 3005.9 \text{ Kg. Mt.}$$

$$M5 = 565.4 \text{ Kg. Mt.}$$

$$M7 = 10288.1 \text{ Kg. Mt.}$$

$$M9 = 2480.3 \text{ Kg. Mt.}$$

$$M2 = 11982.0 \text{ Kg. Mt.}$$

$$M4 = 119.1 \text{ Kg. Mt.}$$

$$M6 = 9189.6 \text{ Kg. Mt.}$$

$$M8 = 7533.3 \text{ Kg. Mt.}$$

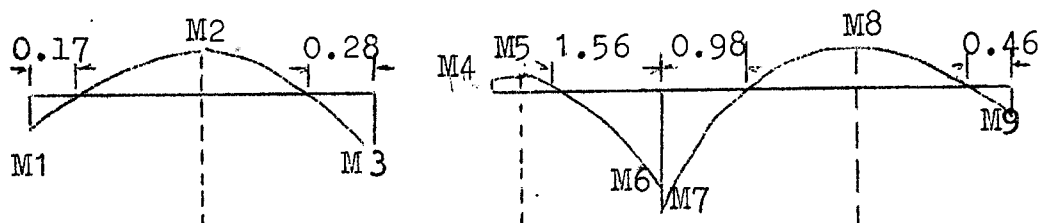


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES.

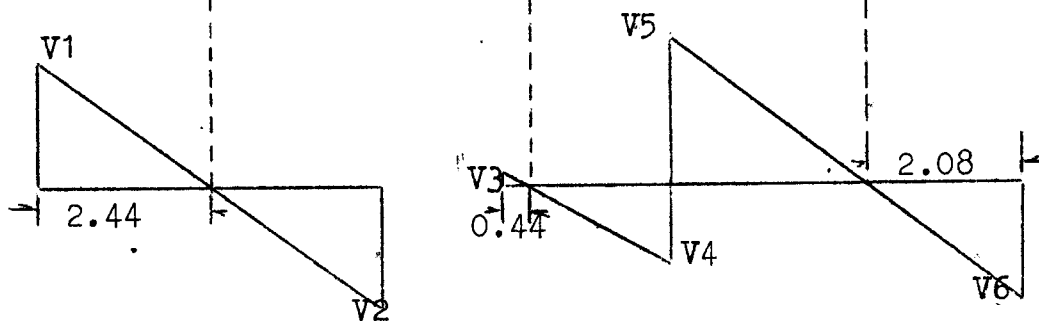


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES.

1.- Determinación del momento resistente de la sección
 $M = Rbd^2 = (16.322) (20) (47)^2 = 7021,106 \text{Kg./cm}$
 que es una sección variable de supreforsada a sobre refor-
 sada.

2.- Profundidad del eje neutro para la sección peral-
 tada.

$$k^3 - 3k^2 - \frac{6Mnk}{Fsb d^2} + \frac{6Mn}{Fsb d^2} = 0$$

Sustituyendo los valores obtenemos los resultados -
 siguientes:

Para		
M1	$k_1 = 0.220$	$j_1 = 1 - 0.073 = 0.927$
M3	$k_3 = 0.277$	$j_3 = 1 - 0.092 = 0.908$
M4	$k_4 = 0.060$	$k_4 = 1 - 0.020 = 0.980$
M5	$k_5 = 0.128$	$j_5 = 1 - 0.042 = 0.958$
m9	$k_9 = 0.255$	$j_9 = 1 - 0.085 = 0.915$

$$A_s = \frac{M}{F_s j d} \quad \text{Sustituyendo valores se obtiene.}$$

$$\begin{aligned} A_{s1} &= 3.25 \text{ Cm}^2 & A_{s4} &= 0.20 \text{ Cm}^2 \\ A_{s3} &= 5.56 \text{ Cm}^2 & A_{s5} &= 0.99 \text{ Cm}^2 \\ & & A_{s9} &= 4.55 \text{ Cm}^2 \end{aligned}$$

3.- En la sección sobreforsada el área correspon-
 diente a la sección balanceada es:

$$A_s = \frac{7021,106}{(1265) (0.866) (47)} = 14 \text{ Cm}^2$$

Profundidad del eje neutro en la sección sobrefor-
 sada.

$$k d = (0.401) (47) = 18.84 \text{ Cm.}$$

$$F_{cs} = \frac{15.84}{18.84} \quad F_{cs} = 0.84 \quad F_c$$

$$F_{sc} = 2n F_{cs} = (18) (0.84) (94) = 1422 > 1265 \text{Kgs/Cm}^2$$

$$A_s = \frac{M}{F_s (d-d')} \quad \text{En donde}$$

$$(d - d') F_s = (44) (1265) = 55660$$

Area de Acero en Compresión.

$$\begin{array}{ll} \text{Para M2} & \text{As2} = 21.5 \text{ Cm}^2 \\ & \text{M7} & \text{As7} = 18.48 \text{ Cm}^2 \\ \text{Para M6} & \text{As6} = 16.51 \text{ Cm}^2 \\ & \text{M8} & \text{As8} = 13.53 \text{ Cm}^2 \end{array}$$

4.- Diseño por cortante.

$$v = \frac{V}{b d}$$

$$\begin{array}{ll} \text{De donde V1} & = 11257.0 \text{ Kgs.} & \text{V2} & = 11742.8 \text{ Kgs.} \\ \text{V3} & = 2026.5 \text{ Kgs.} & \text{V4} & = 9473.5 \text{ Kgs.} \\ \text{V5} & = 12716.5 \text{ Kgs.} & \text{V6} & = 9593.5 \text{ Kgs.} \end{array}$$

Sustituyendo estos valores obtmemos los siguientes resultados:

$$\begin{array}{ll} v1 & = 13.82 \text{ Kgs./Cm}^2 & v2 & = 14.42 \text{ Kgs./Cm}^2 \\ v3 & = 2.48 & 6.2 \text{ Kgs./Cm}^2 & \text{del concreto.} \\ v4 & = 11.63 \text{ Kgs./cm}^2 & v5 & = 15.62 \text{ Kgs./Cm}^2 \\ v6 & = 11.78 \text{ Kgs./Cm}^2 \end{array}$$

La fuerza cortante por absorber será:

$$V = \frac{v' z b}{2}$$

En donde v' es = v - vc

$$z1 = \frac{(13.82 - 6.2) (2.44)}{13.82} = 1.34 \text{ Mts.}$$

$$\begin{array}{l} z2 = 1.45 \text{ Mts.} \\ z5 = 1.76 \text{ Mts.} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} z4 = 0.96 \text{ Mts.} \\ z6 = 0.98 \text{ Mts.} \end{array}$$

Sustituyendo valores

$$\begin{array}{ll} V1 & = 18518.8 \text{ Kgs.} & V2 & = 20909.0 \text{ Kgs.} \\ V4 & = 11164.8 \text{ Kgs.} & V5 & = 27491.2 \text{ Kgs.} \\ V6 & = 11544.4 \text{ Kgs.} & V3 & = 1472.0 \text{ Kgs.} \end{array}$$

Número de estribos

$$N = V/Vs$$

La Vs es = A la fuerza del acero en sus dos ramas con $F_y = 2300 \text{ Kgs./Cm}^2$ y $as = 0.32 \text{ Cm}^2$ correspondiente al número 2, con estos valores se tiene que Vs es = $2 (as) (F_y) = (2) (0.32) (2300) = 1472 \text{ Kgs.}$

Sustituyendo los valores de V , y V_s obtenemos la cantidad de estribos necesaria en cada caso.

$$\begin{aligned} N1 &= 12 \text{ estribos } \# 2 & N2 &= 14 \text{ estribos } \# 2 \\ N4 &= 7 \text{ estribos } \# 2 & N5 &= 19 \text{ estribos } \# 2 \\ N6 &= 8 \text{ estribos } \# 2 \end{aligned}$$

Distribuidos en la forma indicada en el plano de -
ESTRUCTURACION DE TRABES.

TRABE T26

Datos de diseño

$$L1 = L3 = 5.0 \text{ Mts.}$$

$$L2 = 2.50 \text{ Mts.}$$

$$b = 0.20 \text{ Mts.}$$

$$d = 0.47 \text{ Mts.}$$

$$h = 0.50 \text{ Mts.}$$

$$F_c = 210 \text{ Kgr./cm}^2$$

$$F_s = 1265 \text{ Kgr./cm}^2$$

$$M1 = 900.1 \text{ Kgr.-Mt.}$$

$$M3 = 1538.5 \text{ Kgr.-Mt.}$$

$$M5 = 397.4 \text{ Kgr.-Mt.}$$

$$M7 = 6496.0 \text{ Kgr.-Mt.}$$

$$M9 = 1240.3 \text{ Kgr.-Mt.}$$

$$W = 2760 \text{ Kgr./Mt.}$$

$$n = 9$$

$$R = 16.322$$

$$k = 0.401$$

$$j = 0.866$$

$$F_c = 94 \text{ Kgr./cm}^2$$

$$M2 = 7408.5 \text{ Kgr.-Mt.}$$

$$M4 = 50.1 \text{ Kgr.-Mt.}$$

$$M6 = 5112.9 \text{ Kgr.-Mt.}$$

$$M8 = 4427.7 \text{ Kgr.-Mt.}$$

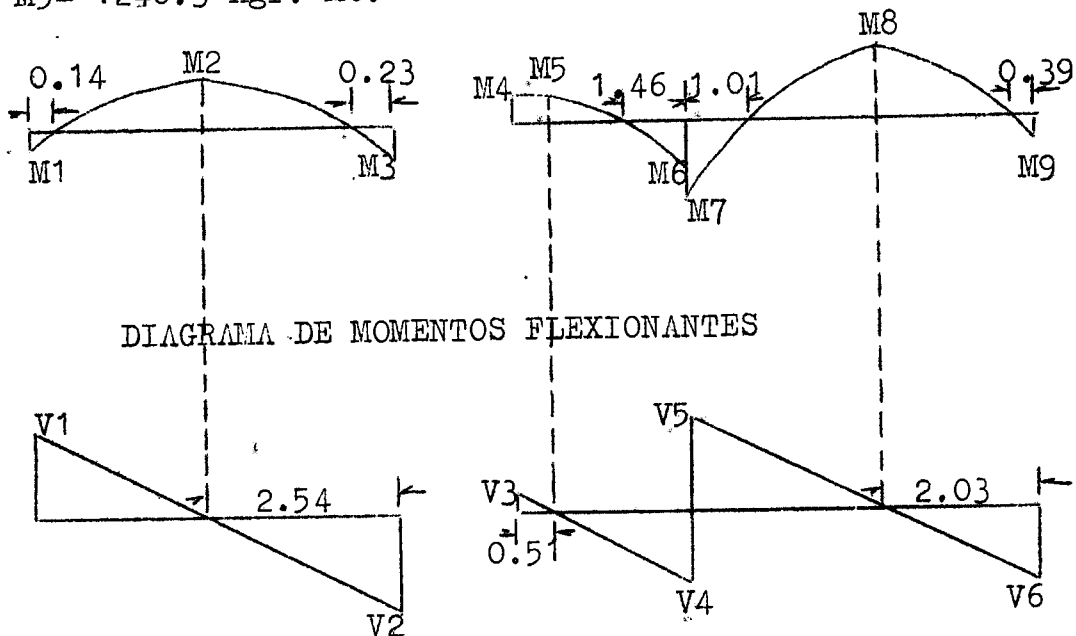


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES.

1.- Momento resistente de la sección:

$$M = Rbd^2 = 721106 \text{ Kgr.-cm.}$$

Tratándose de un elemento con secciones peraltada y sobrerreforzada.

2.- Determinación de la profundidad del eje neutro

$$k^3 - 3k^2 - \frac{6Mnk}{F_sbd^2} + \frac{6Mn}{F_sbd^2} = 0$$

Substituyendo los valores correspondientes obtenemos los resultados siguientes.

M1	k1= 0.160	j1= 1-0.053 = 0.947
M3	k3= 0.206	j3= 1-0.068 = 0.931
M4	k4= 0.041	j4= 1-0.014 = 0.986
M5	k5= 0.109	j5= 1-0.036 = 0.964
M6	k6= 0.348	j6= 1-0.116 = 0.884
M7	k7= 0.384	j7= 1-0.128 = 0.872
M8	k8= 0.328	j8= 1-0.109 = 0.891
M9	k9= 0.186	j9= 1-0.062 = 0.938

3.- Cálculo del área de acero : para las secciones peraltadas.

$$A_s = \frac{M}{F_s j d} \quad \text{Substituyendo valores;}$$

$$\begin{aligned} A_{s1} &= 1.59 \text{ cm}^2 & A_{s3} &= 2.77 \text{ cm}^2 & A_{s4} &= 0.08 \text{ cm}^2 \\ A_{s5} &= 0.69 \text{ cm}^2 & A_{s6} &= 9.72 \text{ cm}^2 & A_{s7} &= 12.52 \text{ cm}^2 \\ A_{s8} &= 8.35 \text{ cm}^2 & A_{s9} &= 2.22 \text{ cm}^2 & & \end{aligned}$$

Para la sección sobrerreforzada

$$A_s = 14.0 \text{ cm}^2 ; \text{ correspondiente a la sección balanceada.}$$

Esfuerzo del concreto a la altura del acero en compresión $F_{cs} = \frac{kd-3}{kd} (F_c)$

$$F_{cs} = \frac{15.84}{18.84} F_c = 0.84 F_c$$

$$F_{sc} = 2nF_{cs} = (18)(0.84)(94) = 1422 \text{ Kgr./cm}^2 \quad F_s$$

$$M1' = M2 - M = 740850 - 721106 = 19744 \text{ Kgr.-cm.}$$

$$A_{s1}' = \frac{M1'}{F_s(d-d')} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{En compresión: } A_{s2} = A_{s1}' = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{En tensión: } A_{s2} = A_s + A_{s1}' = 14.32 \text{ cm}^2$$

4.- Diseño por cortante.

$$v = \frac{V}{bjd} ; \text{Substituyendo valores,}$$

Donde:

V1 = 6772.3Kgr.	v1 = 8.3 Kgr./cm ² .
V2 = 7027.7Kgr.	v2 = 8.6 Kgr./cm ² .
V3 = 1384.8Kgr.	v3 = 1.7 Kgr./cm ² .
V4 = 5515.2Kgr.	v4 = 6.7 Kgr./cm ² .
V5 = 7776.6Kgr.	v5 = 9.5 Kgr./cm ² .
V6 = 5609.4Kgr.	v6 = 6.8 Kgr./cm ² .

Determinación del número de estribos para V5

$$v_c = 0.5 \sqrt{F_c} = 6.2 \text{ Kgr./cm}^2$$

$$v'_5 = v_5 - v_c = 3.3 \text{ kgr./cm}^2$$

$$Z = 2.97 \frac{3.3}{9.5} = 1.03 \text{ mts.}$$

$$V'_5 = \frac{Z v_b}{2} = 3404 \text{ Kgr.}$$

$$N = \frac{V}{V_s} = \frac{3404}{1472} = 2.3 \text{ estribos.}$$

El elemento es armado a la separación máxima $d/2$
 $S_{max.} = d/2 = 25 \text{ cms.}$ (ver plano de trabes estructurales).

TRABES T-26 y T-27

El elemento estructural de concreto reforzado tiene los siguientes datos de diseño.

$$L = 5.00 \text{ mts.} \quad w = 2760 \text{ Kgr./mt.}$$

$$b = 0.20 \text{ mts.} \quad d = 0.47 \text{ mts.} \quad F_s = 1265 \text{ Kgr./cm}^2$$

$$h = 0.50 \text{ mts.} \quad \bar{a} = 0.03 \text{ mts.} \quad n = 9$$

$$F'_c = 210 \text{ Kgr./cm}^2 \quad k = 0.401 \quad j = 0.866$$

$$M_a = -174070 \text{ Kgr.-cm} \quad M_k = -446715 \text{ Kgr.-cm.} \quad M_i = -M_i$$

$$M_b = -288078 \text{ Kgr.-cm.} \quad M_l = 1834850 \text{ Kgr.-cm.} \quad M_c = -M_g$$

$$M_c = 1096750 \text{ Kgr.-cm.} \quad M_n = -100920 \text{ Kgr.-cm.} \quad M_d = -M_f$$

$$M_d = 935540 \text{ Kgr.-cm.} \quad M_m = 1538420 \text{ Kgr.-cm.} \quad M_j = -M_r$$

$$M_e = -73040 \text{ Kgr.-cm.} \quad M_h = -289528 \text{ Kgr.-cm.} \quad M_l = -M_p$$

$$M_j = -340460 \text{ Kgr.-cm.} \quad M_q = -446955 \text{ Kgr.-cm.}$$

1.- Cálculo del momento resistente de la sección balanceada.

$$M = R_b d^2 = 16.322 \times 20 \times 47^2 = 721106 \text{ Kgr.-cm.}$$

2.- Profundidad del eje neutro.

Habra dos zonas en estas vigas: una peraltada y otra doblemente armada.

$$\text{zona peraltada. } k^3 - 3k^2 - \frac{6Mn}{F_s b d^2} - \frac{6Mn}{F_s b d^2} = 0$$

$$\text{Cálculo del término } \frac{6Mn}{F_s b d^2} \text{ para } M_a.$$

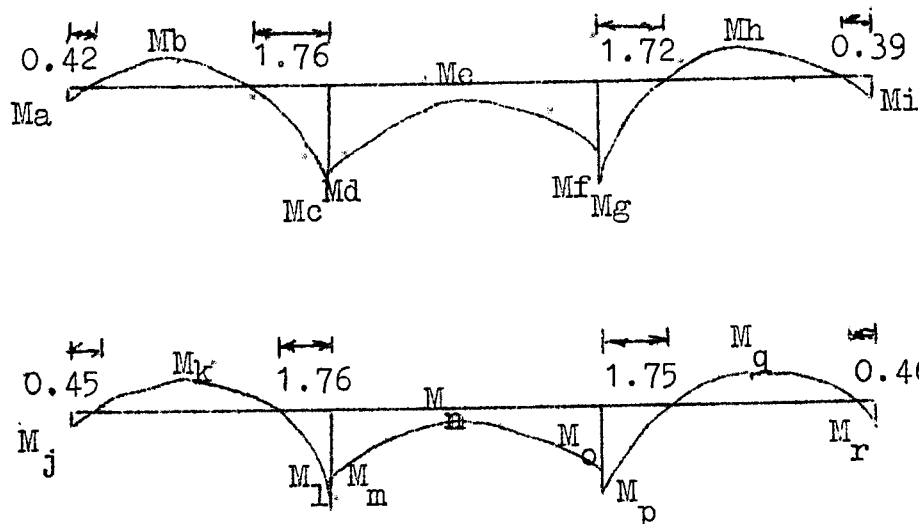


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE

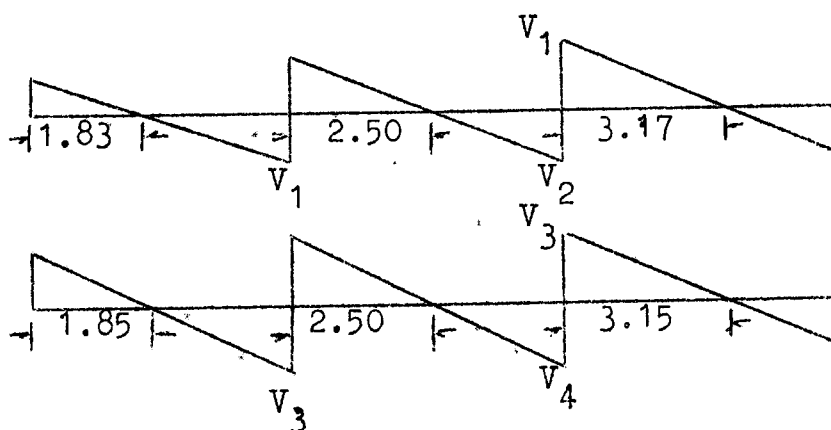


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE.

$$\frac{6Mn}{Egbd^2} = \frac{6 \times 174070 \times 9}{1265 \times 20 \times 47^2} = 0.157 \quad \text{substituyendo}$$

$$k^3 - 3k^2 - 0.157k + 0.157 = 0$$

Por aproximaciones sucesivas.

$$k_a = 0.21 \quad J = 1 - k/3 = 1 - 0.07 = 0.93$$

$$\begin{array}{r} -3.00 \\ 0.21 \\ \hline -2.79 \end{array} \quad \begin{array}{r} -0.157 \\ -0.586 \\ \hline -0.743 \end{array} \quad \begin{array}{r} 0.157 \\ -0.156 \\ \hline 0.001 \end{array}$$

$$\begin{array}{r} -2.79 \\ -0.743 \\ \hline -3.533 \end{array} \quad \begin{array}{r} 0.157 \\ -0.156 \\ \hline 0.001 \end{array} \quad \text{de igual forma se obtiene}$$

$$k_b = 0.26 \quad j_b = 1 - 0.087 = 0.913$$

$$k_e = 0.14 \quad j_e = 1 - 0.047 = 0.953$$

$$k_j = 0.29 \quad j_j = 1 - 0.097 = 0.903$$

$$k_k = 0.32 \quad j_k = 1 - 0.106 = 0.894$$

$$\begin{array}{ll}
 k = 0.17 & j = 1 - 0.057 = 0.943 \\
 k_n^h = 0.27 & j_n^h = 1 - 0.090 = 0.910 \\
 k_q^h = 0.32 & j_q^h = 1 - 0.106 = 0.894
 \end{array}$$

3.- Cálculo del área de acero de refuerzo.

$$A_{s_a} = \frac{M_a}{F_s j d} = \frac{174070}{1265 \times 47 \times 0.93} = 3.15 \text{ cm}^2 = A_{s_i}$$

$$\begin{array}{lll}
 A_{s_b} = 5.31 \text{ cm}^2 & A_{s_e} = 1.29 \text{ cm}^2 & A_{s_n} = 1.80 \text{ cm}^2 \\
 A_{s_j} = 6.34 \text{ cm}^2 & A_{s_r} = A_{s_j} & A_{s_k} = 8.40 \text{ cm}^2 \\
 A_{s_h} = 5.35 \text{ cm}^2 & A_{s_q} = 8.41 \text{ cm}^2 &
 \end{array}$$

4.- Diseño por cortante.

$$V_1 = 8745.4 \text{ Kgr.} \quad V_2 = 6901.6 \text{ Kgr.}$$

$$V_3 = 14488.8 \text{ Kgr.} \quad V_4 = 11500.8 \text{ Kgr.}$$

donde el esfuerzo cortante correspondiente será:

$$v_1 = \frac{V_1}{b j_1 d} = \frac{8745.4}{20 \times 47 \times 0.93} = 10.0 \text{ Kgr./cm}^2$$

$$v_2 = 7.70 \text{ Kgr./cm}^2 \quad v_3 = 17.07 \text{ Kgr./cm}^2$$

$$v_4 = 12.97 \text{ Kgr./cm}^2.$$

5.- Determinación del número de estribos.

$v' = v - v_c$ (esfuerzo que absorben los estribos.)

$$v'_1 = v_1 - v_c = 10.0 - 6.2 = 3.8 \text{ Kgr./cm}^2.$$

$$v'_2 = 1.5 \text{ Kgr./cm}^2 \quad v'_3 = 10.87 \text{ Kgr./cm}^2.$$

$$v'_4 = 6.37 \text{ Kgr./cm}^2$$

distribuidos a lo largo de Z

$$Z_1 = \frac{3.8 \times 2.5}{10} = 0.95 \text{ Mts.} \quad Z_2 = 0.49 \text{ Mts.}$$

$$Z_3 = 1.60 \text{ Mts.} \quad Z_4 = 1.23 \text{ Mts.}$$

$$V_{s_1} = \frac{Z_1 \cdot v'_1 \cdot b}{2} = 95 \times 3.8 \times 10 = 3610 \text{ Kgr.}$$

(fuerza que absorberá los estribos)

$$V_{s_2} = 735 \text{ Kgr.} \quad V_{s_3} = 17392 \text{ Kgr.} \quad V_{s_4} = 7835 \text{ Kgr.}$$

Para el estribo $V_s = 2(as)(F_y) = 896 \text{ Kgr.}$

$$e_1 = \frac{V_{s_1}}{V_s} = \frac{3610}{896} = 4 \text{ estribos} \quad e_2 = 1 \text{ estribo.}$$

$$e_3 = 20 \text{ estribos} \quad e_4 = 9 \text{ estribos}$$

(distribuidos como se indica en el plano de trabes)

6.- Zonas doblemente armadas:

Area de acero para la sección balanceada.

$$As_1 = \frac{M_1}{F_s j d} = \frac{721106}{1265 \times 0.866 \times 47} = 14 \text{ cm}^2$$

El momento que absorberá el par de acero será:

$$Mc_2 = Mc - M = 1096750 - 721106 = 375644 \text{ kgr.-cm.}$$

$$Md_2 = 214434 \text{ Kgr.-cm.}$$

$$Ml_2 = 1113744 \text{ Kgr.-cm.}$$

$$Mm_2 = 817314 \text{ Kgr.-cm.}$$

$$kd = 0.401 \times 47 = 18.85 \text{ cm}$$

$$\frac{Fcs}{15.85} = \frac{Fc}{18.85} \quad ; \quad Fcs = 0.84 Fc$$

$$Fsc = 2nFcs = 2 \times 9 \times 0.84 \times 94 = 1421.28 \text{ Kgr./cm}^2.$$

Tomando $F_s = 1265 \text{ Kgr./cm}^2$. ya que F_{sc} resultó mayor.

$$As_c = \frac{M}{F_s (d-d')} = \frac{375644}{1265(44)} = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$As_d = \frac{214434}{55660} = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$As_1 = \frac{1113744}{55660} = 20.01 \text{ cm}^2$$

$$As_m = \frac{817314}{55660} = 14.68 \text{ cm}^2$$

Areas finales, en tensión

$$As_c = As_1 + As_c = 14 + 6 = 20 \text{ cm}^2$$

$$As_1 = 31.81 \text{ cm}^2$$

$$As_d = 17.43 \text{ cm}^2$$

$$As_m = 27.07 \text{ cm}^2$$

Areas finales, en compresión.

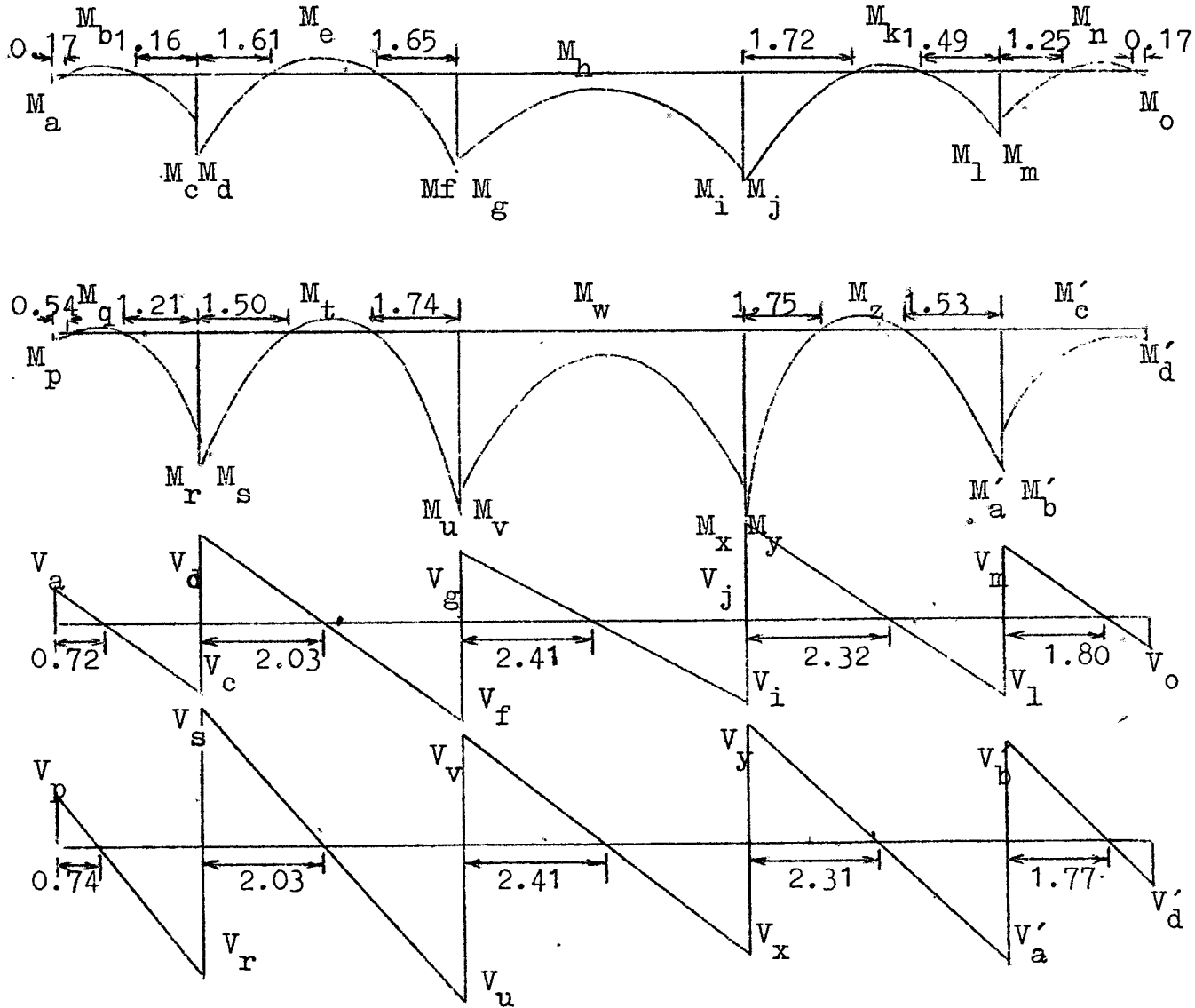
$$As_c = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$As_1 = 20.01 \text{ cm}^2$$

$$As_d = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$As_m = 14.68 \text{ cm}^2$$

El número de barras es indicado en el plano de trabes.



1.- Datos de diseño.

$b = 20$ cms.

$F_6 = 210$ Kgr./cm.²

$n = 9$

$j = 0.866$

$d = 47$ cms.

$F_c = 94$ Kgr./cm.²

$h = 50$ cms.

$F_s = 1265$ Kgr./cm.²

$R = 16.322$

$$\begin{aligned}
 M_a &= 313.17 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_b &= 449.10 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_c &= 4207.97 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_d &= 5576.17 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_e &= 460.00 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_f &= 7138.57 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_g &= 6808.41 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_h &= 181.71 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_i &= 6964.41 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_j &= 7408.50 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_k &= 513.84 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_l &= 5836.80 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_m &= 4313.57 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_n &= 427.30 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_o &= 301.67 \text{ Kgr.-Mt.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_p &= 631.20 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_q &= 726.90 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_r &= 6823.30 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_s &= 9461.80 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_t &= 674.90 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_u &= 11904.12 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_v &= 11303.08 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_w &= 247.68 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_x &= 11539.48 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_y &= 12365.50 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M_z &= 759.91 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M'_a &= 9895.00 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M'_b &= 6971.92 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M'_c &= 697.31 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 M'_d &= 611.02 \text{ Kgr.-Mt.}
 \end{aligned}$$

2.- Momento resistente de la sección.

$$M = Rbd^2 = 721106 \text{ Kgr.-cm.}$$

Comparando éstos momentos es notorio que se tiene dos tipos de secciones: peraltada y sobrerreforzada.

3.- Profundidad del eje neutro de las zonas peraltadas

$$k^3 - 3k^2 - \frac{6Mnk}{F_sbd^2} + \frac{6Mn}{F_sbd^2} = 0 \quad \text{substituyendo valores}$$

para; M_c	obtenemos $k_c = 0.321$	$j_c = 1 - 0.107 = 0.893$
M_d	$k_d = 0.361$	$j_d = 1 - 0.120 = 0.880$
M_f	$k_f = 0.399$	$j_f = 1 - 0.133 = 0.867$
M_g	$k_g = 0.392$	$j_g = 1 - 0.131 = 0.869$
M_i	$k_i = 0.395$	$j_i = 1 - 0.132 = 0.868$
M_l	$k_l = 0.368$	$j_l = 1 - 0.123 = 0.877$
M_m	$k_m = 0.325$	$j_m = 1 - 0.108 = 0.892$
M_r	$k_r = 0.392$	$j_r = 1 - 0.131 = 0.869$
M'_b	$k'_b = 0.396$	$j'_b = 1 - 0.132 = 0.868$

3a.- Area de acero de refuerzo para éstas zonas.

$$As = \frac{M}{F_s j d} \quad \text{substituyendo valores obtenemos}$$

$$As_c = 7.92 \text{ cm}^2 \quad As_q = 13.17 \text{ cm}^2 \quad As_m = 8.13 \text{ cm}^2$$

$$As_d = 10.65 \text{ cm}^2 \quad As_i = 13.49 \text{ cm}^2 \quad As_r = 13.20 \text{ cm}^2$$

$$As_f = 13.84 \text{ cm}^2 \quad As_l = 11.19 \text{ cm}^2 \quad As'_b = 13.50 \text{ cm}^2$$

El area de acero correspondiente a la sección balanceada. $As = \frac{721106}{1265 \times 0.866 \times 47} = 14.0 \text{ cm}^2$

4.- Profundidad del eje neutro.

$$kd = 0.401 \times 47 = 18.84 \text{ cms.}$$

$$Fcs = \frac{15.84}{18.84} Fc = 0.84 Fc$$

$$Fsc = 2nFcs = 18 \times 0.84 \times 94 = 1421.28 \text{ Kgr./cm}^2$$

5.- Area de acero correspondiente al par de acero.

$$As = \frac{M}{F_s(d-d')}$$

	En compresión.	En tensión.
para M_j	$As_j = 0.35 \text{ cm}^2$	$As_j = 0.35 + 14.0 = 14.35 \text{ cm}^2$
M_s	$As_s = 4.04 \text{ cm}^2$	$As_s = 4.04 + 14.0 = 18.04 \text{ cm}^2$
M_u	$As_u = 8.43 \text{ cm}^2$	$As_u = 8.43 + 14.0 = 22.43 \text{ cm}^2$
M_v	$As_v = 7.35 \text{ cm}^2$	$As_v = 7.35 + 14.0 = 21.35 \text{ cm}^2$
M_x	$As_x = 7.71 \text{ cm}^2$	$As_x = 7.71 + 14.0 = 21.71 \text{ cm}^2$
M_y	$As_y = 9.26 \text{ cm}^2$	$As_y = 9.26 + 14.0 = 23.26 \text{ cm}^2$
M'_a	$As'_a = 4.82 \text{ cm}^2$	$As'_a = 4.82 + 14.0 = 18.82 \text{ cm}^2$

6.- Diseño por cortante.

$$v = \frac{V}{bjd}$$

para el concreto $v = 0.5 \phi(Fc)^{\frac{1}{2}} = 6.2 \text{ Kgr./cm}^2$

para; $V_a = 2117.16 \text{ Kgr.}$	$v_a = 2.6 < 6.2 \text{ Kgr./cm}^2$
$V_c = 5232.84 \text{ Kgr.}$	$v_c = 6.4 > 6.2 \text{ Kgr./cm}^2$
$V_d = 5957.70 \text{ Kgr.}$	$v_d = 7.3 > 6.2 \text{ Kgr./cm}^2$
$V_f = 6684.30 \text{ Kgr.}$	$v_f = 8.2 > 6.2 \text{ Kgr./cm}^2$
$V_g = 5496.80 \text{ Kgr.}$	$v_g = 6.7 > 6.2 \text{ Kgr./cm}^2$
$V_i = 5561.20 \text{ Kgr.}$	$v_i = 6.8 > 6.2 \text{ Kgr./cm}^2$

para; $V_j = 6825.20$ Kgr.	$v_j = 8.3$	6.2 Kgr./cm. ²
$V_l = 6110.80$ Kgr.	$v_l = 7.5$	6.2 Kgr./cm. ²
$V_m = 5279.80$ Kgr.	$v_m = 6.4$	6.2 Kgr./cm. ²
$V_o = 2070.20$ Kgr.	$v_o = 2.5$	6.2 Kgr./cm. ²
$V_p = 3648.30$ Kgr.	$v_p = 4.4$	6.2 Kgr./cm. ²
$V_r = 8601.70$ Kgr.	$v_r = 10.5$	6.2 Kgr./cm. ²
$V_s = 9967.00$ Kgr.	$v_s = 12.2$	6.2 Kgr./cm. ²
$V_u = 11103.00$ Kgr.	$v_u = 13.6$	6.2 Kgr./cm. ²
$V_v = 9166.30$ Kgr.	$v_v = 11.2$	6.2 Kgr./cm. ²
$V_x = 9263.70$ Kgr.	$v_x = 11.3$	6.2 Kgr./cm. ²
$V_y = 11341.50$ Kgr.	$v_y = 13.9$	6.2 Kgr./cm. ²
$V'_a = 10218.50$ Kgr.	$v'_a = 12.5$	6.2 Kgr./cm. ²
$V'_b = 8669.40$ Kgr.	$v'_b = 10.6$	6.2 Kgr./cm. ²
$V'_d = 3580.60$ Kgr.	$v'_d = 4.3$	6.2 Kgr./cm. ²

7.- Fuerza cortante que absorbera los estribos.

$$V'' = \frac{Zvb}{2}; \text{ donde } Z = \frac{(v-6.2)L}{v}$$

$$Z_d = \frac{(1.1)2.03}{7.3} = 0.305 \text{ Mts.}$$

$$Z_f = 0.553 \text{ Mts.} \quad Z_j = 0.582 \text{ Mts.} \quad Z_l = 0.360 \text{ Mts.}$$

$$Z_r = 0.720 \text{ Mts.} \quad Z_s = 0.998 \text{ Mts.} \quad Z_n = 1.235 \text{ Mts.}$$

$$Z_v = 1.075 \text{ Mts.} \quad Z_x = 1.101 \text{ Mts.} \quad Z_y = 1.279 \text{ Mts.}$$

$$Z'_a = 1.053 \text{ Mts.} \quad Z'_b = 0.734 \text{ Mts.}$$

Substituyendo valores.

$$V''_d = \frac{(0.305)(1.1)20}{2} = 335.5 \text{ Kgr.}$$

$$V''_f = 1106.0 \text{ Kgr.} \quad V''_s = 5988.0 \text{ Kgr.} \quad V''_y = 9848.3 \text{ Kgr.}$$

$$V''_j = 1222.2 \text{ Kgr.} \quad V''_u = 9139.0 \text{ Kgr.} \quad V''_a = 6633.9 \text{ Kgr.}$$

$$V''_l = 468.0 \text{ Kgr.} \quad V''_v = 5375.0 \text{ Kgr.} \quad V''_b = 3229.6 \text{ Kgr.}$$

$$V''_r = 3096.0 \text{ Kgr.} \quad V''_x = 5615.1 \text{ Kgr.}$$

Quantificación de estribos.

$$V_{\text{acero}} = 2a_s F_y = 2(0.32)(2300) = 1472 \text{ Kgr.}$$

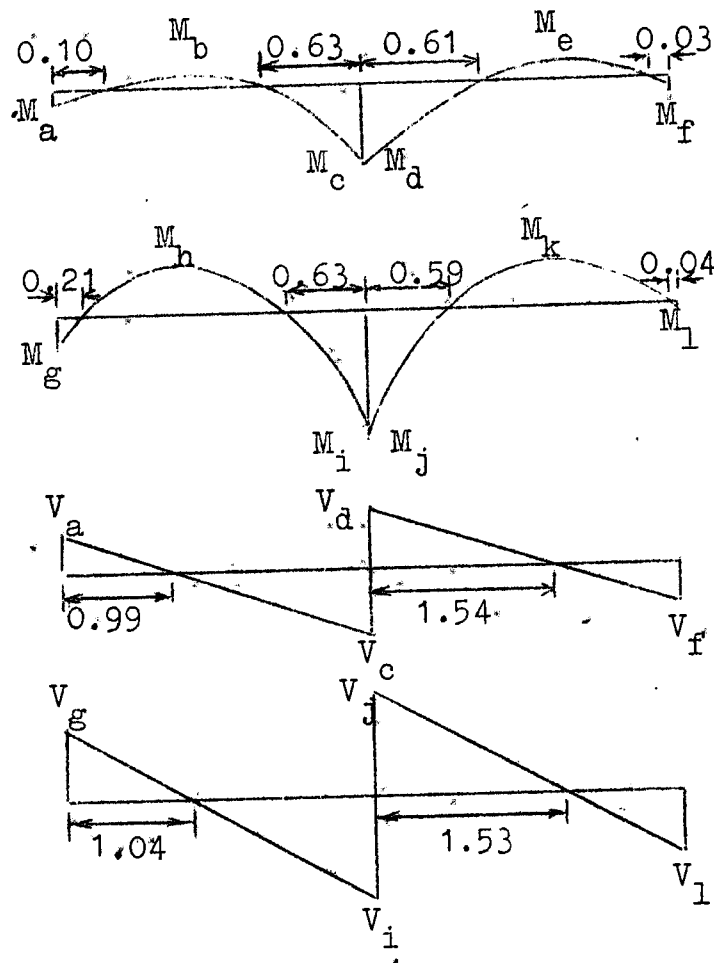
$$N = \frac{V_{\text{max}}}{V_{\text{acero}}}$$

$$\begin{array}{ll} N_r = 2 \text{ estribos } \# 2 & N_x = 4 \text{ estribos } \# 2 \\ N_s = 4 \text{ estribos } \# 2 & N_y = 7 \text{ estribos } \# 2 \\ N_u = 7 \text{ estribos } \# 2 & N_v = 5 \text{ estribos } \# 2 \\ N_v = 4 \text{ estribos } \# 2 & N_b = 2 \text{ estribos } \# 2 \end{array}$$

$$S_{\text{max}} = d/2 = 25 \text{ cms.}$$

Separaciones indicadas en el plano de trabes.

TRABES T-31 y T-32.



1.- Datos de diseño.

$$\begin{array}{lll} b = 20 \text{ cms.} & d = 47 \text{ cms.} & h = 50 \text{ cms.} \\ F_c = 210 \text{ Kgr./cm.}^2 & F_c = 94 \text{ Kgr./cm.}^2 & F_s = 1265 \text{ Kgr./cm.}^2 \\ j = 0.866 & k = 0.401 & R = 16.322 \\ L = 2.50 \text{ Mts.} & n = 9 & \\ M_c = 26030 \text{ Kgr.-cm.} & & M_d = 209420 \text{ Kgr.-cm.} \\ M_a = 109224 \text{ Kgr.-cm.} & & M_e = 117861 \text{ Kgr.-cm.} \\ M_b = 205370 \text{ Kgr.-cm.} & & M_f = 6890 \text{ Kgr.-cm.} \end{array}$$

$$M_j = 339130 \text{ Kgr.-cm. } M_k = 119277 \text{ Kgr.-cm. } M_l = 14200 \text{ Kgr.-cm.}$$

2.- Momento resistente de la sección.

$$M = Rbd^2 = 721106 \text{ Kgr.-cm.}$$

En comparación de los momentos flexionantes es mayor que éstos por lo tanto tenemos secciones peraltadas.

3.- Profundidad del eje neutro

$$k^3 - 3k^2 - \frac{6Mnk}{Fsb d^2} + \frac{6Mn}{Fsb d^2} = 0 \quad \text{substituyendo valores.}$$

$$k_a^3 - 3k_a^2 - 0.023k_a + 0.023 = 0 \quad k_b^3 - 3k_b^2 - 0.098k_b + 0.098 = 0$$

$$k_c^3 - 3k_c^2 - 0.185k_c + 0.185 = 0 \quad k_e^3 - 3k_e^2 - 0.106k_e + 0.106 = 0$$

$$k_f^3 - 3k_f^2 - 0.006k_f + 0.006 = 0 \quad k_g^3 - 3k_g^2 - 0.081k_g + 0.081 = 0$$

$$k_h^3 - 3k_h^2 - 0.143k_h + 0.143 = 0 \quad k_i^3 - 3k_i^2 - 0.295k_i + 0.295 = 0$$

$$k_j^3 - 3k_j^2 - 0.305k_j + 0.305 = 0 \quad k_l^3 - 3k_l^2 - 0.013k_l + 0.013 = 0$$

$$k_k = k_e$$

al resolver por aproximaciones sucesivas tenemos:

$$k_a = 0.08 \quad j_a = 1 - 0.027 = 0.973 \quad k_b = 0.18 \quad j_b = 1 - 0.060 = 0.940$$

$$k_c = 0.23 \quad j_c = 1 - 0.077 = 0.923 \quad k_d = 0.23 \quad j_d = 0.923$$

$$k_e = 0.17 \quad j_e = 1 - 0.057 = 0.943 \quad k_f = 0.04 \quad j_f = 1 - 0.013 = 0.987$$

$$k_g = 0.15 \quad j_g = 1 - 0.050 = 0.950 \quad k_h = 0.20 \quad j_h = 1 - 0.070 = 0.930$$

$$k_i = 0.28 \quad j_i = 1 - 0.093 = 0.907 \quad k_j = 0.28 \quad j_j = 1 - 0.093 = 0.907$$

$$k_k = 0.17 \quad j_k = 1 - 0.057 = 0.943 \quad k_l = 0.07 \quad j_l = 1 - 0.023 = 0.977$$

4.- Area de acero de refuerzo.

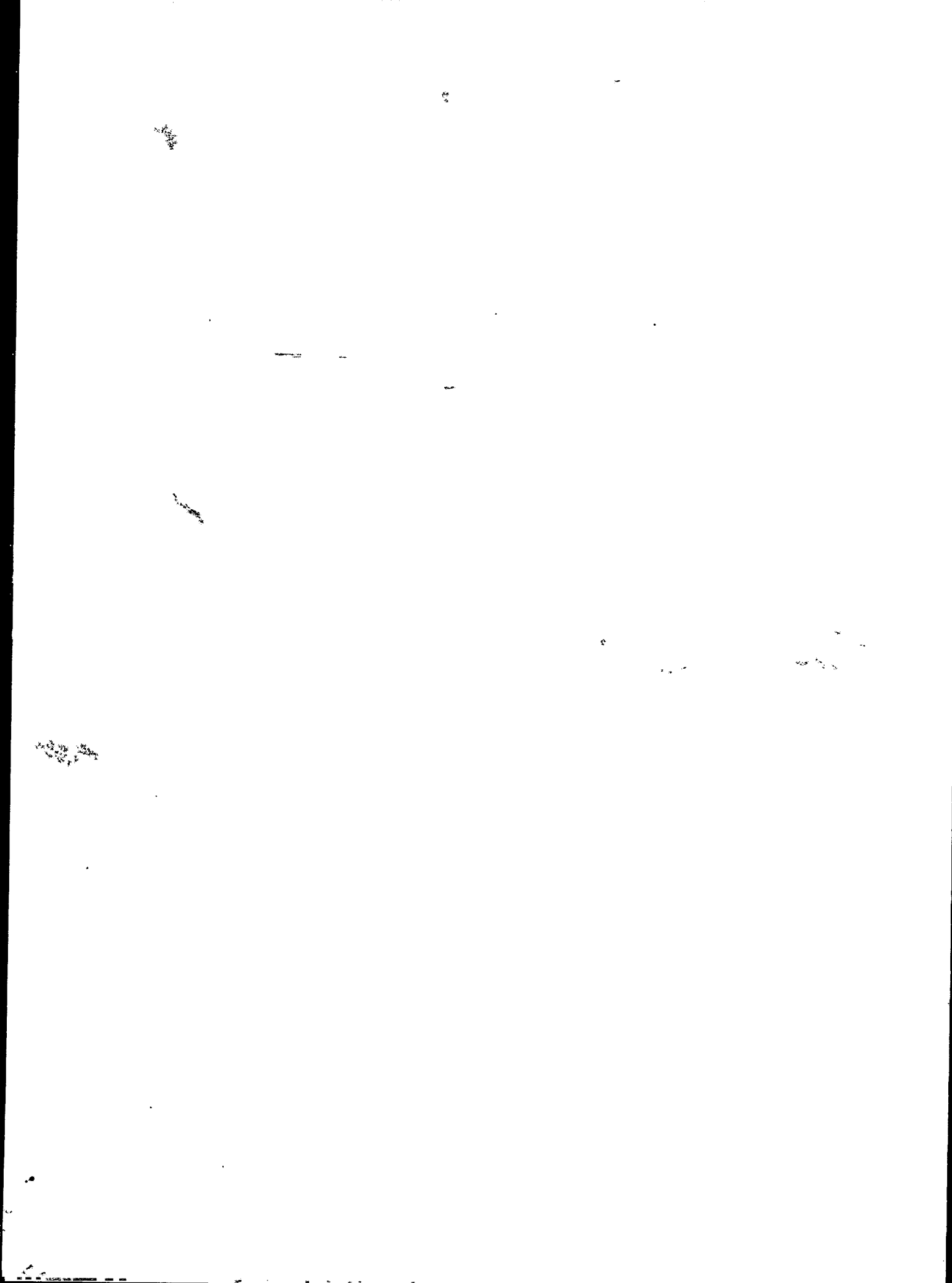
$$A_s = \frac{M}{Fsjd} \quad \text{substituyendo valores.}$$

$$As_a = 0.45 \text{ cm.}^2 \quad As_b = 1.95 \text{ cm.}^2 \quad As_c = 3.74 \text{ cm.}^2$$

$$As_d = 3.82 \text{ cm.}^2 \quad As_e = 2.10 \text{ cm.}^2 \quad As_f = 0.12 \text{ cm.}^2$$

$$As_g = 1.59 \text{ cm.}^2 \quad As_h = 2.88 \text{ cm.}^2 \quad As_i = 6.08 \text{ cm.}^2$$

$$As_j = 6.29 \text{ cm.}^2 \quad As_k = 2.13 \text{ cm.}^2 \quad As_l = 0.24 \text{ cm.}^2$$



5.- Diseño por cortante.

$$v = \frac{V}{bjd} \quad \text{donde;}$$

$$v = 0.50(Fc)^{\frac{1}{2}} = 6.2 \text{ Kgr./cm}^2 \quad \text{para el concreto.}$$

$$\text{para; } V_d = 4260.1 \text{ Kgr.} \quad v_d = 4.91 \quad 6.2 \text{ Kgr./cm}^2$$

$$V_j = 7049.7 \text{ Kgr.} \quad v_j = 8.27 \quad 6.2 \text{ Kgr./cm}^2$$

6.- Fuerza cortante que absorberan los estribos.

$$V' = \frac{Zvb}{2}; \quad \text{donde } Z = (v - 6.2) \frac{L}{v}$$

$$Z_j = \frac{(2.07)1.25}{8.27} = 0.31$$

$$V'_j = \frac{31(2.07)20}{2} = 640.0 \text{ Kgr.}$$

$$V_{\text{acero}} = 2a_s F_y = 1472 \text{ Kgr.}$$

$$N = \frac{V'_j}{V} = \frac{640.0}{1472.0} \approx 1 \text{ estribos} \quad S_{\text{max.}} = d/2 = 25 \text{ cms.}$$

(consultar plano de trabes).

DISEÑO DE COLUMNAS.

COLUMNA TIPO C-1

Columna sujeta a una carga excéntrica $P=4729.95 \text{ Kgr.}$

$$M = 198.3 \text{ Kgr.-Mt.} \quad L = 2.70 \text{ Mts.} \quad r' = 2 \text{ cms.} \quad p_g = 1\%$$

$$F_c = 210 \text{ Kgr./cm}^2 \quad F_s = 1265 \text{ Kgr./cm}^2 \quad \text{sección } 20 \times 20 \quad n = 9$$

1.- La excentricidad será:

$$e = M/N = \frac{-19830}{4729.95} = -4.1 \text{ cms.} \quad e/t = \frac{4.1}{20} \quad 2/3$$

La relación e/t indica la forma de trabajar de la columna, en éste caso se trata de una columna a compresión predominante.

2.- Según la relación de esbeltez se trata de una columna larga

$$10 < L/b = 13.5 < 40$$

por lo tanto la carga será afectada por un factor de reducción: $P = N(1.3 - 0.03 L/b)$

$$N = 4729.95 \div (1.3 - 0.03 \times 13.5) = 5314.5 \text{ Kgr.}$$

3.- La carga de diseño por la excentricidad será.

$$P = N \left(1 + \frac{Be}{t} \right) = 5314.5 \left(1 + \frac{3 \times 4.1}{20} \right) = 8582.9 \text{ Kgr.}$$

4.- Porcentaje de refuerzo..

$$p_g = \frac{1}{0.8F_s} \left(\frac{P}{A_g} - 0.18F_c \right) = \frac{1}{1012} \left(\frac{8582.9}{400} - 37.8 \right) =$$

$$= \frac{1}{1012} (21.4 - 37.8) = \text{ref. mínimo.}$$

$$A_s = p_g A_g = 0.01(400) = 4 \text{ cm}^2 \quad (4 \text{ barras del \#4})$$

estribos a cada 20 cms.

5.- Comprobación.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \quad \text{ó} \quad N \left(\frac{1}{0.18F_c A_g} + \frac{e t}{0.90F_c I} + \frac{e t}{0.90F_c I} \right) \leq 1$$

substituyendo esos valores.

$$N \left(\frac{1}{15120 + 851.76} + \frac{(4.1)(20)}{0.90(210)(20)^4} \right) = 1 \quad \text{donde}$$

$$N = \frac{1}{0.0000653} = 15313.93 \text{ Kgr.} > P$$

COLUMNA TIPO C-2

Columna sujeta a una carga excéntrica $P = 15115 \text{ Kgr.}$

$M = 93429 \text{ Kg.-cm.}$ $L = 2.70 \text{ Mts}$ $r' = 3 \text{ cms.}$ $p_g = 1 \%$

Sección $30 \times 30 \text{ cms.}$ $F_c = 210 \text{ Kgr./cm}^2$ $n = 9$ $F_s = 1265 \text{ Kgr./cm}^2$

1.- La excentricidad será:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{93429}{15115} = 6.18 \text{ cms.}$$

$$\frac{e}{t} < 2/3 \quad \text{compresión predominante.}$$

2.- Según la relación de esbeltez se trata de una columna larga

$$\frac{L}{b} = 13.5$$

la carga afectada por el coeficiente de reducción debido a la esbeltez será;

$$N = \frac{15115}{1.3 - 0.03 \times 13.5} = 16888.26 \text{ Kgr.}$$

Y debido a la excentricidad.

$$P = N \left(1 + \frac{Be}{t} \right) = 16888.26 \left(1 + \frac{3 \times 6.18}{30} \right) = 27325.2 \text{ Kgr.}$$

3.- Porcentaje de refuerzo.

$$p_g = \frac{1}{0.8F_s} \left(\frac{P}{A_g} - 0.18F_c \right) = \frac{1}{1012} \left(\frac{27325.2}{900} - 37.8 \right)$$

$$p_g = \frac{1}{1012}(30.36-37.8) = \text{refuerzo minimo.}$$

$$A_s = p_g A_g = 0.01 \times 900 = 9 \text{ cm}^2 \quad (4 \text{ barras } \#6)$$

estribos # 2 a cada 30 cms.

COLUMNA TIPO C-3

Columna sujeta a una carga excentrica $P = 5606.3 \text{ Kgr.}$
 $M = 1184.8 \text{ Kgr.-Mt.}$ $L = 2.70 \text{ Mts.}$ $r' = 4 \text{ cms.}$ $p = 2 \%$
 Sección $30 \times 30 \text{ cms.}$ $F_c = 210 \text{ Kgr./cm}^2$ $n = 9$ $F_y = 2300 \text{ Kgr./cm}^2$
 $F_s = 1265 \text{ Kgr./cm}^2$ Factor de seguridad = 1.8

1.- Determinación de la excentricidad.

$$e = \frac{M}{P} = \frac{118480}{5606.3} = 21.1 \text{ cms.}$$

$e/t = 2/3$ Flexo-compresión.

2.- Según la relación de esbeltez se trata de una columna larga
 $L/b = 13.5$

la carga afectada por el coeficiente de reducción será:

$$N = \frac{P}{1.3 - 0.03L/b} = \frac{5606.3}{1.3 - 0.03 \times 13.5} = 6264.0 \text{ Kgr.}$$

por el factor debido a la excentricidad

$$P' = N \left(1 + \frac{Be}{t}\right) = 6264 \left(1 + \frac{3 \times 21.1}{30}\right) = 19481.0 \text{ Kgr.}$$

4.- Diseño del armado simetrico (Metodo de aproximaciones sucesivas, facilitado por el metodo grafico).

$$d/t = 0.9 \quad e/t = 0.7 \quad m = \frac{F_y}{0.85 F_c} = \frac{2300}{0.85 \times 210} = 12.88$$

$$= 12.88 \times 0.02 = 0.2576$$

Trando con los datos $p_m, e/t$ y d/t en la grafica de --
 flexo-compresión obtenemos $K = 0.25$.

$$P_u = 1.8 P' = 1.8(19481) = 35065 \text{ Kgr.}$$

$$t^2 = \frac{P_u}{0.7 K F_c} = \frac{35065}{0.7 \times 0.25 \times 210} = 95.4 \text{ cm}^2$$

$$t = 30.5 \quad 30 \text{ se acepta}$$

$$A_s = p_b d = 0.02 \times 30 \times 26 = 15.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.8 \text{ cm}^2 \quad (2 \text{ barras } \# 7)$$

$$A_s = 7.8 \text{ cm}^2 \quad (2 \text{ barras } \# 7)$$

5.- Estribos número 2 a la menor distancia que resulte de las siguientes 3 condiciones.

1.- $16 \varnothing = 35 \text{ cms.}$

2.- $48 \psi = 30.7 \text{ cms.}$

3.- $d = 26 \text{ cms.}$

COLUMNA TIPO C-4

Columna sujeta a una carga excentrica y caé fuera de los ejes de simetria.

$$\begin{aligned}
 P &= 30078.0 \text{ Kgr.} & M_x &= 852.2 \text{ Kgr.-Mt.} & M_y &= 1334.2 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 e_x &= 5.6 \text{ cms.} & e_y &= 8.82 \text{ cms.} & r &= 4 \text{ cms.} \\
 L &= 3.0 \text{ Mts.} & F_c &= 210 \text{ Kgr./cm}^2 & F_y &= 2300 \text{ Kgr./cm}^2 \\
 & & & & & \text{sección } 30 \times 30 \text{ cms.}
 \end{aligned}$$

1.- Relación de esbeltez.

$L/b = 300/30 = 10$ columna corta a compresión predominante

$$P' = N \left[1 + \frac{B(e_x + e_y)}{t} \right] = 30078 \left[1 + \frac{3.1(5.6 + 8.82)}{30} \right] = 74896.2 \text{ Kgr.}$$

2.- Porcentaje de refuerzo.

$$p_g = \frac{1}{0.8F_s} \left(\frac{P}{A_g} - 0.18 F_c \right) = \frac{1}{0.8 \times 1265} \left(\frac{74896.2}{900} - 0.18 \times 210 \right) = 0.0448$$

$$A_s = p A_g = 0.0448 \times 900 = 40.39 \text{ cm}^2 \quad (8 \text{ barras } \# 8)$$

estribos # 2.5 a cada 30 cms.

COLUMNA TIPO C-5

Columna sujeta a una carga excentrica y caé fuera de los ejes de simetria.

$$\begin{aligned}
 P &= 20914 \text{ Kgr.} & M_x &= 2504.6 \text{ Kgr.-Mt.} & M_y &= 852.2 \text{ Kgr.-Mt.} \\
 r &= 4 \text{ cms.} & e_x &= 4.07 \text{ cms.} & e_y &= 11.97 \text{ cms.} \\
 L &= 3.0 \text{ Mts} & F_c &= 210 \text{ Kgr./cm}^2 & F_y &= 2300 \text{ Kgr./cm}^2 \\
 & & & & & \text{sección } 30 \times 30 \text{ cms.}
 \end{aligned}$$

1.- Relación de esbeltez.

$L/b = 300/30 = 10$ columna corta a compresión predominante.

$B = 3.1$ para $p = 2.4 \%$

$$P = N \left[1 + \frac{B(e_x + e_y)}{t} \right] = 20914 \left[1 + \frac{3.1(4.07 + 11.97)}{30} \right] = 55578 \text{ K.}$$

2.- Porcentaje de refuerzo.

$$p_g = \frac{1}{0.8F_s} \left(\frac{P}{A_g} - 0.18 F_c \right) = \frac{1}{0.8 \times 1265} \left(\frac{55578}{900} - 37.8 \right) = 0.023$$

$$A_s = p A_g = 0.023 \times 30 \times 30 = 20.7 \text{ cm}^2 \quad (4 \text{ barras } \# 8)$$

estribos # 2.5 a la minima separación de las tres condiciones siguientes.

1.- $16 \varnothing = 16 \times 2.54 = 40 \text{ cms.}$

2.- $48 \varnothing = 48 \times 7.9 = 37 \text{ cms.}$

3.- $b = 30 \text{ cms.}$

COLUMNA TIPO C-6 NIVEL I

Columna sujeta a una carga excentrica $P=18770$ Kgr.
 $M = 1792.0$ Kgr.-Mts. $e = 9.5$ $e/t = 0.47$ 0.66
 sección 20×20 cms.

1.- Relación de esbeltez.

$L/b = 250/20 = 13.5$ columna larga a compresión predominante

$$N = \frac{P}{(1.3 - 0.03L/b)} = \frac{18770}{(1.3 - 0.03 \times 13.5)} = 20972 \text{ Kgr.}$$

La carga debido a la excentricidad es;

$$P' = N \left(1 + \frac{Be}{t} \right) = 20972 \left(1 + \frac{3.1 \times 9.5}{20} \right) = 51853 \text{ Kgr.}$$

2.- Porcentaje de refuerzo.

$$p_g = \frac{1}{0.8F_s} \left(\frac{P'}{A_g} - 0.18F_c \right) = \frac{1}{1012} \left(\frac{51853}{400} - 0.18 \times 210 \right) = 0.08$$

$$A_s = p A_g = 0.08 \times 400 = 32 \text{ cm}^2 \quad (6 \text{ barras } \# 8)$$

estribos $\# 2.5$ a cada 20 cms.

COLUMNA TIPO C-6 NIVEL II

Columna sujeta a una carga excentrica $P = 7027.7$ Kgr.
 $M = 1037.0$ Kgr.-Mt. $e = 14$ cms. $e/t = 0.7 > 2/3$
 columna larga a flexion predominante.

$$d/t = 0.8 \quad m = \frac{F_y}{0.85F_c} = 12.88 \quad p = 2.5 \%$$

Por el metodo grafico (metodo aproximado).

$$t^2 = \frac{1.8P}{0.7KF_c} = \frac{1.8 \times 7027.7}{0.7 \times 0.24 \times 210} = 358 \text{ cm}^2 \quad t = 20 \text{ cms.}$$

con los datos p_m , d/t , e/t en las graficas obtenemos

$$k = 0.24$$

$$A_s = p A_g = 0.025 \times 16 \times 20 = 8 \text{ cm}^2 \quad (4 \text{ barras } \# 6)$$

estribos $\# 2$ a cada 20 cms.

COLUMNA TIPO C-7

Nivel II.- Columna sujeta a una carga excentrica

$$P = 27831.3 \text{ Kgr.} \quad M_1 = 360.2 \text{ Kgr.-Mt.} \quad M_2 = 1782.0 \text{ Kgr.-Mt.}$$

$$L = 2.70 \text{ Mts.} \quad F_c = 210 \text{ Kgr./cm}^2 \quad F_y = 2300 \text{ Kgr./cm}^2$$

$$\text{sección } 30 \times 30 \quad r = 4 \text{ cms.} \quad e_1 = 1.29 \text{ cms.} \quad e_2 = 6.40 \text{ cms.}$$

1.- Relación de esbeltez.

$$L/b = 250/30 = 8.33 \text{ columna corta.}$$

2.- Relación de excentricidad

$$e/t = 6.4/30 = 0.213 < 2/3 \text{ compresión predominante.}$$

$$P' = P \left[1 + \frac{B(e_1 + e_2)}{t} \right] \quad \text{suponemos ; } B = 3.05 \text{ para } p = 1.75 \%$$

$$P' = 27831.3 \left(1 + \frac{305(1.29 + 6.4)}{30} \right) = 49590.3 \text{ Kgr.}$$

3.- Porcentaje de refuerzo.

$$p_g = \frac{1}{0.8F_s} \left(\frac{P'}{A_g} - 0.18 F_c \right) = \frac{1}{1012} \left(\frac{49590.3}{900} - 37.8 \right) = 0.0170$$

$$A_s = p_x A_g = 0.0170 \times 900 = 15.38 \text{ cms.}^2 \quad (4 \text{ barras } \# 7)$$

Estribos # 2 a la mínima dimensión de las tres siguientes condiciones.

- 1.- $16 \phi = 16 \times 2.22 = 35.5 \text{ cms.}$
- 2.- $48 \psi = 48 \times 0.64 = 30.72 \text{ cms.}$
- 3.- $b = 30 \text{ cms.}$

Nivel I .- Columna sujeta a una carga excéntrica $P = 74090.2 \text{ Kgr}$

$$M_1 = 242.0 \text{ Kgr.-Mt.} \quad M_2 = 1204.0 \text{ Kgr.-Mt.}$$

$$e_1 = 0.32 \text{ cms.} \quad e_2 = 1.62 \text{ cms.}$$

1.- Relación de esbeltez.

$$L/b = 270/30 = 9 \text{ columna corta.}$$

2.- Relación de excentricidad.

$$e/t = 1.62/30 = 0.054 < 2/3 \text{ compresión predominante.}$$

$$P' = P \left(1 + \frac{B(e_1 + e_2)}{t} \right) \text{ suponemos } B = 3.364 \text{ para } p = 6.2 \%$$

$$P' = 74090.2 \left(1 + \frac{3.364(0.32 + 1.62)}{30} \right) = 90207.6 \text{ Kgr.}$$

3.- Porcentaje de refuerzo.

$$p = \frac{1}{0.8F_s} \left(\frac{P'}{A_g} - 0.18 F_c \right) = \frac{1}{1012} \left(\frac{90207.6}{900} - 37.8 \right) = 0.0616$$

4.- Area de refuerzo.

$$A_s = p A_g = 0.0616 \times 900 = 55.52 \quad (12 \text{ barras } \# 8)$$

estribos # 2.5 a cada 30 cms.

COLUMNA TIPO C-8

Nivel I .- Columna sujeta a una carga excéntrica $P = 41636.6 \text{ Kgr}$

$$M_2 = 1204.0 \text{ Kgr.-Mt.} \quad e_2 = 2.89 \text{ cms.} \quad r' = 4 \text{ cms.}$$

sección. $30 \times 30 \text{ cms.}$

1.- Relación de esbeltez.

$$L/b = 270/30 = 9$$

2.- Relación de excentricidad.

$$e/t = 2.89/30 < 2/3 \text{ compresión predominante.}$$

$$P' = P \left(1 + \frac{B e}{t} \right) \text{ suponemos } B = 3.154 \text{ para } p = 2.2 \%$$

$$P' = 41636.6 \left(1 + \frac{3.154 \times 2.89}{30} \right) = 54287.2 \text{ Kgr.}$$

3.- Porcentaje de refuerzo.

$$p_g = \frac{1}{0.8F_s} \left(\frac{P'}{A_g} - 0.18 F_c \right) = \frac{1}{1012} \left(\frac{54287.2}{900} - 37.8 \right) = 0.0222$$

$$A_s = 0.022 \times 900 = 20.02 \text{ cm.}^2 \quad (4 \text{ barras } \# 8)$$

estribos $\# 2.5$ a cada 30 cms.

Nivel II .- Columna sujeta a una carga excentrica $P=15647.0$ Kgr.
 $M=1782$ Kgr.-Mt. $e=11.38$ cms.

1.- Relación de esbeltez.

$$L/b = 250/30 = 8.33 \text{ columna corta.}$$

2.- Relación de excentricidad.

$$e/t = 11.38/30 = 0.379 < 2/3 \text{ columna a compresión.}$$

$$P' = P \left(1 + \frac{B_e}{t} \right) \text{ suponemos } B=3 \text{ para } p=1\%$$

$$P' = 15647 \left(1 + \frac{3 \times 11.38}{30} \right) = 33453 \text{ Kgr.}$$

3.- Porcentaje de refuerzo.

$$p_g = \frac{1}{0.8F_s} \left(\frac{P'}{A_g} - 0.18 F_c \right) = \frac{1}{1012} \left(\frac{33453}{900} - 37.8 \right) = 0.01$$

$$A_s = 0.01 \times 900 = 9 \text{ cm.}^2 \quad (4 \text{ barras } \# 6)$$

estribos $\# 2$ a cada 30 cms.

COLUMNA TIPO C-9

Nivel I .- Columna sujeta a una carga excentrica $P=67935.9$ Kgr
 $M_1=242.0$ Kgr.-Mt. $M_2=232.0$ Kgr.-Mt. $L=2.70$ Mts.

$$e_1=0.35 \text{ cms.} \quad e_2=0.34 \text{ cms.} \quad \text{sección } 30 \times 30 \text{ cms.}$$

1.- Relación de esbeltez.

$$L/b = 270/30 = 9 \text{ columna corta.}$$

2.- Relación de excentricidad. Suponemos $B=3.301$ para $p=4.3\%$

$$e/t = 0.35/30 < 2/3 \text{ columna a compresión.}$$

$$P' = P \left(1 + \frac{B(e_1 + e_2)}{t} \right) = 67935 \left(1 + \frac{3.301(0.35 + 0.34)}{30} \right) = 73093.7$$

3.- Porcentaje de refuerzo.

$$p_g = \frac{1}{0.8F_s} \left(\frac{P'}{A_g} - 0.18 F_c \right) = \frac{1}{1012} \left(\frac{73093.7}{900} - 37.8 \right) = 0.0429$$

$$A_s = 0.0429 \times 900 = 36.61 \text{ cm.}^2 \quad (8 \text{ barras } \# 8).$$

estribos $\# 2.5$ a cada 30 cms.

Nivel II .- Columna sujeta a una carga excentrica $P=25476.4$ Kgr

$$M_1=360.2 \text{ Kgr.-Mt.} \quad M_2=1381 \text{ Kgr.-Mt.} \quad L=2.50 \text{ Mts.}$$

$$e_1=1.41 \text{ cms.} \quad e_2=5.42 \text{ cms.}$$

1.- Relación de esbeltez.

$$L/b = 250/30 = 8.33 \quad \text{columna corta.}$$

2.- Relación de excentricidad.

$$e/t = 5.42/30 = 0.180 < 2/3 \quad \text{columna a compresión.}$$

$$P' = P \left(1 + \frac{B(e_1 + e_2)}{t} \right) \quad \text{suponiendo } B = 3.0 \quad \text{para } p = 1\%$$

$$P' = 25476.4 \left(1 + \frac{3(1.41 + 5.42)}{30} \right) = 42876.7 \text{ Kgr.}$$

3.- Porcentaje de refuerzo.

$$p_g = \frac{1}{0.8 F_s} \left(\frac{P'}{A_g} - 0.18 F_c \right) = \frac{1}{1012} \left(\frac{42876.7}{900} - 37.8 \right) = 0.0097$$

$$A_s = p A_g = 0.0097 \times 900 = 8.73 \text{ cm}^2 \quad (4 \text{ barras } \# 6)$$

estribos $\# 2$ a cada 30 cms.

COLUMNA TIPO C-10

Nivel I..- Columna sujeta a una carga excéntrica $P = 53864.3$ Kgr.

$$M_1 = 52.2 \text{ Kgr.-Mt.} \quad M_2 = 914.8 \text{ Kgr.-Mt.} \quad E = 2.70 \text{ Mts.}$$

1.- Relación de esbeltez.

$$L/b = 270/30 = 9 \quad \text{columna corta.}$$

2.- Relación de excentricidad.

$$e/t = 1.69/30 < 2/3 \quad \text{columna a compresión.}$$

$$P' = P \left(1 + \frac{B(e_1 + e_2)}{t} \right) \quad \text{suponemos } B = 3.238 \quad \text{para } p = 3.4\%$$

$$P' = 53864.3 \left(1 + \frac{3.238(0.09 + 1.69)}{30} \right) = 64212.77 \text{ Kgr.}$$

3.- Porcentaje de refuerzo.

$$p_g = \frac{1}{0.8 F_s} \left(\frac{P'}{A_g} - 0.18 F_c \right) = \frac{1}{1012} \left(\frac{64212.77}{900} - 37.8 \right) = 0.0331$$

$$A_s = p A_g = 0.0331 \times 900 = 29.8 \text{ cm}^2 \quad (8 \text{ barras } \# 7)$$

estribos $\# 2$ a cada 30 cms.

Nivel II..- Columna con carga excéntrica $P = 20335.9$ Kgr.

$$M_1 = 62.8 \text{ Kgr.-Mt.} \quad M_2 = 1064.9 \text{ Kgr.-Mt.} \quad E = 2.50 \text{ Mts.}$$

$$e_1 = 0.31 \text{ cms.} \quad e_2 = 6.71 \text{ cms.}$$

1.- Relación de esbeltez.

$$L/b = 6.71/30 = 8.33 \quad \text{columna corta.}$$

2.- Relación de excentricidad.

$$e/t = 6.71/30 = 0.223 < 2/3 \quad \text{columna a compresión.}$$

$$P' = P \left(1 + \frac{B(e_1 + e_2)}{t} \right) \quad \text{suponemos } B = 3.0 \quad \text{para } p = 1\%$$

$$P' = 20335.9 \left(1 + \frac{3(6.71+0.31)}{30} \right) = 34661.7 \text{ Kgr.}$$

3.- Porcentaje de refuerzo.

$$p_g = \frac{1}{0.8F_s} \left(\frac{P'}{A_g} - 0.18F_c \right) = \frac{1}{1012} \left(\frac{34611.7}{900} - 37.8 \right) = 0.0064$$

$$A_s = p_g A_g = 0.01 \times 900 = 9 \text{ cm}^2 \quad (4 \text{ barras } \# 6)$$

estribos $\# 2$ a cada 30 cms.

COLUMNA TIPO C-11

Nivel I₁ - Columna sujeta a una carga excéntrica $P = 61963 \text{ Kgr.}$

$$M_1 = 1201.0 \text{ Kgr.-Mt.} \quad M_2 = 914.8 \text{ Kgr.-Mt.} \quad L = 2.70 \text{ Mts.}$$

$$e_1 = 1.93 \text{ cms.} \quad e_2 = 1.47 \text{ cms.}$$

1.- Relación de esbeltez.

$$L/b = 270/30 = 9 \text{ columna corta.}$$

2.- Relación de excentricidad.

$$e/t = 1.93/30 < 2/3 \text{ columna a compresión.}$$

$$P' = P \left(1 + \frac{B(e_1+e_2)}{t} \right) \text{ suponiendo } B=3.49 \text{ para } p=5.7 \%$$

$$P' = 61963 \left(1 + \frac{3.49(1.93+1.47)}{30} \right) = 86471.4 \text{ Kgr.}$$

3.- Porcentaje de refuerzo.

$$p_g = \frac{1}{0.8F_s} \left(\frac{P'}{A_g} - 0.18F_c \right) = \frac{1}{1012} \left(\frac{86471.4}{900} - 37.8 \right) = 0.0575$$

$$A_s = p_g A_g = 0.0575 \times 900 = 51.8 \text{ cm}^2 \quad (8 \text{ barras } \# 8 \text{ y } 4 \text{ barras } \# 6)$$

estribos $\# 2.5$ a cada 30 cms.

Nivel II - Columna sujeta a una carga excéntrica $P = 23299 \text{ Kgr.}$

$$M_1 = 1729.2 \text{ Kgr.-Mt.} \quad M_2 = 1364.9 \text{ Kgr.-Mt.} \quad L = 2.50 \text{ Mts.}$$

$$e_1 = 7.4 \text{ cms.} \quad e_2 = 5.8 \text{ cms.}$$

1.- Relación de esbeltez.

$$L/b = 250/30 = 8.33 \text{ columna corta.}$$

2.- Relación de excentricidad.

$$e/t = 7.4/30 < 2/3 \text{ columna a compresión.}$$

$$P' = P \left(1 + \frac{B(e_1+e_2)}{t} \right) \text{ suponiendo } B=3.091 \text{ para } p=2.3 \%$$

$$P' = 23299 \left(1 + \frac{3.091(7.4+5.8)}{30} \right) = 54986.57 \text{ Kgr.}$$

3.- Porcentaje de refuerzo.

$$p_g = \frac{1}{0.8F_s} \left(\frac{P'}{A_g} - 0.18F_c \right) = \frac{1}{1012} \left(\frac{54986.57}{900} - 37.8 \right) = 0.023$$

$A_s = p_g A_g = 0.023 \times 900 = 20.7$ (4 barras # 8)
estribos # 2.5 a cada 30 cms.

COLUNA TIPO C.-12

Columna sujeta a una carga excéntrica $P = 11306.2$ Kgr.
 $M_x = 153020$ Kgr.-Mt. $M_y = 187200$ Kgr.-Mt. $L = 2.70$ Mts.
 $e_x = 13.53$ cms. $e_y = 16.56$ cms. $t = 30$ cms.

1.- Relación de esbeltez.

$$L/b = 270/30 = 9 \text{ columna corta.}$$

2.- Relación de excentricidad.

$$e/t = 16.56/30 = 0.552 < 2/3 \text{ columna a compresión.}$$

$$P' = P \left(1 + \frac{3(e_x + e_y)}{t} \right) = 11306.2 \left(1 + \frac{3(13.53 + 16.56)}{30} \right) = 45329.36$$

3.- Porcentaje de refuerzo.

$$p_g = \frac{1}{0.8F_s} \left(\frac{P'}{A_g} - 0.18F_c \right) = \frac{1}{1012} \left(\frac{45329.36}{900} - 37.8 \right) = 0.012$$

$$A_s = p_g A_g = 0.012 \times 900 = 11.18 \text{ cm}^2 \text{ (4 barras # 6)}$$

estribos # 2 a la menor dimensión de las tres condiciones siguientes;

1.- $16 \phi = 30.56$ cms.

2.- $48 \psi = 30.72$ cms.

3.- $b = 26.0$ cms.

COLUNA TIPO C.-13.

Columna sujeta a una carga excéntrica $P = 13956.8$ Kgr.
 $M_x = 170760$ Kgr.-Mt. $M_y = 243460$ Kgr.-Mt. $L = 2.70$ Mts.
 $e_x = 12.81$ cms. $e_y = 17.44$ cms. $t = 30$ cms.

1.- Relación de esbeltez.

$$L/b = 270/30 = 9 \text{ columna corta.}$$

2.- Relación de excentricidad.

$$e/t = 17.44/30 = 0.58 \text{ columna a compresión.}$$

$$P' = P \left(1 + \frac{3(e_x + e_y)}{t} \right) = 13956.8 \left(1 + \frac{3(12.81 + 17.44)}{30} \right) = 56245.9 \text{ Kgr}$$

3.- Porcentaje de refuerzo.

$$p_g = \frac{1}{0.8F_s} \left(\frac{P'}{A_g} - 0.18F_c \right) = \frac{1}{0.8 \times 1265} \left(\frac{56245.90}{900} - 0.18 \times 210 \right) = 0.024$$

$$A_s = p_g A_g = 0.024 \times 900 = 22.01 \text{ cm}^2 \text{ (8 barras # 6)}$$

4.- Estribos a la menor dimensión de las tres condiciones siguientes .

1.- $16 \phi = 30.56$ cms.

2.- $48 \psi = 30.72$ cms.

3.- $b = 30$ cms.

estribos # 2 a cada 30 cms.

COLUMNA TIPO C-14

Columna sujeta a una carga excéntrica $P = 12637$ Kgr.
 $P_x = 178760$ Kgr.-lt. $P_y = 187200$ Kgr.-lt. $L = 2.70$ lts.
 $e_x = 14.15$ cms. $e_y = 14.81$ cms. $t = 30$ cms.

1.- Relación de esbeltez.

$$L/b = 270/30 = 9 \text{ columna corta.}$$

2.- Relación de excentricidad.

$$e/t = 14.81/30 = 0.49 < 2/3 \text{ compresión predominante.}$$

$$P' = P \left[1 + \frac{3(e_x + e_y)}{t} \right] = 12.637 \left[1 + \frac{3(14.15 + 14.81)}{30} \right] = 49233.75 \text{ Kgr.}$$

3.- Porcentaje de refuerzo.

$$p_g = \frac{1}{0.08} \left(\frac{P'}{A_g} - 0.18f_c' \right) = \frac{1}{1012} \left(\frac{49233.75}{900} - 37.8 \right) = 0.0167$$

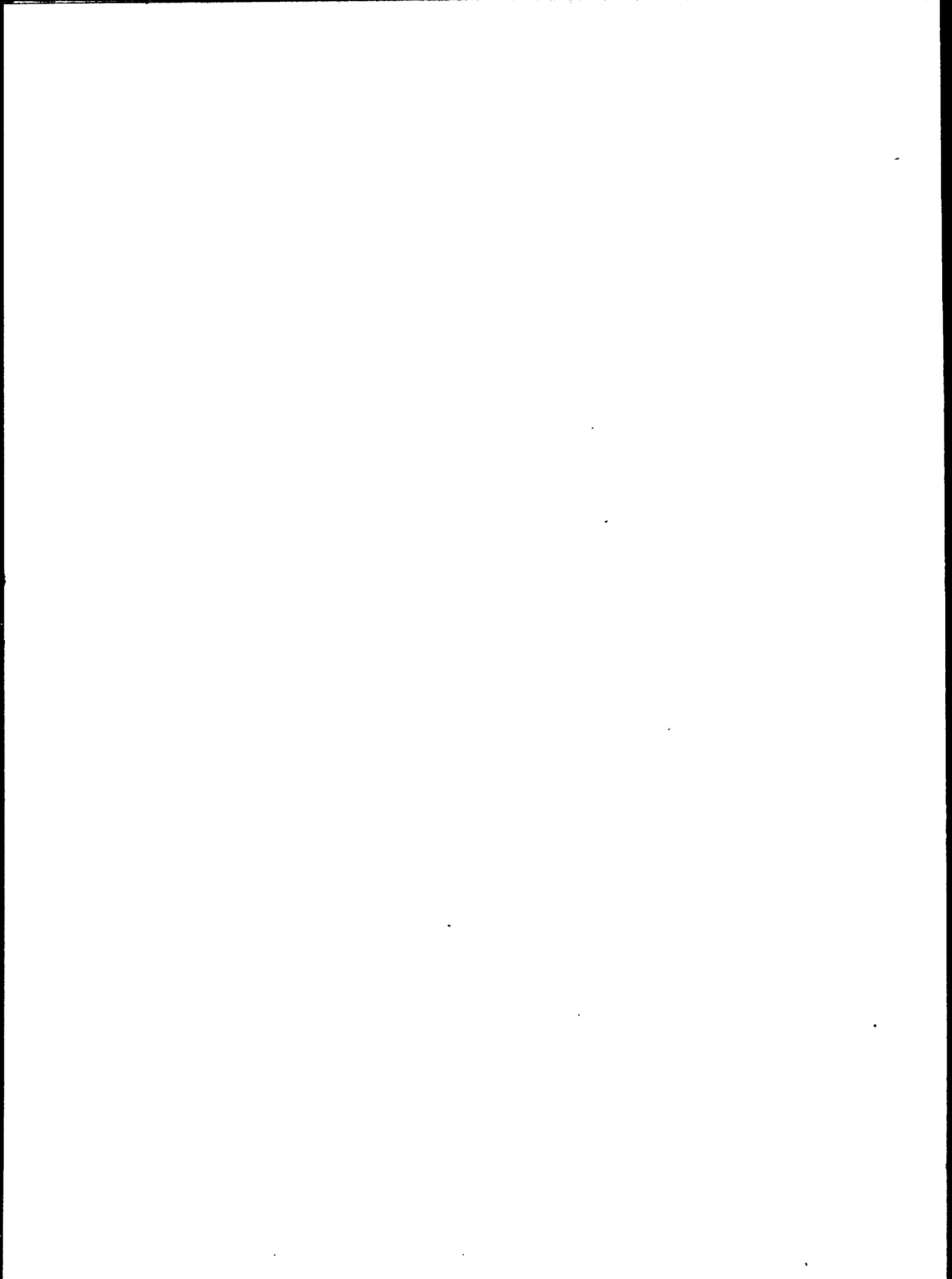
$$A_s = p_g A_g = 0.0167 \times 900 = 15.03 \text{ cm}^2 \text{ (4 barras \# 7)}$$

4.- Estribos # 2 a la mínima dimensión de las tres condiciones siguientes ;

1.- $16 \phi = 35.52$ cms.

2.- $4\phi = 30.72$ cms.

3.- $b = 30$ cms.



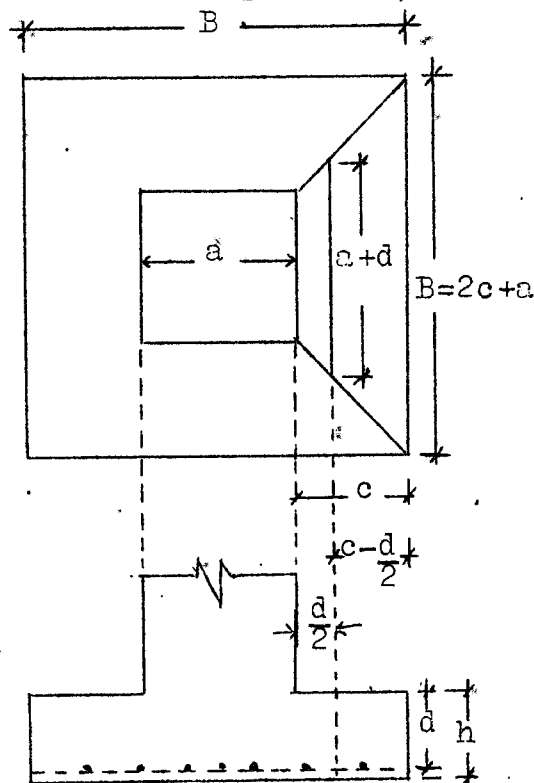
CALCULO Y DISEÑO DE ZAPATAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERIA.

Solución General para Zapatas aisladas:

Datos:

- r = Reacción neta del terreno F = Capacidad de carga
- b_o = Longitud de la sección crítica V = Fuerza cortante tica d = Peralte
- v_c = Esfuerzo permisible del Concreto. A_o = Área de la sección crítica

- 1.- Dimensiones de la Zapata: $A = P/r$ $B = \sqrt{P/r}$ $v_c = \frac{V}{b_o d}$
 - 2.- Peralte por Esfuerzo cortante: $d = \frac{V}{b_o v_c}$ $V = A_o r$ $b_o = a+d$
 $A_o = \frac{(a+d)(a+12)}{2} (c-d/2)$ substituyendo en la ecuación de d :
 $d = \frac{(2a+2e+d)(c-d/2)r}{2(a+d)b_c}$
 - 3.- Por adherencia suma de Perímetros: $\frac{V_u}{\phi u j d}$ $u = \frac{6.4 \sqrt{F'c}}{D}$
 $V_u = 100rc$
 - 4.- Por Momento flexionante: $M = rc^2/2$
 $d^2 = \frac{M}{\phi x b F'c q (1-0.59q)}$ $q = 0.848 - \sqrt{0.719 - \frac{M_u}{0.53 b d^2 F'c}}$
- Por ciento de Refuerzo: $p = q F'c / F_y$



Diseño de las Zapatas Z-1: Con una columna cuyo pedestal es de --
30/30 y :

$$P = 4.29 \text{ Kgs.} \quad F'c = 210 \text{ Kgs./cm.}^2 \quad F_y = 2300 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$w = 1.2 \text{ Kgs./cm.}^2 \quad P. \text{ Vol.} = 2400 \text{ Kgs./Mt.}^3$$

Reacción Neta, se supone $d = 15 \text{ cms.}$ $r = 1.2 - 0.0024 \times 15 = 1.164$

$$B = \sqrt{P/r} = \sqrt{4729/1.164} = 64 \text{ cms.} \quad c = \frac{B-a}{2} = 17 \text{ cms.}$$

Peralte por Esfuerzo cortante: $v_c = 0.5 \phi \sqrt{F'c} = 6.16 \text{ Kgs./cm.}^2$

$$d = \frac{(2a+2e+d)(c-d/2)r}{2(a+d)v_c} = 2.17 \text{ menor que el Peralte mínimo especificado de } 15 \text{ cms., por lo que se acepta éste último.}$$

Por adherencia para Barras hasta del número 5: $u = \frac{6.4 \sqrt{F'c}}{D}$

$u = 58.36$ que es mayor al límite de 56, por lo que tomamos éste --
último.

$$V = 100 rc = 1978.8$$

$$\text{Suma de Perímetros} = \frac{V}{\phi u j d} = 3.2 \text{ cms.}$$

Peralte y Armado por Momento flexionante: $d^2 = \frac{M}{\phi b F'c q (1 - 0.59q)}$

$q = 0.18$ para que no existan flechas excesivas. $M = 11640 \text{ c}^2/2$
considerandose $c = 0.17$ se tiene $M = 168.19 \text{ Kgs.-Mt.}$ por lo --
que d^2 es igual a 13.2 cms.^2

$$d = 3.6 \text{ cms. menor que } 15 \text{ cms. } h = d + \phi + 7 = 15 + 1 + 7 = 23 \text{ cms.}$$

$$q = 0.848 - \sqrt{0.719 - \frac{M}{0.53bd^2 F'c}} = 0.0089 \quad p = q F'c / F_y = 0.0008$$

por especificación el Armado mínimo: $p = 0.003bt = 4.5$

$$\text{sep.} = \frac{cas}{A_s} = 15.77 \text{ cms. (Barras No. 3 a cada } 15 \text{ cms.)}$$

$$S_o = \frac{17 \times 2.98}{15} = 3.37 \text{ mayor que } 3.2 \text{ cms. necesarios.}$$

Diseño de la Zapata Z-2, cuyo pedestal de la columna es de 40x40.

$$P = 15115 \text{ Kgs.} \quad a = 40 \text{ cms.} \quad w = 1.2 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$F_y = 2300 \text{ Kgs./cm.}^2 \quad F'c = 210 \text{ Kgs./cm.}^2 \quad \text{Peso Vol.} = 2400 \text{ Kgs./Mt}^3$$

Reacción neta, suponiendo $d = 15 \text{ cms.}$

$$r = 1.2 - 0.0024 \times 15 = 1.164 \text{ Kgs./cm.}^2 \quad B = \sqrt{P/r} = 114 \text{ cms.}$$

$$c = \frac{B-a}{2} = 37 \text{ cms.}$$

Peralte por Esfuerzo cortante: $d = \frac{(2a+2e+d)(c-d/2)r}{2(a+d)v_c}$

$$v_c = 0.5 \phi \sqrt{F'c} \quad d = 8.56 \text{ menor que } 15 \text{ cms., por lo que se toma éste último valor.}$$

Diseño por Adherencia. Para Barras hasta del No. 5

$u = 56$ $V = 100$ $rc = 4306.8$
 Suma de perímetros = $\frac{V}{\phi u j d} = 6.96$ cms.

Peralte y Armado por Momento flexionante: $M = rc^2/2 = \dots$

$M = 11,640 \times 0.37^2/2 = 796.75$ Kgs.-Mt.
 $d^2 = \frac{M}{\phi b F'c q (1-0.59q)} = 7.1$ cms. menor que 15 cms. $q = 0.18$

$q = 0.848 - \sqrt{0.719 - \frac{M}{0.53bd^2F'c}} = 0.0349$

$p = qF'c/Fy = 0.0031$ $A_s = pbt = 2.62$ cms.²

$S_o = \frac{c}{Sep.} \times 2.98 =$

Diseño de la Zapata Z-4 : Bajo una columna con pedestal de 40x40

$p = 30078$ Kgs. $F'c = 210$ Kgs./cm.² $Fy = 2300$ Kgs./cm.²
 $P.Vol. = 2400$ Kgs./Mt.³ $w = 1.2$ Kg./cm.²

Reacción neta, suponemos $d = 18$ cms.

$r = 1.2 - 0.0024 \times 18 = 1.1568$ $B = \sqrt{P/r} = 162$ cms.
 $c = \frac{B-a}{2} = 61$ cms.

Peralte por Esfuerzo cortante: $v_c = 0.5\phi\sqrt{F'c} = 6.16$ Kgs./cm.²

$d = \frac{(2a+2c+d)(c-d/2)r}{2(a+d)v_c} = 18.56$ cms., el cual se acepta.

$h = 18.56 + 1 + 7 = 26.56$ cms.

Diseño por Adherencia para Barras hasta del No. 5

$u = \frac{6.4\sqrt{F'c}}{D} = 58.36$ mayor que el límite ó sea 56

$V = 100$ $rc = 7056.48$ Kgs. $S_o = \frac{V}{\phi u j d} = 9.51$ cms. de Perímetros.

Peralte y Armado por Momento flexionante.

$q = 0.18$, $\phi = 0.85$, $b = a+d = 58$ cms., $M = rc^2/2 = 2152.22$ Kgs.-Mt.
 $d^2 = \frac{M}{\phi b F'c q (1-0.59q)} = 129.3$ cms.² $d = 11.4$ menor que 18 cms. del Cortante.

$q = 0.848 - \sqrt{0.719 - \frac{M}{0.53bd^2F'c}} = 0.0631$ $p = qF'c/Fy = 0.0057$

$A_s = pbd = 0.0057 \times 58 \times 18 = 6.014$ $Sep = \frac{c A_s}{L_s} = 7.20$ cms.

Barras No. 3 a cada 7 cms.

$S_o = \frac{c}{Sep.}$ Per. = $\frac{61}{7} \times 2.98 = 25$ mayor que 9.5 cms. necesarios.

Diseño de la Zapata Z-7, con un pedestal de 40x40 la columna.

$P = 74090$ Kgs. $F'c = 210$ Kgs./cm.² $P.Vol. = 2400$ Kgs./M.³
 $w = 1.2$ Kgs./cm.² $Fy = 2300$ " "

Para la Reacción neta suponemos $d = 36$ cms. $r = 1.2 - 0.0024 \times 36 = 1.136$
 $B = \sqrt{P/r} = 258$ cms. $c = \frac{B-a}{2} = 109$ cms.

Diseño por Esfuerzo cortante: $v_c = 0.5 \sqrt{F'c} = 6.16$ Kgs./cm.²
 $d = \frac{(2a+2e+d)(c-d/2)r}{2(a+d)v_c} = 36.14 \approx 36$ cms. del supuesto

Por adherencia para Barras hasta del No. 5 $u = \frac{6.4 \sqrt{F'c}}{D} = 58.36$ que es mayor al límite especificado de 56, por lo que éste último se toma.
 $V_u = 100 rc = 12382.4$ Kgs. Suma de Perímetros $S_o = \frac{V_u}{\phi u j d} = 8.34$ cms.

Diseño del Peralte y Armado por flexión: $M = rc^2/2 = 6748.4$ Kgs.-Mt.
 $q = 0.18$ $b = a+d = 76$ cms. $\phi = 0.85$
 $d^2 = \frac{M}{\phi b F'c u (1-0.59q)} = 17.6$ menor que el obtenido por Esfuerzo cortante.

$h = d + \phi + 7 = 36 + 1 + 7 = 44$ cms.

Para $h = 35$; $d = 37$

$$q = 0.848 - \sqrt{0.719 - \frac{M}{0.73 b d^2 F'c}} = 0.0352$$

$p = q F'c / F_y = 0.00321$

$$A_s = p b t = 8.79 \text{ cms.}^2$$

Sep. = $\frac{c a_s}{A_s} = \frac{109 \times 0.71}{8.79} = 8.8$ cms. (Barras No. 3 a cada 9 cms.)

Suma de Perímetros $S_o = \frac{109 \times 2.98}{8.8} = 36$ mayor que 8.32 cms. que son

los necesarios.

Diseño de la Zapata Z-11 para una Columna con Pedestal de 40x40
 $p = 61963$ Kgs. $F'c = 210$ Kgs./cm.² $P.Vol. = 2400$ Kgs/M³
 $w = 1.2$ Kgs./cm.² $F_y = 2300$ " " "

Reacción neta, suponemos $d = 32$ cms. $r = 1.2 - 0.0024 \times 32 = 1.123$
 $B = \sqrt{P/r} = 235$ cms. $c = \frac{B-a}{2} = 97.5$ cms.

Diseño por Esfuerzo cortante $v_c = 0.5 \sqrt{F'c} = 6.16$
 $d = \frac{(2a+2e+d)(c-d/2)r}{2(a+d)v_c} = 31.78$ cms., se acepta.

Diseño por adherencia para Barras hasta del No. 5 $u = \frac{6.4 \sqrt{F'c}}{D} = 58.36$ por lo que se va a tomar el valor límite de 56 Kgs.

$V = 100 rc = 10951.2$ Kgs. Suma de Perímetros $S_o = \frac{V}{\phi u j d} = 8.30$ cms.

Peralte y armado por el Momento flexionante

$q = 0.18$ $b = a + d = 72$ cms. $M = rc^2/2 = 5338.71$ Kgs.-Mt.
 $d^2 = \frac{M}{\phi b F'c q (1-0.59q)} = 258.42$ $d = 16$ cms.

Nuestra d es menor que 32 cms. que se obtuvo por Cortante.

$q = 0.848 - \sqrt{0.719 - \frac{M}{0.53 b d^2 F'c}} = 0.0393$ $p = q F'c / F_y = 0.00358$

$A_s = p b d = 8.26$ Sep. = $\frac{c a_s}{A_s} = 8.36$ cms. (Vars. # 3 a cada 8.3 cms.)

$S_o = \frac{97.5}{8.3} \times 2.98 = 35$ cms. mayor que los 8.3 necesarios.

CALCULO Y DISEÑO DE LAS ZAPATAS DE MAMPOSTERIA.

Cimentación para un Edificio con planta baja y planta alta.

Cargas: $w = \text{Vol.} \times P. \text{Volumétrico.}$			
w Contratrabe	=	$0.20 \times 0.25 \times 1 \times 2400$	= 120 Kgs./Mt.
w Muro	=	$2.70 \times 0.15 \times 1 \times 1500$	= 607.5 Kgs./Mt.
w Losa	=	-----	= 4,900.0 " "
w Trabe 1	=	$0.15 \times 0.20 \times 2400$	= 72.0 " "
w Muro	=	$2.50 \times 0.15 \times 1 \times 1500$	= 562.5 " "
w Losa 2	=	-----	= 2,940.0 " "
w Trabe 2	=	$0.15 \times 0.20 \times 1 \times 2400$	= 72.0 " "
w Pretel	=	$0.50 \times 0.15 \times 1 \times 1500$	= 112.5 " "
T o t a l :		-----	<u>9,386.5 ± 9,500 Kgs./Mt.</u>

Sección supuesta:

La resistencia del terreno es de 12,000 Kgs.

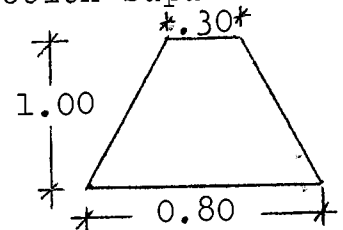
Resistencia Neta = 12,000 - w cimiento

w cimiento = $\frac{0.8+0.3}{2} \times 1.0 \times 1500 \times 1.0 = 825$

Resistencia Neta = 12,000 - 825 = 11,175.00

Esfuerzo = $\frac{P}{A} = \frac{P}{BL}$ de donde: $B = \frac{P}{\text{Esfuerzo} \times L} = \frac{9500}{11175 \times 1.00} = 0.85 \text{ cms.}$

Aceptamos $B = 1.00$ Mts.



Cimentación para un Edificio de una sola planta.

Cargas: $w = \text{Vol.} \times P. \text{Volumétrico}$			
w Contratrabe	=	$0.20 \times 0.20 \times 1 \times 2400$	= 96.0 Kgs./Mt.
w Muro	=	$2.70 \times 0.15 \times 1 \times 1500$	= 607.5 " "
w Losa	=	$2.5 \times 600 \times 1$	= 1,500.0 " "
w Trabe	=	$0.15 \times 0.20 \times 1 \times 2400$	= 72.0 " "
w Pretel	=	$0.50 \times 0.15 \times 1 \times 1500$	= 112.5 " "
T o t a l :		-----	<u>2,388.0 ± 2,500 Kgs./Mt.</u>

La resistencia del terreno es de 12,000 Kgs.

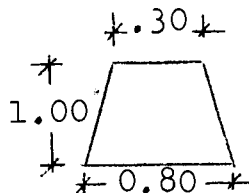
Resistencia Neta = 12,000 - w cimiento

w cimiento = $\frac{0.7+0.3}{2} \times 1 \times 1500 \times 1.0 = 750$

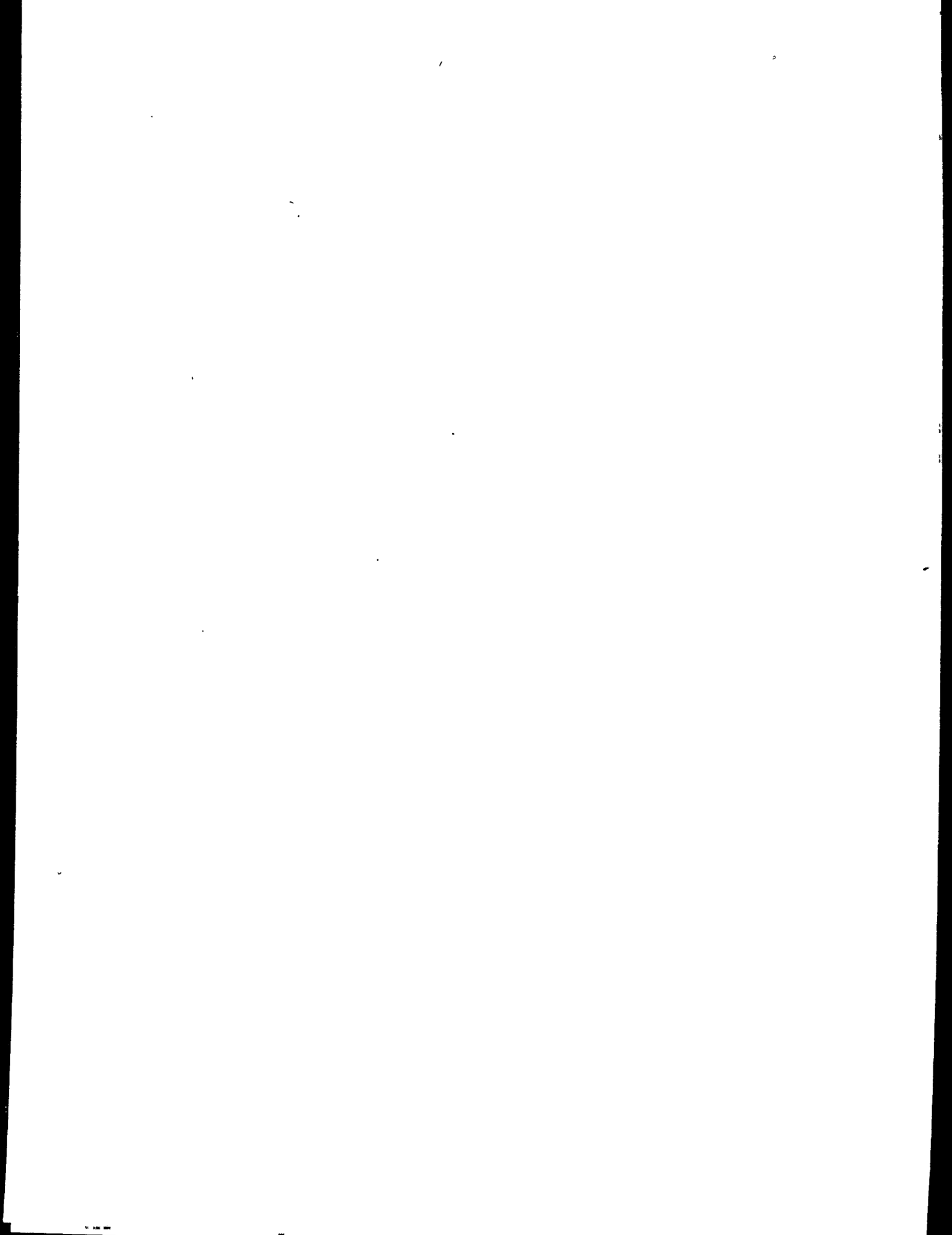
Resistencia Neta = 12,000 - 750 = 11,250.00

Esfuerzo = $\frac{P}{A} = \frac{P}{BL}$ de donde: $B = \frac{P}{\text{Esfuerzo} \times L} = 0.22 \text{ cms.}$

Aceptamos $B = 0.80$ Mts.



CAPITULO V
PROYECTO DE INSTALACIONES.



CAPITULO VI

C O S T O S .

VI. C O S T O S .

Estimaciones presupuestales del Hotel-Balneario
"SAN BARTOLOME"

Estimación presupuestal de Patios y Pasillos.

ALBAÑILERIA.

Concepto	Unid.	Cantidad	P.u.	Importe
Trazo y Limpia	M ²	235.20	2.-	470.40
Demoliciones inc. Acarreo	M ³	150.11	40.-	6,004.40
Levantar pisos Inc. Acarreo	M ²	1,691.51	20.-	33,830.20
Excavación a Mano	M ³	64.12	25.-	1,630.00
Cimientos de Concreto	"	20.50	800.-	16,400.00
Cimientos de Mampostería	"	2.75	135.-	371.25
Rellenos y Consolidación	"	39.12	15.-	586.80
Dalas de Desplante	M.L.	5.00	40.-	200.00
Impermeabilización	"	5.00	4.-	20.00
Castillos de Concreto 0.15x0.15	"	102.00	40.-	4,080.00
Muro de Tabique recocido	M ²	49.02	45.-	2,205.90
Columnas de Concreto	M ³	7.07	800.-	5,656.00
Cerramientos de Concreto A.	M.L.	5.00	45.-	225.00
Trabes de Concreto	M ³	5.59	800.-	4,472.00
Firme para piso	M ²	1,660.79	20.-	32,795.80
Piso de Canteras	"	1,639.52	30.-	49,185.60
Piso de Terrazo	"	52.00	80.-	4,160.00
Quitar aplanados	"	2,136.53	15.-	32,047.95
Plantilla para Cimientos	"	5.00	15.-	75.00
Techos de Concreto	"	403.51	100.-	40,351.00
Terrado, Enladrillado, e Impermeabilizado de Azoteas	"	391.86	40.-	15,674.40
Pretilas de tabique rojo	M.L.	87.80	15.-	1,317.00
T o t a l : - - - - -				\$251,758.70

YESERIA.

Aplanados en Muros	M ²	1,744.67	20.-	34,893.40
Aplanados en Plafones	"	391.86	25.-	9,796.50
Resanes en general	Lote	1	- -	4,000.00
T o t a l : - - - - -				\$ 48,689.90

PINTURA.

Pintura en Muros	M ²	1,744.67	20.-	34,893.40
Pintura en Plafones	"	391.86	25.-	9,796.50
T o t a l : - - - - -				\$ 44,689.90

RESUMEN:	Albañilería:	251,758.70
	Yesería:	48,689.90
	Pintura:	44,689.90
	T o t a l e s :	\$345,138.50

La instalación Eléctrica, los Imprevistos y la Licencia - de Obra de los Patios y Pasillos se van a incluir en la estimación presupuestal general.

Estimación presupuestal del Restaurante.

ALBAÑILERIA.

Concepto	Unid.	Cantidad	P.U.	Importe
Demoliciones y Acarreo	M ³	28.40	50.-	1,420.00
Levantar pisos y Acarreo	M ²	423.79	25.-	10,594.75
Trazo y Limpia	"	423.79	2.-	847.58
Excavación a mano con Acarreo	M ³	26.22	25.-	655.50
Cimiento de Concreto Armado	"	6.83	800.-	5,464.00
Plantilla para Cimiento	M ²	7.40	15.-	111.00
Cimiento de Mampostería	M ³	3.88	135.-	523.80
Rellenos y Consolidación	"	15.51	15.-	232.65
Impermeabilizaciones	M.L.	9.15	4.-	36.60
Dalas de Desplante	"	7.40	40.-	296.00
Columnas de Concreto 0.30x0.30	M ³	1.62	800.-	1,296.00
Muros de Tabique rojo recocido	M ²	12.24	45.-	550.80
Trabes de Concreto A.O.30x0.40	M ³	8.59	800.-	6,872.00
Cerramientos de Concreto	M.L.	7.40	45.-	333.00
Techos de Concreto A.T=0.10 Mt.	M ²	250.00	100.-	25,000.00
Albañales	M.L.	41.40	30.-	1,242.00
Firme para Piso	M ²	422.00	20.-	8,440.00
Piso de Terrazo	"	422.00	80.-	33,760.00
Lambrín de Azulejo	"	86.04	110.-	9,464.40
Terrado, Enladrillado e Impermeabilizado de Techos	"	298.36	40.-	11,934.40
Pretil	"	5.98	35.-	209.30
Quitar aplanados Inc.Acarreo	"	804.88	15.-	12,073.20
Colocación de:				
Puertas	Pza.	17	150.-	2,550.00
Ventanas	"	12	120.-	1,440.00
Lavabos	"	10	80.-	800.00
W.C. con Tanque bajo	"	10	100.-	1,000.00
Mingitorios	"	3	80.-	240.00
Accesorios para Baño	"	41	30.-	1,230.00
Celosis	"	1	180.-	180.00
Tuberías de 1/2"	M.L.	45.00	40.-	1,800.00
Coladeras de piso	Pza.	2	35.-	70.00
T o t a l ; - - - - -				\$140,666.98

SANITARIA.

Lavabos	Pza.	10	240.-	2,400.00
W.C.con tanque bajo	"	10	480.-	4,800.00
Mingitorios	"	3	210.-	630.00
Accesorios para Baño	"	41	40.-	1,640.00
Tuberías de 1/2" Inc.Codos,"Y",	M.L.	45.00	30.-	1,350.00
Coladera de piso niquelada	Pza.	2	40.-	80.00
T o t a l : - - - - -				\$10,900.00

PINTURA.

Concepto	Unid.	Cantidad	P.U.	Importe
Pintura en Muros	M ²	819.55	25.-	20,488.75
Pintura en Plafones	"	337.08	28.-	9,438.24
Entintado y Barnizado: Puertas	Pza.	17	60.-	1,020.00
Ventanas	"	9	40.-	360.00
T o t a l : - - - - -				\$31,306.99

YESERIA.

Aplanados en Muros	M ²	819.55	20.-	16,391.00
Aplanados en Plafones	"	337.08	25.-	8,427.00
Resanes en general	Lote	1	- -	700.00
T o t a l : - - - - -				\$25,518.00

CARPINTERIA.

Puertas	Pza.	17	300.-	5,100.00
Ventanas	"	9	200.-	1,800.00
T o t a l : - - - - -				\$6,900.00

VIDRIERIA.

Ventanas	M ²	39.75	60.-	2,385.00
Espejos	"	5.60	70.-	392.00
T o t a l : - - - - -				\$2,777.00

CERRAJERIA Y HERRERIA.

Chapas para Puertas	Pza.	17	100.-	1,700.00
Reja de Ventanas	"	5	800.-	4,000.00
T o t a l : - - - - -				\$5,700.00

RESUMEN:	Albañilería			140,666.98
	Sanitaria			10,900.00
	Pintura			31,306.99
	Yesería			25,518.00
	Carpintería			6,900.00
	Vidriería			2,777.00
	Cerrajería y Herrería			5,700.00
	T o t a l :			\$223,768.97

Por lo que respecta a la Instalación Eléctrica, Licencia de Obra, e imprevistos se van a considerar en la Estimación Presupuestal general.

Estimación Presupuestal de los Baños Privados.

ALBAÑILERIA.

Levantar pisos y Acarreo Mat.	M ²	70.04	25.-	1,751.00
Excavación a mano	M ³	2.20	25.-	55.00
Plantilla para cimientos	M ²	2.00	15.-	30.00
Cimientos de Mampostería	M ³	1.38	135.-	186.30
Dalas de Desplante	M.L.	2.70	40.-	108.00
Rellenos y Consolidación	M ³	0.82	15.-	12.30

Concepto	Unid.	Cantidad	P.U.	Importe
Levantar pisos y Acarreo	M ²	70.04	25.-	1,751.00
Excavación a Mano	M ³	2.20	25.-	55.00
Plantilla para Cimientos	M ²	2.00	15.-	30.00
Cimientos de Mamposteria	M ³	1.38	135.-	186.30
Dalas de Desplante	M.L.	2.70	40.-	108.00
Rellenos y Consolidación	M ³	.82	15.-	12.30
Impermeabilización	M.L.	2.70	4.-	10.80
Muros de Tabique rojo rec.	M ²	5.40	45.-	243.00
Quitar aplanados con acarreo	"	195.20	15.-	2,928.00
Castillos de 0.15x0.15	M.L.	6.00	40.-	240.00
Lambrín de Azulejo	M ²	40.62	110.-	4,468.20
Albañal	M.L.	5.60	30.-	168.00
Firme para piso	M ²	46.86	20.-	937.20
Piso de Terrazo	"	46.49	80.-	3,719.20
Terrado, Enladrillado e Impermeabilizado de azoteas	"	47.24	40.-	1,889.60
Tubo de ventilación	M.L.	.50	30.-	15.00
Colocación de:				
Ventanas	Pza.	2	120.-	240.00
Puertas	"	3	150.-	450.00
Lavabo	"	1	80.-	80.00
W.C. con tanque bajo	"	1	100.-	100.00
Accesorios de baño	"	9	30.-	270.00
Tuberias de 1/2", inc. codos (Y)	M.L.	11.50	40.-	460.00
Coladera de piso	Pza.	1	35.-	35.00
T o t a l - - - - -				\$18,396.60
<u>SANITARIA.</u>				
W.C. con tanque bajo	Pza.	1	480.-	480.00
Lavabo	"	1	240.-	240.00
Accesorios para baño	"	9	40.-	360.00
Tuberias de 1/2" inc. codos (Y)	M.L.	11.50	30.-	345.00
Coladera de piso niquelada	Pza.	1	40.-	40.00
T o t a l - - - - -				\$1,465.00
<u>YESERIA.</u>				
Aplanado en muros	M ²	147.96	20.-	2,959.20
Aplanados en Plafones	"	47.24	25.-	1,185.00
Resanes en general	Lote	1	400.-	400.00
T o t a l - - - - -				\$4,544.20
<u>PINTURA.</u>				
Pintura de aceite en Muros	M ²	141.36	25.-	3,534.00
Pintura de aceite en Plafones	"	47.24	28.-	1,322.72
Entintado y barnizado de:				
Puertas	Pza.	3	60.-	180.00
Ventanas	"	2	40.-	80.00
T o t a l - - - - -				\$5,116.72

CARPINTERIA.

Concepto	Unid.	Cantidad	P.U.	Importe
Puertas	Pza.	3.	300.-	900.00
Ventanas	"	2.	200.-	400.00
T o t a l - - - - -				\$1,300.00

VIDRIERIA, CERRAJERIA Y HERRERIA

Espejos	Pza.	1.	50.-	50.00
Vidrios Ventanas	M ²	2.70	60.-	162.00
Chapas de puertas	Pza.	3.	100.-	300.00
Rejas de Ventanas	"	1.	800.-	800.00
T o t a l - - - - -				\$1,312.00

RESUMEN:	Albañilería:			18,396.60
	Sanitaria:			1,465.00
	Yesería:			4,544.20
	Pintura:			5,116.72
	Carpintería:			1,300.00
	Vidrieria, Cerraje- ria y Herrería:			1,312.00
	T o t a l :			\$32,134.52

En este Presupuesto no se ha incluido la instalación Sanitaria, Imprevistos, Licencia de Obra. Estos se van a considerar en la Estimación Presupuestal general.

El número de cuartos que se incluyen en éste Presupuesto son 14, lo que nos dá una inversión total de \$ 449,883.28.

Estimación Presupuestal de Un Cuarto Dormitorio.

ALBAÑILERIA.

Trazo y Limpia	M ²	23.92	2.-	47.85
Excavación a mano	M ³	16.09	25.-	402.25
Plantilla para Cimentación	M ²	10.00	15.-	150.00
Cimiento de Mampostería	M ³	7.59	135.-	1,024.65
Rellenos y Consolidación	"	8.40	15.-	126.00
Dalas de Desplante	M.L.	12.99	40.-	519.60
Impermeabilizaciones	"	12.99	4.-	51.96
Castillos de 15x15 cms.	"	17.40	40.-	696.00
Muros de tabique rojo	M ²	38.04	45.-	1,711.80
Cerramientos de Concreto	M.L.	12.99	45.-	584.55
Azoteas de Concreto	M ²	15.70	100.-	1,570.00
Pretilas	"	2.22	35.-	77.70
Colocación de Albañal	M.L.	9.50	30.-	285.00
Firme para Piso	M ²	21.00	20.-	420.00
Piso de Terrazo	"	21.00	80.-	1,680.00
Lambrín de Azulejo	"	18.72	110.-	2,059.20
Tubo para ventilación F.F.	M.L.	.50	30.-	15.00
Terrado, Enladrillado e Impermeabilizado de Techos	M ²	21.20	40.-	848.00

Concepto	Unid.	Cantidad	P.U.	Importe
Colocación de:				
Puertas	Pza.	3	150.-	450.00
Ventanas	"	1	120.-	120.00
Lavabo	"	1	80.-	80.00
W.C. con Tanque bajo	"	1	100.-	100.00
Tuberías incl.codos,(Y) etc.	M.L.	11.50	40.-	460.00
Accesorios de baño	Pza.	12	30.-	360.00
Coladera de piso	"	1	35.-	35.00
Zoclo	M.L.	12.99	30.-	389.70
T o t a l :				\$14,264.26
<u>SANITARIA.</u>				
Lavabos	Pza.	1.	240.-	240.00
W.C. con tanque bajo	"	1.	480.-	480.00
Tuberias de 1/2"	M.L.	11.50	30.-	345.00
Accesorios para Baño	Pza.	12.	40.-	480.00
Coladera de piso niquelada	"	1.	40.-	40.00
T o t a l :				\$1,585.00
<u>YESERIA.</u>				
Aplanados en Muros	M ²	54.28	20.-	1,085.60
Aplanados en Plafones	"	20.78	25.-	519.50
Resanes en general	Lote	1.	- -	200.00
T o t a l :				\$1,805.10
<u>PINTURA.</u>				
Pintura en Muros	M ²	40.91	25.-	1,022.75
Pintura en Plafones	"	20.78	28.-	581.84
Entintado y Barnizado de:				
Puertas	Pza.	3.	60.-	180.00
Ventanas	"	1.	40.-	40.00
T o t a l :				\$1,824.59
<u>CARPINTERIA.</u>				
Puertas	Pza.	2.	300.-	600.00
Ventanas	"	1.	200.-	200.00
Closet	"	1.	1,400.-	1,400.00
Total :				\$2,200.00
<u>VIDRIERIA, CERRAJERIA Y HERRERIA</u>				
Vidrio para Ventanas	M ²	2.5	60.-	150.00
Chapa de puerta	Pza.	3.	100.-	100.00
Reja de la Ventana	"	1.	800.-	800.00
T o t a l :				\$1,050.00

RESUMEN:	Albañilería	14,264.26
	Sanitaria	1,585.00
	Yesería	1,805.10
	Pintura	1,824.59
	Carpintería	2,200.00
	Vidriería Cerrajería y Herrería	1,050.00
	T o t a l :	<u>\$22,728.95</u>

En éste Presupuesto no se considera la Instalación Eléctrica, la Licencia de Obra ni los Imprevistos; pues se van a considerar en la Estimación Presupuestal general.

El número de cuartos que se incluye en éste Presupuesto es de 32, lo que nos viene a dar una inversión de \$ 727,326.40

Estimación Presupuestal de Cocina, Despensas y Cantina.

ALBAÑILERIA.

Concepto	Unid.	Cantidad	P.U.	Importe
Demoliciones incl. Acarreo	M ³	19.63	50.-	982.50
Levantar pisos con Acarreo	M ²	222.38	25.-	5,559.50
Quitar aplanados	"	1,656.29	15.-	24,844.35
Excavación a mano	M ³	5.67	25.-	141.75
Plantilla para cimientos	M ²	6.30	15.-	94.50
Cimientos de Mampostería	M ³	3.14	135.-	423.90
Dalas de Desplante	M.L.	5.70	40.-	228.00
Impermeabilizaciones	"	5.70	4.-	22.80
Castillos de concreto 0.15x0.15	"	27.50	40.-	1,100.00
Muros de tabique rojo Recoc.	M ²	16.65	45.-	749.25
Cerramientos de Concreto	M.L.	6.70	45.-	301.50
Albañales	"	16.40	30.-	492.00
Firme para Piso	M ²	222.72	20.-	4,454.40
Piso de Terrazo	"	222.72	80.-	17,817.60
Lambrín de Azulejo	"	61.80	110.-	6,798.00
Terrado, Enladrillado e Impermeabilización de Azoteas	"	217.32	40.-	8,692.80
Colocación de:				
Puertas	Pza.	7.	150.-	1,050.00
Ventanas	"	5.	120.-	600.00
Coladera	"	1.	35.-	35.00
Tuberías de 1" incl. codos (Y) etc.	M.L.	28.30	40.-	1,132.00
T o t a l :				<u>\$75,518.85</u>

SANITARIA.

Tuberías de 1" incl. codos (Y) etc.	M.L.	28.30	40.-	1,132.00
Coladera	Pza.	1.	40.-	40.00
T o t a l :				<u>\$1,172.00</u>

YESERIA Y PINTURA.

Concepto	Unid.	Cantidad	P.U.	Importe
Aplanados en Muros	M ²	1,438.97	20.-	28,779.40
Aplanados en Plafones	"	217.32	25.-	5,433.00
Barnizado y Entintado de: Puertas	Pza.	7.	60.-	420.00
Pintura de aceite en Muros	M ²	977.14	25.-	24,428.50
Pintura de aceite en Plafones	"	217.32	28.-	6,084.96
Pintura en Exteriores	"	759.82	25.-	18,995.50
T o t a l :				<u>\$84,141.36</u>

CARPINTERIA.

Puertas	Pza.	7.	400.-	2,800.00
Mostrador	"	1.	550.-	550.00
T o t a l :				<u>\$3,350.00</u>

VIDRIERIA, CERRAJERIA Y HERRERIA

Vidrios Ventanas	M ²	8.5	60.-	510.00
Chapas de puertas	Pza.	6.	100.-	600.00
Ventanas	"	5.	800.-	4,000.00
T o t a l :				<u>\$5,110.00</u>

RESUMEN:	Albañilería	75,518.85
	Sanitaria	1,172.00
	Yesería y Pintura	84,141.36
	Carpintería	3,350.00
	Vidriería, Cerrajería y Herrería	5,110.00
T o t a l :		<u>\$169,292.21</u>

En este Presupuesto no se considera la Instalación Eléctrica, los Imprevistos, ni la Licencia de Obra; pues son factores que se van a considerar en la Estimación Presupuestal general.

Estimación Presupuestal de los Baños-Regaderas Generales.

ALBAÑILERIA.

Trazo y Limpia	M ²	362.60	2.-	725.20
Excavación a Mano	M ³	181.90	25.-	4,547.50
Plantilla para cimiento	M ²	133.90	15.-	2,008.50
Cimiento de Mampostería	M ³	87.04	135.-	11,750.40
Cimiento de Concreto	"	6.83	800.-	5,464.00
Rellenos y Consolidación	"	88.03	15.-	1,320.45
Dallas de Desplante	M.L.	107.30	40.-	4,292.00
Impermeabilización	"	107.30	4.-	429.20
Castillos de 0.20x0.20	"	161.20	55.-	8,866.00
Columnas de Concreto	M ³	2.80	800.-	2,240.00
Cerramientos de Concreto	M.L.	200.90	60.-	12,054.00

Concepto	Unid.	Cantidad	P.U.	Importe
Entrepiso y Techo de Concreto A.	M ³	711.87	100.-	71,187.00
Pretilas	M ²	37.70	35.-	1,319.50
Muros de Tabique rojo recocido	"	447.85	45.-	20,153.25
Albañal	M.L.	28.41	30.-	852.30
Firme para piso	M ²	341.14	20.-	6,822.80
Piso de Terrazó	"	341.14	80.-	27,291.20
Terrado, Enladrillado e Impermeabilizado de Techos	"	324.90	40.-	12,996.00
Lambrín de Azulejo	"	273.80	110.-	30,118.00
Colocación de:				
Puertas	Pza.	7.	150.-	1,050.00
Ventanas	"	9.	120.-	1,080.00
W.C. con tanque bajo	"	10.	100.-	1,000.00
Lavabos	"	12.	80.-	960.00
Accesorios para Baño	"	101.	30.-	3,030.00
Tuberias de 1/2" incl. codos (Y) etc.	M.L.	66.00	40.-	2,640.00
Trabes de Concreto	M ³	9.17	800.-	7,336.00
T o t a l :				\$241,533.30

SANITARIA.

W.C. con Tanque bajo	Pza.	10.	480.-	4,800.00
Lavabos	"	12.	240.-	2,880.00
Accesorios para baño	"	101.	40.-	4,040.00
Tuberias de 1/2"	M.L.	66.00	30.-	1,980.00
Còladera de piso niquelada	Pza.	6.	40.-	240.00
T o t a l :				\$13,940.00

PINTURA:

Pintura en Muros	M ²	1,053.41	25.-	26,335.25
Pintura en Plafones	"	660.17	28.-	18,484.76
Entintado y Barnizado de:				
Puertas	Pza.	7.	60.-	420.00
Ventanas	"	4.-	40.-	160.00
T o t a l :				\$45,400.01

YESERIA.

Aplanados en Muros	M ²	1,053.41	20.-	21,068.20
Aplanados en Plafones	"	660.17	25.-	16,504.25
Resanes en general	Lote	1.	- -	1,600.00
T o t a l :				\$39,172.45

CARPINTERIA.

Puertas	Pza.	7.	300.-	2,100.00
Ventanas	"	4.	200.-	800.00
Mostrador	"	1.	4,000.-	4,000.00
T o t a l :				\$6,900.00

VIDRIERIA, CERRAJERIA Y HERRERIA

Concepto	Unid.	Cantidad	P.U.	Importe
Chapas para Puertas	Pza.	3.	100.-	300.00
Vidrios de Ventana	M ²	9.60	60.-	576.00
Espejos	"	6.40	70.-	448.00
Guardarropas generales	Lote	1.	-.-	129,000.00
Ventanería	Pza.	5.	800.-	4,000.00
T o t a l :				\$134,324.00
RESUMEN:				
Albañilería				241,533.30
Sanitaria				13,940.00
Pintura				45,400.00
Yesería				39,172.45
Carpintería				6,900.00
Vidriería, Cerrajería y Herrería				134,324.00
T o t a l :				\$481,269.75

En este Presupuesto no se incluyen Instalación Eléctrica, - Imprevistos, ni Licencia de Obra; éstos se van a considerar en - el Presupuesto general.

Estimación Presupuestal de Obras Generales.

ALBAÑILERIA.

Trazo y Limpia	M ²	7,673.11	2.-	15,346.22
Excavación a Mano.	M ³	737.30	25.-	18,432.50
Quitar aplanados	M ²	1,091.78	15.-	16,376.70
Plantilla para Cimientos	"	473.20	15.-	7,098.00
Cimientos de Concreto	M ³	2.28	800.-	1,824.00
Cimientos de Mampostería y Muretes	"	659.54	135.-	89,037.90
Dalas de Desplante	M.L.	36.20	40.-	1,448.00
Impermeabilizaciones	"	36.20	4.-	144.80
Rellenos y Consolidaciones	M ³	284.45	15.-	4,266.75
Compactación	M ²	2,526.51	6.-	15,159.06
Empedrado	"	1,368.30	15.-	20,524.50
Losa de Concreto sin Acero	"	2,367.67	40.-	94,706.80
Lambrín de Azulejo	"	950.20	110.-	104,522.00
Muros de Tabique rojo	"	79.64	45.-	3,583.80
Castillos de 0.15x0.15	M.L.	19.80	40.-	792.00
Cerramiento de Concreto	"	36.20	45.-	1,629.00
Colocación de:				
a) Albañales:				
15 cm. Ø	M.L.	170.40	25.-	4,258.50
Para Aguas negras 20 cm. Ø	"	81.75	25.-	2,043.75
30 " Ø	"	71.95	30.-	2,158.50
15 " Ø	"	53.40	25.-	1,335.00
Para Aguas termal. 20 " Ø	"	251.69	25.-	6,292.25
30 " Ø	"	93.17	28.-	2,068.76

Concepto	Unid.	Cantidad	P.U.	Importe
b) Tuberías de Fierro para Agua Potable:				
1/2" de Diámetro	M.L.	97.04	30.-	2,911.20
3/4" " "	"	96.83	30.-	2,904.90
1" " "	"	137.00	40.-	5,480.00
2" " "	"	50.48	40.-	2,019.20
3" " "	"	216.90	40.-	8,676.00
c) Bajadas de Agua Pluvial	"	70.00	20.-	1,400.00
d) Coladeras	Pza.	10.00	30.-	300.00
e) Registros con Tapa	"	43.0	50.-	2,150.00
f) Tanque de Agua	"	1.	-	4,000.00
g) Puertas: Grandes	"	3.	160.-	480.00
Chicas	"	4.	120.-	480.00
h) Postes	M.L.	149.60	20.-	2,992.00
i) Malla para Alambrado	M ²	815.00	30.-	24,450.00
T o t a l :				\$471,832.09

YESERIA.

Aplanados en Muros	M ²	1,574.45	20.-	31,489.00
Aplanados de Cemento-Arena en Albercas	"	357.90	35.-	12,526.50
T o t a l :				\$44,015.50

PINTURA.

Pintura en Exteriores	M ²	1,574.45	25.-	39,361.25
Entintado y Barnizado Puertas	Pza.	7.	80.-	560.00
T o t a l :				\$39,921.25

SANITARIA.

Albañales:					
Para Aguas negras	15 cm.Ø	M.L.	170.34	7.5	1,277.55
	20 cm.Ø	"	81.75	12.-	981.00
	30 cm.Ø	"	71.95	22.-	1,582.90
	15 " "	"	53.40	7.5	400.50
Para Aguas Termal	20 " "	"	251.69	12.-	3,020.28
	30 " "	"	93.17	22.-	2,049.74
					\$9,311.97

Tuberías para Agua Potable:

1/2" de Diámetro	M.L.	93.50	15.-	1,402.50
3/4" " "	"	96.80	20.-	1,936.00
1" " "	"	137.00	25.-	3,425.00
2" " "	"	50.50	55.-	2,777.50
3" " "	"	216.90	85.-	18,436.50
Bajadas de Agua Pluvial	"	70.00	105.-	7,350.00
Registros con Tapa	Pza.	43.	110.-	4,730.00
Coladeras grandes	"	10.	75.-	750.00
Tanque de Agua	"	1.	-	12,000.00
T o t a l :				\$24,830.00

CARPINTERIA.

Concepto	Unid.	Cantidad	P.U.	Importe
Puertas: Chicas	Pza.	4.	500.-	2,000.00
Grandes	"	3.	300.-	900.00
T o t a l :				<u>\$2,900.00</u>

JARDINERIA.

Arboles	Pza.	40.	100.-	4,000.00
Jardinería (Pasto siembra)	M ²	3,347.70	10.-	33,477.00
Juegos Infantiles	Pza.	5.	1,000.-	5,000.00
Bancas	"	3.	1,000.-	3,000.00
T o t a l :				<u>\$45,477.00</u>

INSTALACION ELECTRICA.

Lámparas de: 60 Watts	Pza.	43.	100.-	4,300.00
75 "	"	71	100.-	7,100.00
100 "	"	86	100.-	8,600.00
150 "	"	60	100.-	6,000.00
500 "	"	41	110.-	4,510.00
200 "	"	20	100.-	2,000.00
Contactos	"	157	120.-	18,840.00
Apagadores	"	146	120.-	17,520.00
Cajas de Registro	"	211	110.-	23,210.00
Conductor Condumex	Lote	1	- -	12,000.00
T o t a l :				<u>\$92,080.00</u>

DIVERSOS.

Licencia de Obra	Lote	1	- -	10,000.00
Protección del nacimiento de agua con malla de alambre	"	1	- -	4,000.00
T o t a l :				<u>\$14,000.00</u>

RESUMEN DEL PRESUPUESTO DEL HOTEL-BALNEARIO:

1.- Patios y Pasillos		345,138.50
2.- Restaurante		223,768.97
3.- Baños Privados		449,883.28
4.- Cuarto Dormitorio		727,326.40
5.- Cocina, Despensa y Cantina		169,292.21
6.- Regaderas Generales		481,269.75
7.- Obras Generales		92,080.00
8.- Diversos		14,000.00
Sub-Total:		<u>2,502,759.11</u>
Imprevistos 10 %		250,275.91
Honorarios 10 %		250,275.91
T o t a l :		<u>\$3,003,310.93</u>

CAPITULOS VII Y VIII

CONCLUSIONES.

BIBLIOGRAFIA.

VII.- CONCLUSIONES.

Siendo una Obra que en su mayor parte trata de rehabilitar y - reconstruir las partes dañadas por el paso de los años, se tendrán gastos no considerados en el Presupuesto, el cual únicamente nos dará una noción aproximada del costo del Hotel-Balneario "SAN BARTOLOME", pudiendo determinar en esta forma el éxito de la negociación - como tal.

Por las razones dichas en el párrafo anterior, se recomienda - al constructor que el Contrato de Obra se lleve por ADMINISTRACION, ó bien hacer un análisis de costos más detallado; tomando en cuenta los incrementos que se están presentando actualmente respecto a los salarios, y el alza de precios tan variable de los Materiales, para poder hacer un Contrato a precio alzado.

Seleccionamos el Estudio del Casco Antiguo de "SAN BARTOLO",- debido a que el tipo de Obra abarca conocimientos generales de la Carrera de INGENIERO CIVIL; es por ello que hemos atacado tanto datos Constructivos como Arquitectónicos, aunque no en una forma muy detallada.

VIII.- BIBLIOGRAFIA.

- Construcción de Hoteles.

Otto Mayr y Fritz Hierl

- Vigas Continúas, Pórticos y Placas.

Han

- Topografía.

Miguel M. de Oca.

- Concreto.

Torres H.

- Costos en la Construcción.

Plazzola.

