

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

PLANIFICACION Y DISEÑO DEL PAVIMENTO PARA LA VIA PRINCIPAL
DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN OSTUNCALCO,
DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO

TESIS
PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
POR

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

FREDY BENJAMIN GOMEZ LEPE

AL CONFERIRSELE EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

Guatemala, marzo de 1,997.

08
T(3978)
C-4

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de tesis titulado:

PLANIFICACION Y DISEÑO DEL PAVIMENTO PARA LA VIA PRINCIPAL
DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN OSTUNCALCO,
DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 24 julio de 1,996.


FREDY BENJAMIN GOMEZ LEPE

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del asesor Ing. Juan Merck Cos y del Coordinador de E.P.S., Ing. Pedro Quiroa Méndez, del trabajo de tesis del estudiante Fredy Benjamín Gómez Lepe, titulado PLANIFICACION Y DISEÑO DEL PAVIMENTO PARA LA VIA PRINCIPAL DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN OSTUNCALCO, DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO, da por este medio su aprobación a dicha tesis.


Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano



Guatemala, marzo de 1,997.

JDIS/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA
Unidad de Prácticas de Ingeniería
Ejercicio Profesional Supervisado
E.P.S.

Ciudad Universitaria, Zona 12
01013 Guatemala, Centroamérica

Guatemala, 6 de noviembre de 1,996

Señor
Ing. Pedro Quiroa Méndez
Coordinador de la Unidad
de Prácticas de Ingeniería y E.P.S.
Presente

Señor Coordinador.

Por este medio informo a usted, que como Asesor y Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) del estudiante universitario de la Carrera de Ingeniería Civil, **FREDY BENJAMIN GOMEZ LEPE**; procedí a revisar el Informe Final de la Práctica de EPS, realizada en la Municipalidad de San Juan Ostuncalco, Quetzaltenango cuyo título es **PLANIFICACION Y DISEÑO DEL PAVIMENTO PARA LA VIA PRINCIPAL DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN OSTUNCALCO, DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO**, el cual encuentro satisfactorio.

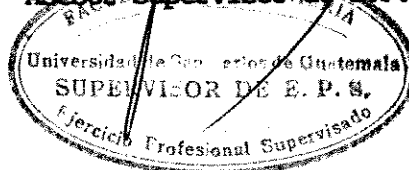
La solución, resultado del EPS que se plantea a la municipalidad, constituye un aporte de nuestra universidad, a uno de los muchos problemas y necesidades que padece el país.

En tal virtud, lo **DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite correspondiente.

Deferentemente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Juan Merck Cos
Asesor-Supervisor de E.P.S.



JMC/lgg.
c.c.: Archivo



FACULTAD DE INGENIERIA
Unidad de Prácticas de Ingeniería
Ejercicio Profesional Supervisado
E.P.S.

Ciudad Universitaria, Zona 13
01013 Guatemala, Centroamérica

Guatemala, 6 de noviembre de 1,996

Señor
Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano
Director de la Escuela
de Ingeniería Civil,
Presente.

Señor Director.

Por este medio, le adjuntamos el Informe Final, correspondiente al trabajo del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) titulado **PLANIFICACION Y DISEÑO DEL PAVIMENTO PARA LA VIA PRINCIPAL DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN OSTUNCALCO, DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO.**

Este trabajo fue desarrollado por el estudiante **FREDY BENJAMIN GOMEZ LEPE**, de la Carrera de Ingeniería Civil, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ingeniero Juan Merck Cos.

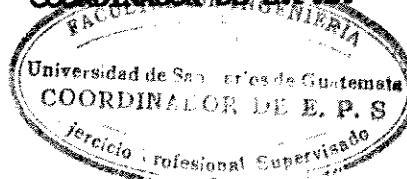
Habiéndose cumplido con los objetivos del trabajo y existiendo la **APROBACION** al mismo, por parte del Asesor-Supervisor, esta **COORDINACION** también **APRUEBA** el contenido del mismo y solicita el trámite respectivo.

Sin otro particular, me suscribo de usted.

Muy Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

ING. PEDRO QUIROGA MENDEZ
COORDINADOR DE E.P.S.



PQM/lgg.
c.c.: Archivo

1,995 AÑO DE LA REFORMA UNIVERSITARIA, CON TU PARTICIPACION LA REFORMA AVANZA

AGRADECIMIENTO ESPECIAL A:

- DIOS. Por brindarme fortaleza e iluminación.
- Ing. Juan Merck. Por la asesoría brindada en la realización de esta tesis.
- Ing. Pedro Martínez. Por la asesoría y apoyo brindado en la realización del diseño del pavimento.
- Nery Pérez Morales. Por el apoyo brindado en la realización de esta tesis.
- Familia Castro Molina. Por su apoyo incondicional en la culminación de mis estudios.

D E D I C A T O R I A A:

MIS PADRES.

BENJAMIN GOMEZ AGUSTIN.

YOLANDA LEPE ESTRADA DE GOMEZ.

**Que este trabajo sea un reconocimiento a sus
esfuerzos.**

MIS HERMANOS.

ESMERALDA BETZADI GOMEZ LEPE.

HENRY ALEJANDRO GOMEZ LEPE.

WUALDER DANIEL GOMEZ LEPE.

TERE GUADALUPE GOMEZ MALDONADO.

Por el apoyo recibido.

MI ESPOSA.

ANA MARIA MORALES MOLINA DE GOMEZ.

Con amor por el apoyo recibido.

MIS HIJOS.

JOSUE ALEJANDRO GOMEZ MORALES.

FREDY JOSE GOMEZ MORALES.

KELY MARIA GOMEZ MORALES.

INDICE GENERAL

PAGINA

LISTADO DE ILUSTRACIONES.....	I
LISTADO DE SIMBOLOS.....	II
INTRODUCCION.....	III

CAPITULO I INVESTIGACION

1.- MONOGRAFIA DEL MUNICIPIO

1.1. EXTENSION TERRITORIAL Y UBICACION GEOGRAFICA.....	1
1.2. DIVISION POLITICO - ADMINISTRATIVA.....	1
1.3. FISIOGRAFIA.....	4
1.3.1. RELIEVE DEL SUELO.....	5
1.3.2. ACCIDENTES OROGRAFICOS.....	5
1.4. CLASIFICACION DE LOS SUELOS DEL MUNICIPIO.....	5
1.5. SERVICIOS PUBLICOS.....	5
1.5.1. AGUA POTABLE.....	5
1.5.2. ENERGIA ELECTRICA.....	6
1.5.3. RED DE DRENAJES.....	6
1.6. COMUNICACION Y TRANSPORTE.....	6
1.7. ACTIVIDADES ECONOMICAS.....	7

CAPITULO II SERVICIO PROFESIONAL

1.- ESTUDIOS PRELIMINARES

1.1. JUSTIFICACION PARA EL DISEÑO DE UN PAVIMENTO.....	8
1.2. EVALUACION DE LOS RERVICIOS EXISTENTES.....	8
1.2.1. SERVICIO DE AGUA POTABLE.....	8
1.2.2. SERVICIO DE DRENAJE.....	9

2.- RECOPIACION DE INFORMACION DE CAMPO

2.1. ESTUDIOS TOPOGRAFICOS	
2.1.1. PLANIMETRIA.....	9
2.1.2. ALTIMETRIA.....	11
2.2. ESTUDIOS DE SUELO	
2.2.1. ENSAYOS PARA LA CLASIFICACION DEL SUELO...14	
2.2.1.1. ANALISIS GRANULOMETRICO.....	14
2.2.1.2. LIMITES DE CONSISTENCIA.....	15
2.2.2. ENSAYOS PARA LA CLASIFICACION DE LA CONSTRUCCION.....	16
2.2.2.1. DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD	16
2.2.2.2. DENSIDAD MAXINA Y HUMEDAD OPTIMA.....	16
2.2.2.3. ENSAYO DE EQUIVALENTE DE ARENA.....	17
2.2.3. ENSAYOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA DEL SUELO.....	18

2.2.3.1.	ENSAYO DE VALOR SOPORTE DEL SUELO (CBR)	18
2.2.3.2.	ANALISIS DE RESULTADOS	20
3.-	DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DEL PAVIMENTO	
3.1.	DISEÑO GEOMETRICO	
3.1.1.	ANCHO DE CORONA	21
3.1.2.	RASANTE	21
3.1.3.	ANCHO DE CARRIL	21
3.1.4.	HOMBROS	21
3.1.5.	PENDIENTE TRANSVERSAL	22
3.2.	METODO Y PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA EL PAVIMENTO	
3.2.1.	PAVIMENTO RIGIDO	23
3.2.2.	PAVIMENTO FLEXIBLE	31
3.3.	CLASES DE MEZCLAS	
3.3.1.	PAVIMENTO RIGIDO	41
3.3.2.	PAVIMENTO FLEXIBLE	42
4.-	PROCESO DE CONSTRUCCION	
4.1.	CONSTRUCCION Y CONFORMACION DE LA SUBRASANTE	42
4.2.	CONSTRUCCION Y CONFORMACION DE LA SUB-BASE	43
4.3.	CONSTRUCCION DE LA BASE	44
4.4.	CONFORMACION DE LA MEZCLA	46
5.-	ELABORACION DEL PRESUPUESTO	
5.1.	COSTO DEL PAVIMENTO	
5.1.1.	PAVIMENTO RIGIDO	50
5.1.2.	PAVIMENTO FLEXIBLE	51
6.-	SELECCION DEL TIPO DE PAVIMENTO	
6.1.	DESDE EL PUNTO DE VISTA ECONOMICO	52
6.2.	DESDE EL PUNTO DE VISTA TECNICO	53
6.3.	VENTAJAS Y DESVENTAJAS	53
6.4.	PROPUESTA	54
	CONCLUSIONES	IV
	RECOMENDACIONES	V
	BIBLIOGRAFIA	VI
	ANEXOS	
	PLANOS	

LISTADO DE ILUSTRACIONES

	Página.
Figura 1.1.1. Ubicación geográfica de San Juan Ostuncalco.....	2
Figura 1.1.2. Area Urbana del Municipio.....	3
Cuadro 1.1.1. División político-administrativa.....	4
Cuadro 2.1.1.1. Datos del levantamiento planimétrico.....	10
Cuadro 2.1.2.1. Datos de nivelación.....	11
Tabla 2.2.3.1. Clasificación CBR.....	19
Tabla 2.2.4.1. Resultados del laboratorio de suelos.....	20
Figura 3.1. Sección transversal de una carretera.....	22
Grafica 3.2.1.1. Relación de soporte del suelo (CBR).....	27
Tabla 3.2.1.1. Categoría carga por eje.....	28
Tabla 3.2.1.2. Tipos de suelo de la subrasante.....	29
Tabla 3.2.1.3. Valor de K, bases no tratadas (de PCA).....	29
Tabla 3.2.1.4. TPDC categoría 3 juntas doveladas	30
Tabla 3.2.1.5. Espesor de base según su uso.....	31
Tabla 3.2.2.1. Tránsito total durante 24 horas.....	33
Tabla 3.2.2.2. Clasificación del tránsito.....	34
Tabla 3.2.2.3. Bases estabilizadas o mezcla de agregados..	35
Tabla 3.2.2.4. Espesor mínimo, material de recubrimiento..	36
Tabla 3.2.2.5. Margen de pendiente de drenaje.....	37
Grafica 3.2.2.1 Espesor indicado por el CBR.....	38
Grafica 3.2.2.2 Espesor indicado por el índice de grupo....	39
Tabla 4.3.1. Tipos de graduación, material capa de base.	45

LISTADO DE SIMBOLOS

EPS	-----	Ejercicio Profesional Supervisado.
msnm	-----	Metros sobre el nivel del mar.
plg	-----	Pulgadas.
cm	-----	Centímetros.
mm	-----	Milímetros.
AASHTO	--	American Association Of State Highway and Transportation Officials.
CBR	-----	California Bearing Ratio.
kg	-----	Kilogramos.
Est.	-----	Estación.
PO	-----	Punto observado.
DH	-----	Distancia horizontal.
BM	-----	Banco de marca.
VA	-----	Vista atrás.
HI	-----	Altura del instrumento.
VI	-----	Vista intermedia.
PV	-----	Punto de vuelta.
°C	-----	Grados centígrados.
ACI	-----	American Concrete Institute.
lb	-----	Libras.
PSI	-----	Libras por pulgada cuadrada.
K	-----	Módulo de reacción del suelo.
TPD	-----	Tránsito Promedio Diario.
TPDC	-----	Tránsito Promedio Diario de Camiones.
m	-----	Metro.
m ²	-----	Metros cuadrados.
m ³	-----	Metros cúbicos.
mL	-----	Metros lineales.

INTRODUCCION

El municipio de San Juan Ostuncalco se encuentra ubicado en el Occidente del país; forma parte del departamento de Quetzaltenango y es uno de sus principales municipios; éste se encuentra conectado con la Ciudad de Guatemala mediante la Ruta Nacional No 1.

Uno de los problemas que afectan, grandemente al municipio, es el mal estado de la vía principal de acceso; es por esta razón que por medio del Programa de Ejercicio Profesional Supervisado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, se brinda el apoyo Técnico a la Municipalidad de San Juan Ostuncalco, para aportar una solución al problema del deterioro de la vía principal.

La acción principal de este EPS está enfocado a desarrollar un proyecto en el que se propone la planificación y diseño de un pavimento que cumpla con las normas y técnicas de construcción, tomando en cuenta las necesidades del tránsito en la región.

El contenido de este trabajo permite visualizar el entorno geográfico del municipio, citando los problemas de mayor significación, siempre desde el punto de vista de la ingeniería civil. La parte principal involucra el diseño del pavimento rígido y el pavimento flexible desde la etapa de planificación hasta el diseño final, tomando en cuenta una comparación económica y técnica de dichos pavimentos para determinar la mejor solución.

El propósito de considerar dos tipos de pavimentos, para la vía principal del municipio, fue con el fin de establecer la mejor solución técnica, como, también, la más económica, aunque la solución más económica no sea la opción de diseño apropiada, debido a costos adicionales que se generan a lo largo de su período de servicio.

En la realización del proyecto de pavimentación de la vía principal del municipio, tomando en cuenta cualquiera de las dos opciones aquí descritas, se deberá encaminar a las normas de diseño, así como, las recomendaciones para garantizar la vida útil de dicho proyecto.

CAPITULO I INVESTIGACION

1.- MONOGRAFIA DEL MUNICIPIO

El estudio geográfico del lugar es un punto a tomar muy en cuenta, puesto que forma parte de la información inicial de cualquier proyecto, el cual permite la evaluación de la infraestructura del lugar y determinar, así, el diseño más adecuado que garantice la eficiencia durante su vida útil.

1.1. EXTENSION TERRITORIAL Y UBICACION GEOGRAFICA

El municipio de San Juan Ostuncalco constituye uno de los 24 municipios de Quetzaltenango, ubicado en el altiplano occidental de Guatemala con una extensión superficial de 109 km² que presenta el 5.5% de la superficie departamental.

San Juan Ostuncalco pertenece a la región suroccidente. Dista 215 km de la ciudad capital de la República de Guatemala, por carretera asfaltada.

Este municipio tiene los siguientes límites:

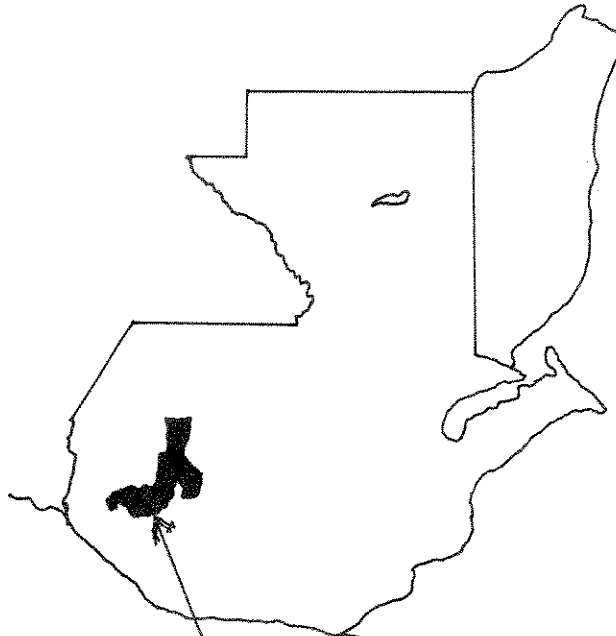
- a). al Norte con el municipio de Cajolá, Palestina de los Altos y San Miguel Sigüilá, departamento de Quetzaltenango;
- b). al Este con el municipio de San Mateo, departamento de Quetzaltenango;
- c). al Sur con el municipio de Colomba, Concepción Chiquirichapa y San Pedro Sacatepéquez, departamento de Quetzaltenango;
- d). al Oeste con el municipio de Palestina de los Altos, departamento de Quetzaltenango y San Pedro Sacatepéquez, departamento de San Marcos.

El Banco de Marca (BM) correspondiente a San Juan Ostuncalco, establecido por el Instituto Geográfico Militar, indica una altura de 2,502 metros sobre el nivel del mar, con una latitud Norte de catorce grados cincuentidós minutos y seis segundos (14°52'06") y una longitud Oeste de noventa y un grado treintisiete minutos y quince segundos (91°37'15").

1.2. DIVISION POLITICO - ADMINISTRATIVA

El municipio de San Juan Ostuncalco, se gobierna por un Concejo municipal el cual está integrado por un alcalde, un concejal primero, (vice-alcalde), dos síndicos y cuatro concejales. El municipio, según el Diccionario Geográfico de Guatemala (año 1,978) se divide en 1 villa (cabecera municipal elevada a la categoría de villa por Acuerdo Gubernativo de fecha 2 de julio de 1,936), 5 aldeas y 13 caseríos.

REPUBLICA DE GUATEMALA



Quetzaltenango en Guatemala.

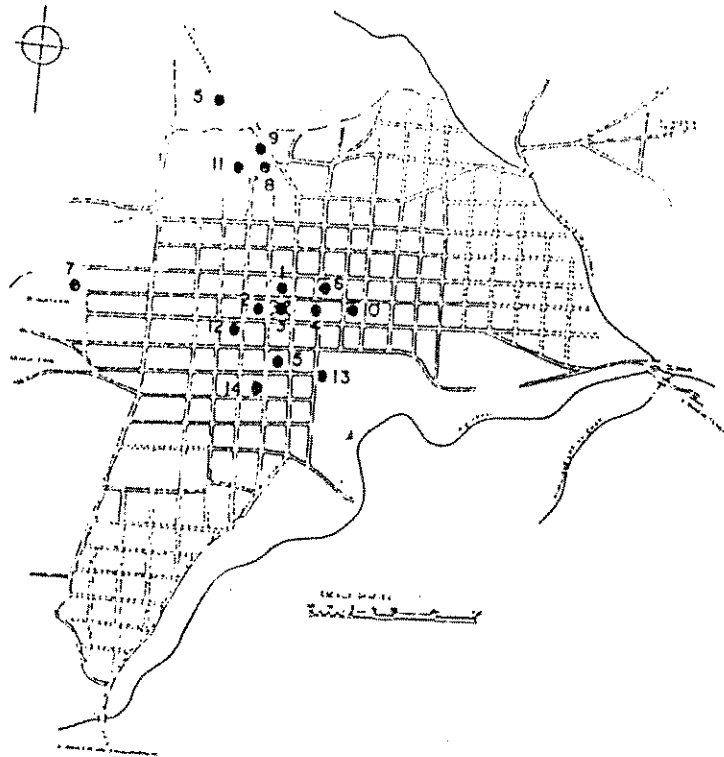
DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO



1. Quetzaltenango
2. Salcajá
3. La Esperanza
4. Almolonga
5. Cantel
6. Zunil
7. San Martín Sacatepéquez
8. Concepción Chiquirichapa
9. San Mateo
10. San Juan Ostuncalco
11. San Miguel Sigüilá
12. Olinstepeque
13. San Francisco la Unión
14. Cajolá
15. Palestina de los Altos
16. Colomba
17. El Palmar
18. San Carlos Sija
19. Sibilia
20. Huitán
21. Cabricán
22. Coatepeque
23. Flores Costa Cuca
24. Génova

Figura No 1.1.1.
Ubicación Geográfica
SAN JUAN OSTUNCALCO

AREA URBANA Y UBICACION DE LAS PRINCIPALES INSTITUCIONES
DE LA CABECERA MUNICIPAL DEL MUNICIPIO DE
SAN JUAN OSTUNCALCO



NOMENCLATURA

- 1- EDIFICIO MUNICIPAL
- 2- TEATRO MUNICIPAL
- 3- PARQUE CENTRAL
- 4- MERCADO MUNICIPAL
- 5- RASTRO MUNICIPAL
- 6- IGLESIA PARROQUIAL
- 7- IGLESIA DEL CALVARIO
- 8- CENTRO DE SALUD
- 9- CORREOS Y TELEGRAFOS
- 10- ESCUELA SECUNDARIA ARRIOLA
- 11- ESCUELA J. RAMON OVANDO
- 12- INSTITUTO BASICO OSTUNCALCO
- 13- COLEGIO FATIMA
- 14- ESTACION DE BOMBEROS
- 15- CINE APOLO

Figura No 1.1.2
Area Urbana del Municipio

* Fuente: Instituto Geografico Militar.

CUADRO No 1.1.1.

DIVISION PALITICO - ADMINISTRATIVA

VILLA	ALDEAS	CASERIOS
Ostuncalco	1. Monrovia	Panajachel
	2. Varsovia	Pueblo Nuevo
	3. La Victoria	El Tizate
		Espumpujá
	4. Sigüilá	
		Agua Blanca
		Cruz de Ajpop
	5. La Esperanza	Chanchil
		Las Barrancas
		Agua Tibia
	Roble Grande	
	Buena Vista	
	Talbijo	
	Texolbe	

1.3 FISIOGRAFIA

El territorio de San Juan Ostuncalco está ubicado dentro del sistema de la Sierra Madre y pertenece a las provincias fisiográficas "Cadena Volcánica" (Altiplano) y "Pendiente Volcánica Reciente" (Bocacosta) según la clasificación utilizada en el Atlas Nacional de Guatemala en 1,971.

1.3.1. RELIEVE DEL SUELO

El relieve del suelo municipal se presenta de manera predominante quebrado y barrancoso en la parte Sur y Occidental, comprendiendo la superficie total de las aldeas La Esperanza y La Nueva Concepción, parte de la Victoria, Monrovia y el caserío Buena Vista. Las Partes Planas están ubicadas en el Norte y el Este del municipio, particularmente, las superficies ocupadas por las aldeas Sigüilá, parte de la Victoria, Varsovia y Monrovia y la cabecera municipal en la parte poniente del valle de Quetzaltenango.

1.3.2. ACCIDENTES OROGRAFICOS

El municipio de San Juan Ostuncalco es parte de la cadena volcánica de la Sierra Madre. En el Noroeste, San Juan Ostuncalco está limitado por una escarpa de falla erosionada con desplazamiento vertical de más de trescientos metros. La escarpa tiene una orientación Noreste-Suroeste, Al Norte se encuentra con un pequeño valle, al Este una falla que, a la vez, drena el agua pluvial con una profundidad promedio de cincuenta metros y al Sur limitada por la escarpa de falla erosionada con desplazamiento vertical. Los cursos de agua que son originarios en o que atraviesan el territorio del municipio de Ostuncalco, son drenados por las cuencas del Río Samalá y del Río Naranjo. Ambos fluyen hacia la vertiente del Pacífico.

1.4. CLASIFICACION DE LOS SUELOS DEL MUNICIPIO

Basado en el Plan maestro de recursos naturales de Guatemala (Secretaría General del Consejo Nacional de Planificación Económica 1,975), los suelos de Ostuncalco pertenecen a los sistemas de suelo "Altiplano volcánico, Conos volcánicos y Pie de monte volcánico". Esta nomenclatura fue elaborada conforme a la capacidad productiva de los suelos.

1.5. SERVICIOS PUBLICOS

La población posee servicios básicos, los cuales, en su mayoría, se concentran en el centro del casco urbano.

1.5.1. AGUA POTABLE

En el área urbana, casi la totalidad de la población tiene agua potable en su vivienda (agua potable es aquella agua que es uniformemente clara, exenta de turbiedad, fresca y cuya temperatura varía entre 8 a 19 grados centígrados, sin olor, agradable al paladar y desprovista de gérmenes infecciosos o parasitarios). La Cabecera Municipal es abastecida del vital líquido de la fuente "Los Romeros" ubicada a 8 Kms. de ésta, en la Aldea La Victoria. El agua llega al municipio por gravedad y presta servicio las 24 horas del día.

1.5.2. ENERGIA ELECTRICA

El municipio de San Juan Ostuncalco está provisto de energía eléctrica por el Sistema Occidental del Instituto Nacional de Electrificación (INDE), a través de una línea de transmisión de 34.5 kv. El servicio domiciliario es proporcionado en un 60 % a la población urbana y en un 15 % al área rural.

1.5.3. RED DE DRENAJES

La red de drenajes y alcantarillados la realizó el Instituto de Fomento Municipal (INFOM), en el año de 1,977, pero, sólo en una primera etapa que cubre el 11.68 % de la Cabecera Municipal.

El sistema de drenajes es combinado para aguas servidas y pluviales.

1.6 COMUNICACION Y TRANSPORTE

El municipio de San Juan Ostuncalco se encuentra conectado a la cabecera Departamental de Quetzaltenango y, a la vez, a la Ciudad de Guatemala mediante la Ruta Nacional No 1.

La comunicación con la costa Sur se da a través de la Ruta Departamental No 3 que lleva a la cabecera municipal de Colomba.

La cabecera municipal está comunicada con sus aldeas y caseríos por medio de caminos transitables con revestimiento suelto o ligero o mediante veredas. Algunos caminos, durante la época de invierno no son transitables.

El sistema vial con que cuenta el casco urbano tiene el 9 % de sus calles asfaltadas, las cuales ya finalizaron su vida útil; es por ello el mal estado de las mismas. El resto está adoquinado, empedrado y terracería. Las vías, en su mayoría, se encuentran en mal estado, debido a la falta de mantenimiento acorde a sus calles. Asimismo, La mayoría de calles y avenidas son angostas y la circulación de vehículos se desarrolla en doble sentido, con el agravante de tener aceras también angostas, donde existen; algunas calles no las poseen.

El municipio de San Juan Ostuncalco cuenta con transporte extraurbano, el cual cubre la ruta entre la cabecera municipal y la del departamento. Además, hay líneas que hacen el recorrido de los centros poblados de Nueva Concepción, El Tizate, La Victoria, Monrovia y Varsovia hasta Quetzaltenango. Un sistema de carros fleteros se encarga de los recorridos entre áreas rurales y la cabecera municipal. Hay un número desconocido de líneas que, cubre la ruta entre San Marcos y la Ciudad de Guatemala, entre Coatepeque y Quetzaltenango o entre los municipios colindantes de Ostuncalco y la cabecera departamental; pasan por la cabecera municipal de Ostuncalco.

El municipio de San Juan Ostuncalco cuenta, además, con una oficina de correos y una red de teléfonos, existen tres teléfonos comunitarios para el servicio de la población.

1.7. ACTIVIDAD ECONOMICA

La población del municipio de San Juan Ostuncalco basa su actividad productiva en tres sectores:

- 1.- agropecuario, la mayoría de la población se dedica a los cultivos de maíz, frijol, papa, trigo y hortalizas. Entre los cultivos permanentes figuran: café, cardamomo y frutas. Según la división en espacios operativos del Sector público, el municipio de Ostuncalco forma parte de la Región I, Sub-Región I-2. del Sector agropecuario;
- 2.- artesanal, es una pequeña parte de la población que se dedica a la elaboración de muebles de madera, mimbre y pita, ladrillo, tejas, telas típicas, marimbas y vestuarios típicos;
- 3.- comercial, en la cabecera municipal de San Juan Ostuncalco, aparte del mercado cerrado y permanente, se celebra la plaza los días domingo; y jueves. La plaza principal es el domingo y no existe mercado en las aldeas; esto hace que la plaza sea de importancia en el municipio.

CAPITULO II SERVICIO PROFESIONAL

1.- ESTUDIO PRELIMINAR

Este se basa en la realización de una nueva planificación y diseño de la pavimentación de la vía principal del municipio de San Juan Ostuncalco, departamento de Quetzaltenango.

1.1. JUSTIFICACION PARA EL DISEÑO DE UN PAVIMENTO

El municipio de San Juan Ostuncalco sólo cuenta con una vía principal de acceso, que a la vez es parte del tramo Quetzaltenango - San Marcos, la cual fué diseñada y ejecutada por gobiernos anteriores y actualmente, dicha vía se encuentra en mal estado, debido a que la población ha crecido considerablemente, siendo necesaria la reconstrucción total de la vía principal, por haber finalizado su vida útil. Esto ha ocasionado consecuencias graves para la Economía de la Población y lugares vecinos. Con la realización del Proyecto se estará impulsando el desarrollo del municipio en los sectores agrícola, artesanal y comercial. Así como en su infraestructura.

1.2. EVALUACION DE LOS SERVICIOS EXISTENTES

La evaluación de las redes de drenajes y agua potable es fundamental, pues, reparaciones, ampliaciones o trabajos adicionales que no fueron previstos al momento de construir cualquier proyecto de pavimentación, en el futuro traerán problemas que deben evitarse. Estos problemas, por lo general, conducen a romper el pavimento y remover la capa de base lo cual hay que evitar en lo posible.

1.2.1. SERVICIOS DE AGUA POTABLE

Es necesario la evaluación de la red de agua potable antes de realizar trabajos de pavimentación ya que fugas de agua provocan el deterioro de la estructura del pavimento.

En la vía principal donde se desarrollará el proyecto, será necesario el cambio de la tubería de HG por tubería PVC, ya que la tubería de hierro galvanizado llegó al fin de su vida útil.

1.2.2. SERVICIOS DE DRENAJE

La red de drenajes y alcantarillados la realizó el Instituto de Fomento Municipal (INFOM) en el año 1,977. La cual fué diseñada para un período de veinte años, al evaluar la tubería del drenaje se determinó que la misma está trabajando, adecuadamente, sin sufrir daños considerables, sin embargo, debe tenerse en cuenta que está por finalizar el período de diseño.

Cuando se realice el proyecto de pavimentación, será necesario realizar trabajos de drenaje, en un tramo que comprende una longitud de 126 metros lineales, con dos pozos de visita, este tramo beneficiará a 20 viviendas. Estas viviendas tienen en la actualidad un drenaje superficial tipo tabujilla. Asimismo, debe proporcionar el servicio de drenaje a viviendas que carecen del mismo en el sector donde se realice el proyecto.

Por haber llegado a la densidad de vivienda máxima sobre la vía principal, se considera que este sistema de alcantarillado no necesitará ampliaciones futuras. Sin embargo, las bocas de los pozos de visita tendrán que elevarse o bajarse, dependiendo del diseño de la rasante final del pavimento.

2.- RECOPIACION DE INFORMACION DE CAMPO

La información de campo es parte importante en la planificación y diseño de un proyecto, ya que reflejará las condiciones del lugar donde se desarrollará el proyecto.

2.1 ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

Lo constituyen la planimetría y altimetría, las cuales son bases fundamentales para todo proyecto vial. Su aplicación es determinante para obtener las libretas de campo y planos que reflejen la conformación real del lugar de ejecución de un proyecto.

2.1.1. PLANIMETRIA

Este trabajo se realizó para obtener una representación gráfica en planta del terreno. Así, localizar la línea central, secciones transversales y la ubicación de los servicios existentes en la vía principal del municipio.

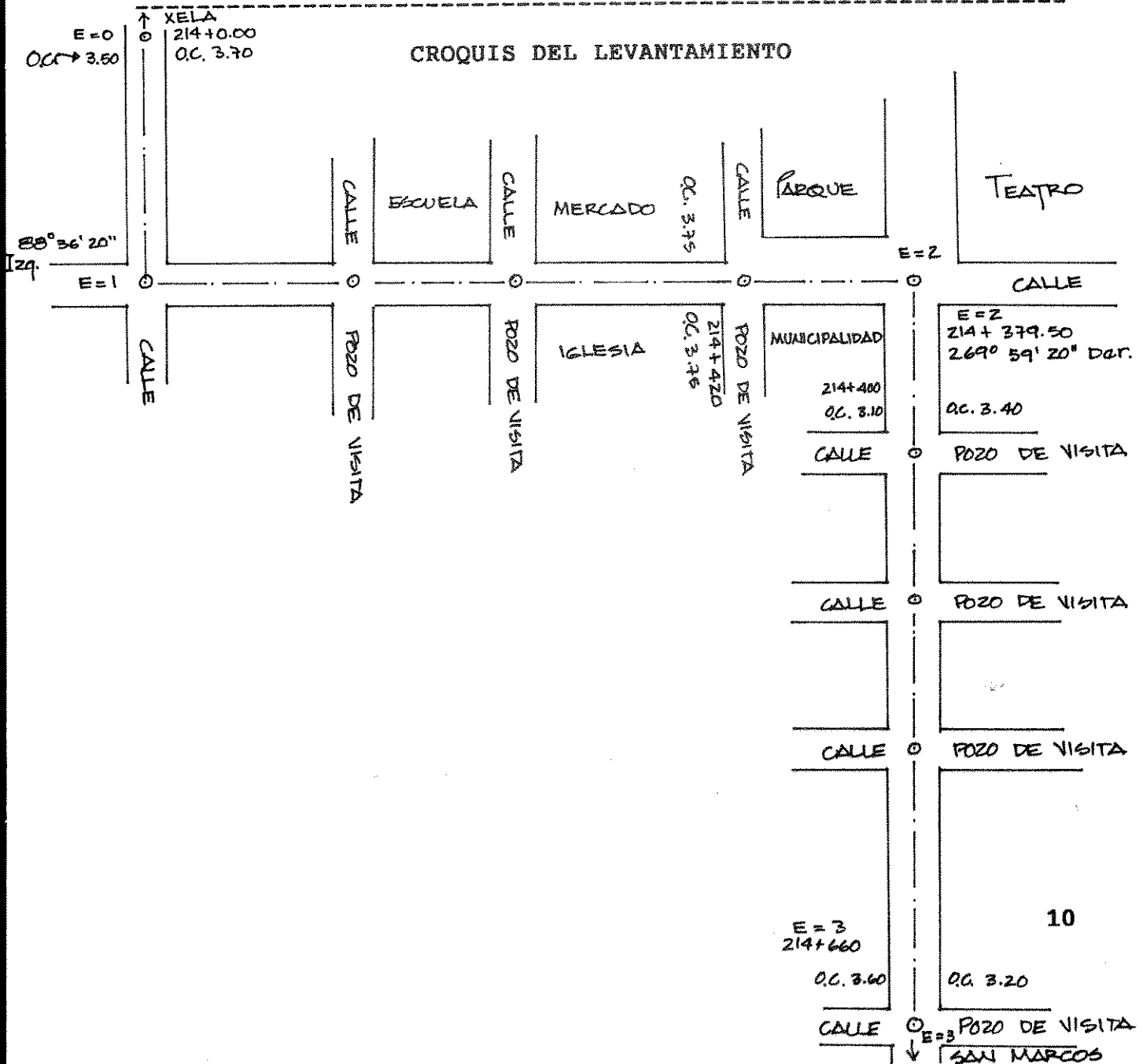
El método por simples deflexiones fue el utilizado para el levantamiento planimétrico, utilizando como método de orientación de estación a estación el de 180°. Así, el aparato indicará directamente el valor de la deflexión, anotando si ésta es derecha o izquierda.

Con el trabajo planimétrico realizado por el Método de simples deflexiones se obtuvieron los siguientes datos representados en el cuadro No 2.1.1.1.

CUADRO No 2.2.1.1.

DATOS DEL LEVANTAMIENTO PLANIMETRICO

ESTACION	P.O.	D.H	DEFL.Derecha	DEFL.Izquierda
0	1	100.0	78 37' 0"	
1	2	279.5		88 36' 20"
2	3	280.5	89 59' 20"	



2.1.2. ALTIMETRIA.

El Método compuesto se utilizó en la nivelación de la vía principal del municipio. Las elevaciones del trabajo realizado en el campo se midieron en estaciones completas (20 metros) y en puntos criticos del terreno.

La nivelación permite conocer la sección vertical del terreno, la determinación del perfil de la línea de eje principal y conocer pendientes de la subrasante para, así diseñar.

Los datos obtenidos en la nivelación de la vía principal del municipio de San Juan Ostuncalco, son los siguientes:

CUADRO No 2.1.1.2.
DATOS DE NIVELACION.

PUNTO	VA	HI	VI	PV	COTA
P.V.C.	0.472	1121.540			1,121.068
214+000	P.I.		0.69		1,120.850
+020			0.82		20.850
+040			0.84		20.720
+060			0.94		20.700
+080			1.17		20.600
214+100	P.I.		1.09		20.370
P.V.C.	2.300	1,122.572		1.268	1,120.272
+120			2.09		20.482
+140			1.87		20.702
+160			1.62		20.952
+161.50	O.C.		1.60		20.972
+164.20	C.C.		1.55		21.020
+167.50	O.C.		1.46		21.112
+180			0.29		21.282
214+200			0.97		21.600
+205.50	O.C.		0.87		21.702
+208.50	C.C.		0.83		21.742

PUNTO	VA	HI	VI	PV	COTA
+211.50	O.C.		0.74		21.832
+220			0.64		21.952
P.V.C.	1.641	1123.545		0.668	21.904
+240			1.36		22.185
+260			1.22		22.325
+280			1.29		22.355
+300			1.39		22.155
+320			1.34		22.205
+320.50	O.C.		1.34		22.205
+324.00	C.C.		1.32		22.225
+329.00	O.C.		1.33		22.215
+340			1.32		22.225
+360			1.31		22.235
+376.00	O.C.		1.39		22.155
P.V.C.	0.540	1122.676		1.409	1122.136
+379.50	P.I.		0.48		22.196
+380			0.49		22.186
+383.00	O.C.		0.57		22.106
+400			1.08		21.596
420			1.56		21.116
+430.50	O.C.		1.84		20.836
+434.00	C.C.		1.87		20.806
+438.00	O.C.		1.98		20.696
+440			2.04		20.636
+460			2.55		20.126

PUNTO	VA	HI	VI	PV	COTA
+480			3.05		19.626
+490.00	O.C.		3.31		19.366
+493.00	C.C.		3.46		19.216
+496.00	O.C.		3.54		19.136
P.V.C.	0.290	1119.464		3.502	1119.174
+500			0.39		19.074
+520			0.84		18.624
+540			1.23		18.234
+546.50	O.C.		1.34		18.124
+550.00	C.C.		1.31		18.154
+553.00	O.C.		1.39		18.074
+560			1.51		17.954
+580			1.84		17.624
+600			2.21		17.344
+620			2.44		17.024
+640			2.92		16.544
+660			3.28		16.184
P.V.C.				1.146	1118.318

P.I. = Punto de intersección.

O.C. = Orilla de calle.

C.C. = Centro de calle.

Para el cálculo de cotas se usarán las siguientes fórmulas.

HI = cota BM + valor lectura VA

COTA VI = HI - valor lectura VI

COTA PV = HI - valor lectura PV

HI = cota PV + valor lectura VA

2.2. ESTUDIOS DE SUELOS

El éxito de todo proyecto de Ingeniería Civil, está en la información del suelo, es por esto que el estudio del suelo mediante la exploración del mismo es un prerrequisito indispensable de toda obra de ingeniería de carreteras.

Para garantizar el diseño de la vía principal del municipio de San Juan Ostuncalco, se realizó un estudio de mecánica de suelos a las muestras tomadas de la subrasante, se hicieron cuatro perforaciones en cada tramo para obtener una muestra significativa, las perforaciones se realizaron en las estaciones 214 + 000 a + 320 y + 320 a + 660, las pruebas o ensayos que se realizarán se resumen en los tres grupos siguientes:

- a). para la clasificación general de los suelos,
- b). para el control de la construcción,
- c). para determinar la resistencia del suelo.

2.2.1. ENSAYOS PARA LA CLASIFICACION DEL SUELO

Estos ensayos se usan para identificar los suelos de modo que puedan ser descritos y clasificados, adecuadamente. Dentro de estos ensayos, los principales son: el análisis granulométrico y los límites de consistencia.

2.2.1.1. ANALISIS GRANULOMETRICO

La clasificación de los suelos acostumbra utilizar algún tipo de análisis granulométrico, constituyendo este ensayo una parte importante de los criterios de aceptabilidad de suelos para carreteras.

El análisis granulométrico de una masa de suelo consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen. Este ensayo consiste en una serie de tamices superpuestos, colocando el tamiz de mayor separación en la parte superior y reduciendo la abertura de los sucesivos. Para el ensayo realizado de granulometría fina se utilizó una serie de tamices cuyas aberturas van del tamiz No 4 al No 200, en la parte superior se coloca una cantidad determinada de material previamente desmenuzada y pesada; luego, se obtiene el porcentaje de material que es retenido por cada tamiz.

$$\% \text{ Retenido} = \frac{\text{Peso del suelo retenido}}{\text{Peso total del suelo}} \times 100$$

La información del análisis granulométrico del ensayo se presentan en la tabla No 2.2.4.1. Tomando en cuenta la clasificación de la AASHO, se puede observar que el suelo que pasa el tamiz No 200 es mayor al 36%, clasificando el suelo como limoarcilloso del subgrupo A-7-5, el cual es adecuado para la subrasante ya que no corresponde a la clasificación A-8 y se establece con una resistencia de regular a buena.

2.2.1.1. LIMITES DE CONSISTENCIA (límites de Atteberg)

Son ciertos límites arbitrarios en el contenido de humedad de los suelos finos, para dividir los estados de consistencia de estos suelos. Así, para obtener el límite líquido se sigue el procedimiento requerido.

Para efectuar este ensayo, se utiliza el material que pasa el tamiz No 40, mezclándolo con agua hasta formar una pasta suave. Se coloca en el platillo del aparato de Casagrande hasta llenarlo, aproximadamente, $\frac{1}{3}$ de su capacidad formando una masa lisa. Se divide esta pasta en dos partes por medio del ranurador especial. Se hace girar la manivela del aparato a razón de dos golpes por segundo, contando el número de golpes necesarios para que el fondo del surco se cierre en una longitud de $\frac{1}{2}$ ", aproximadamente. El número de golpes debe ser de 15 a 35. Luego, se toma la muestra y se le determina el contenido de humedad.

Para determinar el límite plástico se utiliza una porción de la misma muestra preparada en el ensayo del límite líquido. Se tiene que dejar secar hasta que posea una consistencia que no tenga adherencia a la palma de la mano; se hace rodar con la palma de la mano sobre una superficie lisa no absorbente (vidrio), formando cilindros de, aproximadamente, $\frac{1}{8}$ "; por medio del manipuleo de estos cilindros, se va reduciendo el contenido de humedad hasta que el cilindro empiece a desmoronarse. En este instante se determina el contenido de humedad y éste el valor del límite plástico.

El índice plástico o de plasticidad se obtiene como la diferencia del límite líquido y el límite plástico.

El índice de grupo es un valor que indica la calidad del suelo en función de su granulometría y de los valores del límite líquido y el índice de plasticidad. Tiene que ser un número entero y positivo entre los valores de 0 y 10; si resulta un valor negativo, se toma como 0 y si es mayor que 20, se toma como 20 y si es fraccionario se redondea al entero más cercano.

Según el Índice de grupo, los suelos se dividen en:

granulares	0 a 4,
limosos	8 a 12,
arcillosos	12 a 20.

El valor resultante del Índice de grupo estará en función de, la calidad del suelo.

Los límites de consistencia de los ensayos realizados al suelo (ver tabla No 2.2.4.1.) determinan que el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad le corresponde a una subrasante y el valor resultante del Índice de grupo lo clasifica como un suelo limoso.

2.2.2. ENSAYO PARA EL CONTROL DE LA CONSTRUCCION

Estos ensayos se usan para asegurar que los suelos se compacten adecuadamente durante la construcción y que se cumplan las condiciones impuestas en el proyecto.

Entre los ensayos de control de la construcción se tienen los siguientes:

- a). determinación del contenido de humedad,
- b). densidad máxima y humedad óptima,
- c). ensayo de equivalente de arena.

2.2.2.1. DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD

El contenido de humedad es la relación entre el peso del agua contenida en la muestra y el peso de la muestra, después de ser secada al horno, expresada en tanto por ciento. En otras palabras no es nada más que el porcentaje o cantidad de agua presente en el suelo. Este es el ensayo más usado, pues, lo necesitan, el ensayo de compactación Proctor, el ensayo de valor soporte, los límites de consistencia y las densidades de campo.

2.2.2.2. DENSIDAD MAXIMA Y HUMEDAD OPTIMA

El método usado es el dinámico, conocido como método "Proctor", del cual se utilizó el proctor modificado.

El procedimiento para determinar la densidad máxima y humedad óptima por medio del proctor modificado (AASHO T-180) para los suelos característicos del municipio de San Juan Ostuncalco es el siguiente:

se utilizó un molde cilíndrico de 6" (15.24 cm.) y con su respectivo collar en la parte superior, el molde se llenó con 5 capas, compactando cada capa con 25 golpes, con un martinete de 10 libras de peso, con una altura de caída de 18", el cual proporciona una energía de 56,200 lb/pie³, comparable a la que se obtiene con equipos de compactación más pesados en condiciones favorables de trabajo. Para realizar el ensayo se utilizó una porción de suelo que pasó el tamiz No 4.

Realizado el ensayo de suelos (proctor) se obtuvieron datos del contenido de humedad (w) y del peso unitario seco (PUS), trazando una curva que relaciona estos dos valores se puede establecer por medio del punto más alto de la parábola la humedad óptima del suelo (ver tabla No 2.2.4.1.).

Conocer el contenido óptimo de humedad del suelo de la subrasante de la vía principal del municipio será importante para conseguir la máxima compactación del suelo.

La curva de compactación se asemeja, generalmente, a una parábola. Cada suelo tendrá su propia curva de compactación que es característica del material y distinta de otros suelos.

Para carreteras, en Guatemala, es obligatorio el uso del ensayo proctor modificado. El proceso analítico debe hacerse según lo descrito en la norma AASHTO T-180.

2.2.2.3. ENSAYO DE EQUIVALENTE DE ARENA

Se hace con el fin de conocer el porcentaje relativo de finos plásticos que contienen los suelos y los agregados pétreos.

Este ensayo consiste, esencialmente, en una serie de mediciones en la suspensión del suelo, mediante una solución básica de agua con cloruro de calcio mezclado con formaldehído y glicerina.

Para un ensayo se necesitan 500 gramos de suelo que pase la malla No 4. El procedimiento analítico se rige por la norma AASHTO T-176.

El ensayo se realiza, principalmente, cuando se trata de materiales que se usarán para base, subbase y bancos de préstamo.

Se realizó el ensayo a la muestra de suelo de la subrasante, obteniendo un porcentaje de 7.6, que comparado con el porcentaje requerido para una subbase se puede establecer que es, relativamente, bajo.

2.2.3. ENSAYOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA DEL SUELO

Estos ensayos se usan para determinar la capacidad de carga de los suelos, con base en éstos, determinar si son adecuados para usarlos en construcción.

2.2.3.1. ENSAYO DE VALOR SOPORTE DEL SUELO (CBR)

El ensayo de CBR (ASTM denomina el ensayo simplemente un ensayo de relación de soporte) mide la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad, controladas. El ensayo permite obtener un número de la relación de soporte, sin embargo, por las condiciones de humedad y densidad, es evidente que este número no es constante para un suelo dado, sino que se aplica sólo al estado en el cual se encontraba el suelo durante el ensayo.

El número CBR (o simplemente CBR) se obtiene como la relación de la carga unitaria (en libras por pulgadas cuadradas) necesaria para lograr una cierta profundidad de penetración del pistón (de un área de 19.4 cm²) entre la muestra compactada de suelo a un contenido de humedad y densidad, respecto de una carga patrón requerida para obtener la misma profundidad de penetración en una muestra standard de material triturado. Lo anterior se resume en la siguiente ecuación:

$$\text{CBR} = \frac{\text{CARGA UNITARIA DEL ENSAYO}}{\text{CARGA UNITARIA PATRON}} * 100(\%)$$

De esta ecuación se puede ver que el número CBR es un porcentaje de la carga unitaria patrón. En la práctica, el símbolo de porcentaje se obvia y la relación se presenta por el número entero, por ejemplo como 2,45, ó 98.

El número CBR, usualmente, se basa en la relación de carga para una penetración de 0.10 plg. Sin embargo, si el valor de CBR a una penetración de 0.20 plg. es mayor, el ensayo debería repetirse (ordinariamente), si un segundo ensayo produce nuevamente un valor de CBR mayor en 0.20 plg de penetración dicho valor debe aceptarse como valor final del ensayo.

El CBR se expresa como un porcentaje del esfuerzo requerido, para hacer penetrar un pistón en el suelo que se ensaya, en relación con el esfuerzo requerido para hacer penetrar el mismo pistón hasta la misma profundidad de una muestra patrón de piedra triturada bien graduada.

Para determinar el CBR se tomó como material de compactación o patrón a la piedra triturada, a la que se le asignó un CBR de 100 por ciento.

El ensayo de CBR comprende, además, la determinación de las propiedades expansivas del material (porcentaje de hinchamiento).

Se debe hacer el CBR sobre muestras a diferentes grados de compactación a la humedad óptima, después se elabora un diagrama de CBR contra densidad (tal como se observa en el anexo). de donde se puede determinar el valor de CBR a la densidad deseada, según la especificación de construcción que deba cumplir el material. Sin embargo, el CBR también puede hacerse sobre una muestra compactada con el contenido de humedad óptimo, para un suelo específico, utilizando un ensayo de compactación proctor ya sea standard o modificado.

En el laboratorio, ordinariamente, deberían compactarse dos moldes de suelo, uno para penetración inmediata y otro para después de dejarlo saturar en agua por un período de 96 horas o más, bajo una carga, aproximadamente, igual al peso del pavimento que se utilizará en el campo, pero, en ningún caso, menor que 4.5 kg. Es durante este período cuando se toman registros de expansión para instantes escogidos arbitrariamente. Al final del período de saturación se hace la penetración para obtener el valor de CBR, para el suelo en condiciones de saturación completa.

El ensayo con la muestra saturada cumple con dos propósitos:

1.- dar información sobre la expansión esperada en el suelo, bajo la estructura del pavimento cuando el suelo se satura;

2.- dar indicación de la pérdida de resistencia debida a la saturación en el campo.

El valor final del CBR se utiliza para establecer una relación entre el comportamiento de los suelos; principalmente, con fines de utilización de bases y subrasante bajo pavimentos de carreteras o aeropistas.

TABLA No 2.2.3.1.1.

Número de CBR	Clasificación general	Usos
0 - 3	muy pobre	subrasante
3 - 7	pobre a regular	subrasante
7 - 20	regular	sub-base
20 - 50	bueno	sub-base, base
50 o más	exelente	base

Finalmente, el CBR es el factor que determinará el diseño de espesores de capas de pavimento. Usualmente, el valor de CBR se convierte en módulo de valor soporte del suelo (tal como lo hace el Método de la AASHTO para diseño de pavimentos flexibles). Los resultados CBR de los ensayos realizados se presentan en la tabla No 2.2.4.1, mediante éstos se pudo establecer que para un pavimento flexible se clasificará como una buena subrasante, mientras que para un pavimento rígido se clasificará con un módulo de reacción de la subrasante como alta.

El procedimiento para el CBR deberá realizarse como lo indica la norma AASHTO T-193.

2.2.4. ANALISIS DE RESULTADOS

El suelo de fundación o subrasante de la calzada principal del municipio de San Juan Ostuncalco. Es un suelo adecuado para formar parte del pavimento como subrasante de acuerdo con los resultados de los ensayos practicados y, según los resultados, su clasificación es A-7-5. El suelo no presenta un hinchamiento mayor del 3 % y, además, se obtuvo un valor soporte del suelo mínimo de 15, que es el valor crítico, el cual para un pavimento flexible se clasificará como una buena subrasante, mientras que para un pavimento rígido se clasificará con un módulo de reacción de la subrasante como alta.

El resumen de los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio, antes mencionados, se detalla en la tabla No 2.2.4.1.

Tabla No 2.2.4.1.
RESULTADOS DEL LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

ACTIVIDAD	MUESTRA No 1	MUESTRA No 2
- Fecha	4 - 96	4 - 96
- Escavación (Est.)	214+000 a +320	+320 a +660
- Límite líquido	51.00	60.00
- Límite plástico	39.80	44.80
- Índice plástico	11.20	15.20
- Índice de grupo	6.00	10.00
- % de humedad óptima	38.70	31.00
- Equivalente de arena	7.60%	7.60%
- CBR a 95% de compactación	21.00	15.00

3.- DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DEL PAVIMENTO

El diseño del pavimento estará basado en los resultados obtenidos en las pruebas de suelo del laboratorio, para determinar su dimensionamiento.

3.1 DISEÑO GEOMETRICO

El diseño geométrico de una carretera depende de los criterios del diseñador, que se basarán en la intensidad y tipo del tránsito futuro, así como la velocidad de diseño. Determinada la vía y fijando los criterios de diseño

geométrico, se debe buscar una combinación de alineamientos rectos y curvos que se adapten al terreno en planimetría, altimetría y que cumplan con los requisitos establecidos.

Una carretera debe proporcionar apoyo a los vehículos en todo tiempo, facilitar el drenaje del agua superficial, permitir la adherencia friccional para la aceleración, desaceleración y cambio de dirección y por medio del diseño geométrico de la anchura, las intersecciones, las sobreelevaciones, los drenajes y las distancias de visibilidad, permitir el movimiento y el rebase con seguridad a niveles de servicio establecidos.

3.1.1. ANCHO DE CORONA

Es la superficie de la carretera que queda comprendida entre las aristas del terreno y los interiores de las cunetas. Esta superficie es el espacio fundamental del diseño transversal del pavimento; pues, en ella se sitúan los elementos más importantes para la construcción de una carretera en el sentido transversal. Los elementos que definen el ancho de corona son: la rasante, ancho de calzada, pendiente transversal y los hombros.

El ancho de corona para la vía principal del municipio será de 6.00 metros.

3.1.2. RASANTE

Es la línea que se obtiene al proyectar sobre un plano vertical el desarrollo de la corona en la parte superior del pavimento. Este elemento es fundamental para el diseño que indica el nivel final de la carretera. La diferencia fundamental de la rasante respecto de la subrasante es que la subrasante es el lecho de apoyo de las diferentes capas de pavimento, aunque todo diseño final siempre debe estar de acuerdo con el nivel de la rasante.

La rasante para la vía principal del municipio de San Juan Ostuncalco varía en un rango de $\pm .05$ m, del nivel actual de la calzada, por las construcciones existentes como bordillos, banquetas y edificaciones

3.1.3. ANCHO DE CARRIL

El ancho del carril es parte del ancho de corona, destinada a la circulación de vehículos. Está constituido por uno o más carriles, entendiéndose por carril a la superficie de rodamiento que tiene el ancho suficiente para permitir la circulación de una hilera de vehículos. Para este proyecto el carril tendrá un ancho de 6.00 metros.

3.1.4. HOMBROS

El hombro es el área o superficie adyacente a ambos lados del carril el cual se diseña para obtener ventajas tales

como la conservación del pavimento, la protección contra humedad y posibles erosiones en el carril, proporcionando al mismo tiempo seguridad al usuario, al disponer de un espacio adicional fuera del ancho del carril y, así, evitar accidentes al detener la marcha en un determinado momento. El proyecto no contará con hombros, ya que el ancho de carril ocupará el total del área transversal del terreno con que se cuenta para la construcción del pavimento.

3.1.5. PENDIENTE TRANSVERSAL

Es la pendiente que se le da a la corona en el eje perpendicular al de la carretera. Según su relación con los hombros y el alineamiento horizontal pueden darse tres tipos:

1.- pendiente por bombeo; es la pendiente transversal que se da a la corona, en las tangentes del alineamiento horizontal, con el objetivo de facilitar el escurrimiento superficial del agua.

Un bombeo apropiado permite un drenaje correcto de la corona, con la mínima pendiente para que el conductor no experimente incomodidad o inseguridad en condiciones normales de operación.

La pendiente de bombeo para la calzada principal del municipio será del 3%.

Los elementos geométricos de una carretera definen un diseño óptimo, los cuales deberán cumplir con requisitos mínimos de diseño, para un desempeño eficiente y ofrecer requisitos mínimos de seguridad y transitabilidad.

SECCION TIPICA.....sin escala.

- 1.- Ancho de corona.
- 2.- Ancho de calzada.
- 3.- Rasante.
- 4.- Capa de rodadura.
- 5.- Base.
- 6.- Subbase.
- 7.- Subrasante.
- 8.- Bordillo

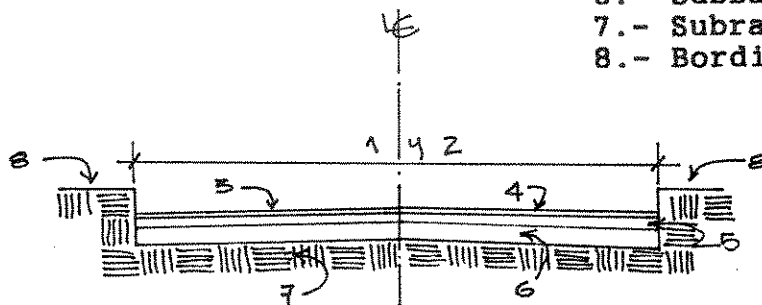


Figura No 3.1.
Sección transversal de una carretera.

3.2. METODO Y PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA EL PAVIMENTO

La idea básica para la construcción de una carretera o un área de estacionamiento para uso de vehículos, en todo tipo de clima, es la preparación de una rasante o cimiento adecuado, brindar el drenaje necesario y la construcción de un pavimento que tenga el suficiente grosor total y resistencia interna para soportar las cargas del tránsito anticipado, evitar la penetración o acumulación interna de humedad y tener una superficie superior que sea llena, resistente a los patinazos, al desgaste, a la distorsión y al deterioro por efectos del clima y de los químicos desheladores derivados del petróleo.

3.2.1. PAVIMENTO RIGIDO

La PCA (Asociación del Cemento Portland) ha desarrollado dos Métodos para determinar el espesor de losa adecuada para soportar las cargas de tránsito en las calles y carreteras.

A continuación se mencionan estos dos métodos:

- 1.- Método de capacidad: procedimiento de diseño con posibilidad de obtener datos de carga. Ello asume que datos detallados de carga-eje tienen que ser obtenidos de estaciones representativas de peso de camiones (volúmenes de tránsito).
- 2.- Método simplificado: procedimiento de diseño sin posibilidades de obtener datos de carga-eje.

Para el diseño y dimensionamiento del espesor del pavimento rígido del Municipio de San Juan Ostuncalco, Departamento de Quetzaltenango, se empleará el Método Simplificado (2). Específicamente, no es posible obtener datos de carga de eje, ya que no se encuentran datos detallados de tránsito para este sector.

Para este método de diseño, la PCA ha elaborado tablas de diseño simples basadas en distribuciones compuestas de carga de eje que representan diferentes categorías de carreteras y tipos de calles. Los datos de las tablas para las cuatro categorías de tránsito (ver tabla No 3.2.1.1.) están diseñadas para un período de diseño de 20 años. Estas tablas han sido elaboradas contemplando el valor de carga estática por eje, ya que los esfuerzos producidos por un eje en movimiento son menores que los ocasionados cuando el mismo eje está detenido, ya que hacen falta períodos considerables de tiempo (hasta 5 minutos, según se observó en el ensayo de Arlington) para que el esfuerzo producido por un eje estático alcance su máximo valor. El factor de seguridad (FS) por el cual deben multiplicarse las cargas nominales de ejes son 1.0, 1.1, 1.2 y 1.3, respectivamente, para las cuatro categorías de eje de carga. 1,2,3,y 4.

Para determinar el espesor de la losa, son necesario los esfuerzos combinados de la subrasante y subbase (ver tabla No 3.2.1.2.) ya que mejoran la estructura de un pavimento. El aumento en mayor grado de la resistencia estructural del

pavimento, se obtiene de las bases suelo-cemento en relación a las bases granulares.

El valor aproximado de K (módulo de Reacción) cuando se usan bases granulares y bases de suelo-cemento, respectivamente, se muestran en las tablas No 3.2.1.3. y 3.2.1.4.

En ausencia de los valores de los ensayos de laboratorio, puede utilizarse la relación aproximada entre K y el C.B.R. o Valor Soporte de California para diferentes tipos de suelo (esto cuando no se conoce su respectivo C.B.R.).

TRANSITO.

El número y los pesos de carga por eje pesados, durante la vida de diseño, son las variables en el diseño del pavimento de concreto. Estos son derivados de estimaciones siguientes.

TPD = Tránsito promedio diario en ambas direcciones de todos los vehículos.

TPDC = Tránsito promedio diario de camiones en ambas direcciones, carga por eje de camiones.

En el procedimiento de diseño, es necesario el TPDC, el que puede ser expresado como un porcentaje de TPC. La información de TPD, se obtiene de contadores especiales de tránsito o cualquier otro método de conteo de tránsito. (ver anexo 2).

El tránsito futuro tiene considerable influencia en el diseño, por lo que la razón de crecimiento es afectada por factores como el tránsito desarrollado; todos estos factores pueden causar razones de crecimiento anual del 2 al 6 % , que corresponden a factores de proyección de tránsito a 20 años de 1.2 a 1.8 (ver tabla No 3.2.1.5). El uso de razones altas de crecimiento para calles residenciales no son aplicables, ya que estas calles llevan poco tránsito, generalmente originado en ellas mismas o el que es ocasionado por vehículos de reparto, por los que las tasas de crecimiento podrían estar debajo del 2% por año (factor de proyección de 1.1 a 1.3).

Las tablas se encuentran especificadas para un período de 20 años con su respectivo tránsito promedio de camiones en ambas direcciones (TPDC). Para otros períodos de diseño, las estimaciones del tránsito TPDC se multiplican por un factor apropiado para tener un valor ajustado para usar las tablas. Por Ejemplo, se decide utilizar un período de diseño de 30 años en lugar de 20 años, la estimación del valor del TPDC permisible es multiplicado por 30/20.

REGLAS BASICAS DE DISEÑO DE JUNTAS ASERRADAS

1.- El espacio de las juntas longitudinales no debe exceder de 12.5 pies (3.81 m).

2.- Las juntas transversales deben ir a un espacio de intervalo regular de 15 pies (4.6 m) o menos, a excepción de aquellos casos en que la experiencia local indique un espaciamiento más largo.

Todas las juntas de contracción deben ser continuadas

hasta la orilla y deben tener una profundidad igual a 1/4 del espesor del pavimento. Las juntas de expansión deben llenarse hasta la profundidad requerida (Ver anexo No 3)

EL MÓDULO DE RUPTURA DEL CONCRETO

Debido al paso de vehículos sobre las losas de concreto, se producen esfuerzos de flexión y compresión. Los esfuerzos de compresión son tan mínimos que no influyen en el grosor de la losa. En cambio los promedios de esfuerzos de flexión y de las fuerzas de flexión son mucho mayores, por eso son usados estos valores para el diseño de espesores de los pavimentos rígidos. La fuerza de flexión está determinada por el módulo de ruptura del concreto (MR), el cual está definido como el esfuerzo máximo de tensión en la fibra extrema de una viga de concreto.

La resistencia de la tensión del concreto es relativamente baja. Una buena aproximación para la resistencia a la tensión será dentro de un diez a un veinte por ciento de su resistencia a la compresión. Es más difícil medir la resistencia a la tensión que la resistencia a la compresión; debido a los problemas de agarre de las máquinas de prueba.

El módulo de ruptura se mide llevando a la falla vigas de concreto simple de 6 plg² (3x2 plg) con un claro de 18 plg y cargadas en sus dos tercios del claro. El proceso para determinar el módulo de ruptura, será llevado a cabo según norma ASTM C-78.

Procedimiento de cálculo del espesor de las losas de concreto, por el Método simplificado de la PCA.

Diseño del espesor del pavimento, para el proyecto de la vía principal del Municipio de San Juan Ostuncalco del departamento de Quetzaltenango.

Utilizando el método simplificado, propuesto por la PCA para pavimentos rígidos.

1.- Determinar la categoría de la vía principal del municipio.

Para determinar la categoría de la vía se debe contar con datos del tránsito promedio. Como no se cuenta con datos de conteo de tránsito vehicular para el proyecto, se hizo un recuento de vehículos que pasan en un día (24 horas) por la vía principal del municipio (ver anexo No 2) con el propósito de obtener un dato aproximado de vehículos.

Del recuento realizado, se determinó el tránsito promedio diario de camiones en ambas direcciones. Con un tránsito de vehículos pesados de 1361 en ambas direcciones, que corresponde al 28.37% del tránsito que pasa por el municipio. En el método propuesto por la PCA no es determinante el número de vehículos que circulan por la vía, sino el porcentaje de vehículos pesados. Con el dato estimado de paso de vehículos y su porcentaje de camiones se clasifica la vía según la tabla No 3.2.1.1.

La vía principal del municipio se clasifica en la categoría No 3, definida como calles arteriales y carreteras principales.

2.- Determinar el tipo de junta para el pavimento.

La junta seleccionada es del tipo dovela, tipo macho-hembra, por las ventajas que ofrece este tipo de junta.

3.- Decidir, incluir o excluir hombros o bordillos en el diseño.

El diseño contempla la integración de bordillo, para disminuir el espesor de la losa de concreto.

4.- Determinar el módulo de ruptura del concreto.

El módulo se estimó como el quince por ciento de la resistencia del concreto a compresión, f'c. por lo que el valor aproximado se toma como $.15 \times 4000 \text{ psi} = 600 \text{ psi}$.

5.- Determinar el módulo de reacción "K" de la subrasante.

El módulo de reacción de la subrasante, conservadoramente se determinó, tomando en cuenta un factor de seguridad por error en los ensayos de laboratorio de suelos, estimando un CBR de la subrasante de 10. Con el valor anterior se localiza el valor del módulo de reacción de la subrasante en la gráfica No 3.2.1.1. el cual equivale a un módulo de reacción de la subrasante de 200 lb/plg^3 .

6.- Determinar si se utilizará base según los criterios del diseñador.

Como criterio en el diseño, se aplicará una base no tratada de 4 plg, (10 cm). Este criterio incrementa el módulo de reacción a 220 lb/plg^3 . (ver tabla No 3.2.1.3.).

7.- Determinar el valor soporte del suelo.

Con el dato del módulo de reacción de 220 lb/plg^3 , se localiza en el rango de valores en la tabla No 3.2.1.2. la cual determina a este soporte como ALTO, catalogando al tipo de suelo como arenoso o mezcla de arena y grava relativamente libre de finos.

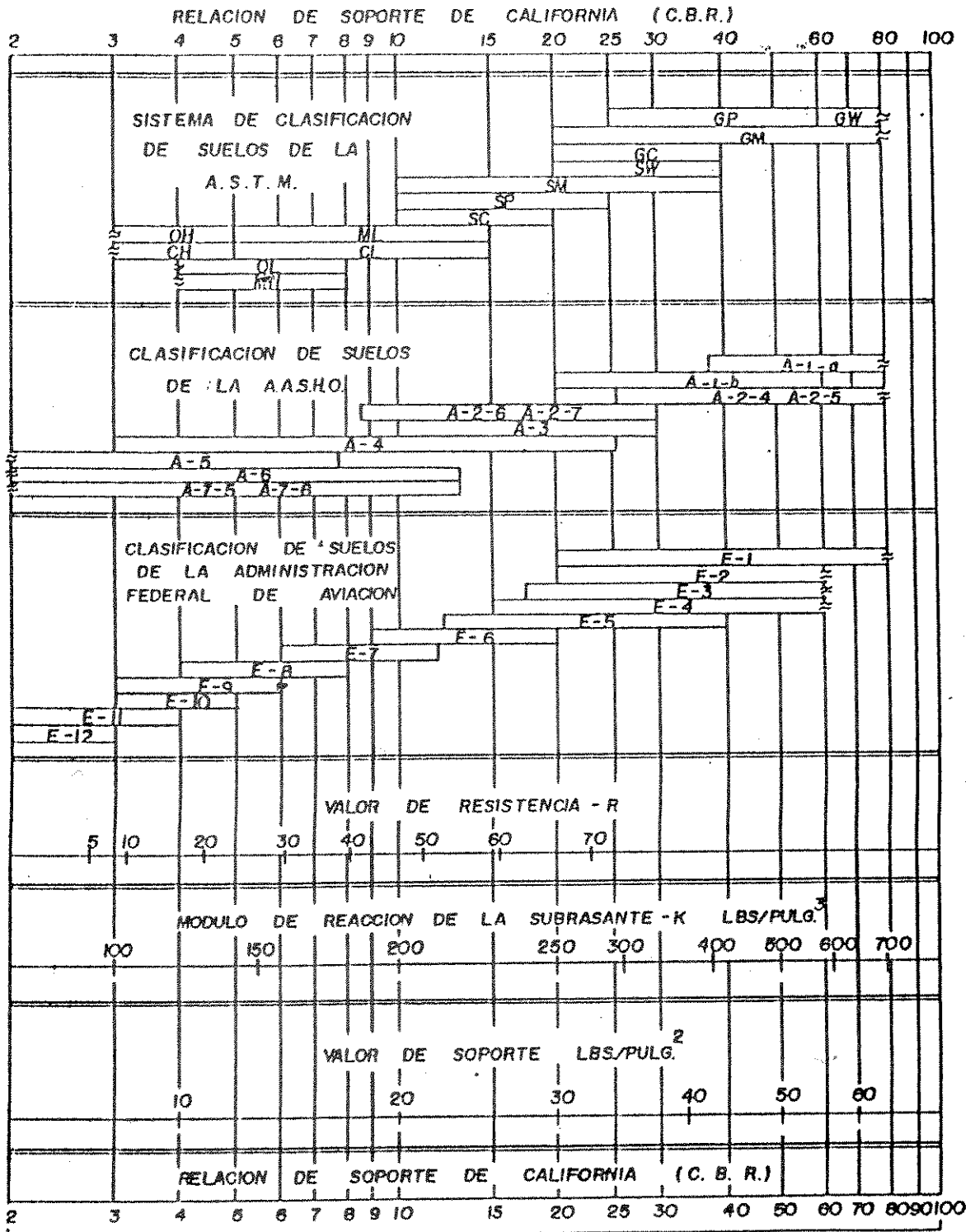
8.- Determinar el espesor de la losa de concreto, según la tabla de diseño con los parámetros siguientes:

para una vía de categoría 3 con juntas doveladas, la tabla a utilizar es la No 3.2.1.4. Se busca en el lado derecho, por incluir bordillo, el diseño de la losa. El soporte subrasante-subbase tiene un carácter alto al buscar en el sector correspondiente a un módulo de ruptura de 600 psi y el valor que contenga el tránsito promedio diario de camiones de 1261, el espesor que dicta la tabla corresponde a 8 pulgadas, (aproximadamente, 20.5 cm). por lo que, por factores de seguridad y facilidad en la construcción se dejará de veintiún (21) centímetros como espesor de losa.

Con base en el diseño se concluye que el espesor para la base y losa de concreto del pavimento para la vía principal del municipio de San Juan Ostuncalco, será el siguiente:

BASE = 10 cm.
LOSA DE CONCRETO = 21 cm.

GRAFICA No 3.2.1.1.



INTERRELACION APROXIMADA DE LAS CLASIFICACIONES DE SUELOS Y LOS VALORES DE SOPORTE

* Fuente: Instituto Americano de Concreto (ACI).

TABLA No 3.3.1.1.

CATEGORIA DE CARGA POR EJE.

CATEGORIA POR EJE DESCRIPCION	Tráfico		Máxima carga por eje	
	TPDC		[KIP]	
CATEGORIA	TPD	% POR DIA	EJE SENCILLO	EJE
1 Calles residenciales carreteras rurales y secundarias (bajo a medio)	200 a 800	1 arriba a de 3 25	22	36
2 Calles colectoras, carreteras rurales secundarias (altas) carreteras primarias y calles arteriales (bajo)	700 a 5000	5 de 40 a a 1000 18	26	44
3 Calles arteriales carreteras primarias (medio), super carreteras o interestatales urbanas y rurales (bajo a medio)	3000 a 12000 (2 carriles) 3000 a 50000 (4 carriles)	8 de 500 a a 5000 30	30	60
4 Calles arteriales carreteras primarias supercarreteras (altas) interestatales urbanas y rurales (medio alto)	3000 a 12000 (2 carriles) 3000 a 50000 (4 carriles)	8 de 1500 30 a 8000	34	60

NOTA: Las descripciones de alto, medio y bajo, se refiere al peso relativo de las cargas por eje para el tipo de calle o carretera.

TPD: Tránsito promedio diario en el período de diseño.

TPDC: Tránsito promedio diario de camiones.

TABLA No 3.2.1.2.
TIPOS DE SUELO DE SUBRASANTE
Y VALORES APROXIMADOS DE K

TIPOS DE SUELO	SOPORTE	Rango de valores de K PCI
- Suelos de grano fino en el cual el tamaño de partículas de limo y arcilla predominan.	BAJO	75 - 120
- Arenas y mezclas de arenas con grava, con una cantidad considerada de limo y arcilla.	MEDIO	130 - 170
- Arenas y mezclas de arenas con grava, relativamente libre de finos.	ALTO	180 - 220
- Sub-Bases tratadas con cemento.	MUY ALTO	250 - 400

TABLA No 3.2.1.3.
VALORES DE K PARA DISEÑOS SOBRE BASES
NO TRATADAS (de PCA)

Valor de K de la Subrasante lbs/pulg.	valor de K sobre la base lbs/pulg. ³			
	Espesor 4 pulg.	Espesor 6 pulg.	Espesor 9 pulg.	Espesor 12 pulg.
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

Referente a la capa de base del pavimento, la PCA da mayor importancia a la uniformidad de apoyo, que al grado de resistencia de suelo, considerando que la losa de concreto tiene gran capacidad de distribución de la carga impuesta

TABLA No 3.2.1.4.
TPDC permisible, carga por eje categoría 3
Pavimento con juntas doveladas.

TPDC permisible, carga por eje categoría 3
pavimentos con juntas doveladas.

	concreto sin hombros o bordillo					concreto con hombros o bordillo					
	Espesor de losa [plg]	Soporte subrasante-subbase				Espesor de losa [plg]	Soporte subrasante-subbase				
		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO	
	7.5				250	6.5				83	320
MR	8		130	350	1300	7	52	220	550	1900	
650	8.5	160	640	1600	6200	7.5	320	1200	2900	9800	
PSI	9	700	2700	7000	11500	8	1600	5700	13800		
	9.5	2700	10800			8.5	6900	23700			
	10	9900									
						6.5					67
	8			73	310	7			120	440	
MR	8.5		140	380	1500	7.5		270	680	2300	
600	9	160	640	1700	6200	8	370	1300	3200	10800	
PSI	9.5	630	2500	6500	2100	8.5	1600	5800	14100		
	10	2300	9300			9	6600				
	10.5	7700									
						7					82
	8.5			70	300	7.5			130	480	
MR	9		120	340	1300	8	67	270	670	2300	
550	9.5	120	520	1300	5100	8.5	330	1200	2900	9700	
PSI	10	460	1900	4900	19100	9	1400	4900	11700		
	10.5	1600	6500	17400		9.5	5100	18600			
	11	4900									

Nota: el análisis de erosión controla el diseño; de otro modo el análisis de fatiga lo controla.

por el tránsito. Con frecuencia los materiales que forman parte de la subrasante presentan características favorables, que pueden sustituir las funciones de la base y, por lo tanto, ésta se hace innecesaria.

El valor de la base del pavimento, puede ser estimada, por las características y consideraciones del método, recomendándose un valor de 4 plg como mínimo (10 cm). Como parámetro de diseño puede optarse por el de la tabla No 3.2.1.5.

Es importante observar que la Portland Cement Association (PCA) indica que el valor mínimo para el espesor de losas de concreto será de 10 cm para una categoría 1 y ocurrirá con un módulo de ruptura de 650 PSI, con losas de bordillo integrado y soporte de subrasante-subbase de carácter ALTO. El espesor máximo para una losa de concreto, la PCA lo diseña con 35 cm de espesor (14 plg), cuando el módulo de ruptura sea de 550 PSI y las losas de concreto sean sin hombros y sin bordillos y un soporte subrasante-subbase de carácter BAJO, para una categoría 4.

El período de diseño de estas tablas es de 20 años, el cual se considera adecuado para esta clase de proyectos.

Asimismo, estas tablas contemplan la fatiga y la erosión en el diseño. La fatiga se toma en cuenta para mantener dentro de los límites de seguridad los esfuerzos debidos a las cargas repetidas. El esfuerzo por erosión se usa para limitar los efectos de las deflexiones del pavimento en los bordes y juntas. Para referencia, la siguiente tabla indica los valores mínimos de espesor de base, según el uso y el tipo de base.

TABLA No 3.2.1.5.
ESPESORES DE BASE, SEGUN SU USO

TIPO DE BASE	USOS	ESPESOR (cm)
Granulares	Carretera	10 - 15
Estabilizadas	Carretera	10 - 15
Granulares	Aeropuerto	15 - 30
Estabilizadas	Aerepuerto	15 - 30

3.2.2. PAVIMENTO FLEXIBLE.

El procedimiento aquí descrito, fué desarrollado por William H. Mills; se define como el Método de Mills; este método fue desarrollado, principalmente, para equipar a los ingenieros de un procedimiento definido, simple, en el que se aplican los resultados de los ensayos, realizados a las muestras de la subrasante y a muestras de otros materiales utilizables, para base y subbase. Debido a la frecuencia con

que fueron encontrados resultados incompatibles de las pruebas, fué considerado recomendable usar salvaguardas y no depender enteramente de una prueba o procedimiento para estimar el espesor del pavimento.

El margen por mal drenaje de la estructura del pavimento, fué ideado con el propósito de obtener un diseño balanceado a todo lo largo de un proyecto. El objetivo fué proporcionar pavimentos de igual capacidad de carga, empleando espesores extra de subbase sobre materiales de subrasante, en donde el drenaje natural es malo.

El espesor requerido para un pavimento flexible varía con el tránsito, el material de subrasante, el material usado en la subbase y base, el drenaje y el clima. Hay varios procedimientos para determinar el espesor, todos ellos tratan de evaluar los factores y llegan a una conclusión empírica. Hasta el presente no hay un método matemáticamente correcto para estas determinaciones y la evaluación de muchos de los factores dependen del juicio de la persona que lo está considerando.

El clima afecta, principalmente, con las lluvias y las heladas. La cantidad de lluvia es importante para determinar el tamaño y espaciamiento de las estructuras del drenaje, la altura de los rellenos y, hasta cierto punto, la clase de construcción del drenaje; en base a las temperaturas de congelamiento es de gran importancia para determinar el espesor de cualquier clase de material necesario para prevenir grietas por congelación; es también importante el drenaje para la subrasante y la superficie.

Todo diseño de pavimento asume el drenaje adecuado como prerrequisito, la necesidad de drenaje transversal para el agua que recorre a través del camino es obvia y tales drenajes, usualmente, son previstos. El drenaje longitudinal para facilitar el rápido corrimiento de la lluvia y prevenir la acumulación, el exceso de humedad en la subrasante, subbase y base es igual de importante.

Una sección transversal que drena el agua de la línea de centro hacia las orillas del pavimento es el mejor. Hombros que vacían de la orilla del pavimento hacia una zanja longitudinal abierta a la orilla del terraplén, son los medios más eficientes y económicos de prever drenaje superficial; estos hombros deberán ser contruidos del mismo material usado en la base o de otro material poroso que permita el paso del agua a través de él.

A la subrasante se deberá dar una forma coronada, con una pendiente recta a cada lado de la línea de centro y las capas subbase y base deberán extenderse hasta la orilla del hombro o del material poroso seleccionado para el hombro. El material seleccionado deberá contener raíces de grama para propiciar un temprano recubrimiento de grama para evitar la erosión. El fondo de las zanjas longitudinales para este tipo de construcciones deberá, estar por lo, menos a 20 cm, debajo de la superficie de la subrasante. Estas zanjas deberán ser anchas, tener taludes de pendiente suave y una

pendiente longitudinal definida para permitir el corrimiento del agua. La siembra de grama en los taludes de la zanja es un buen medio de prevenir la erosión.

La subrasante deberá ser preparada de manera que permanezca constante en una condición tan seca como sea posible, dentro de los límites prácticos. Sobre una capa acuífera permanente, la altura del relleno deberá ser suficiente para prevenir la saturación de la subrasante. En la subrasante dentro del camino, el origen de esta deberá ser descubierto y deberá ser eliminada por subdrenajes. Sin embargo, los subdrenajes no pueden bajar el nivel de la tabla de agua en los suelos no porosos, ni pueden tomar el lugar de las zanjas longitudinales abiertas a lo largo de ambos lados de la carretera.

El tránsito que usará el pavimento puede ser estimado con base en los conteos actuales y la actividad del área que servirá el camino. La tendencia ha sido determinar por ello bajo volumen de tránsito o, por lo menos, a la proporción del aumento.

Sin embargo, no es recomendable desde el punto de vista práctico, conformarse con las necesidades del tránsito proyectándose mucho en el futuro. Los pavimentos flexibles pueden ser reforzados rápida y económicamente agregándose capas de concreto asfáltico. Al diseñar y construir la capa de base, el pavimento puede ser reforzado a un precio razonable para llevar cargas mucho más pesadas. Para diseñar la estructura de pavimento el peso máximo de los vehículos es de mayor importancia que el número. Un sólo vehículo muy pesado puede causar más daño a un pavimento que mil vehículos ligeros. Sin embargo, el número de aplicaciones de una carga tiene efectos y por esta razón las clasificaciones del tránsito son dadas, ambas en limitación de número y peso en la tabla No 3.2.2.1.

TABLA No 3.2.2.1.
TRANSITO TOTAL DURANTE 24 HORAS

Clasificación tránsito	Total de Vehículos	Camiones y Autobuses	Camión Pesado	Carga Diseño
Pesado	3000 min.	700 min	150 min.	14000
Medio	1000-3000	250-700	50-150	12000
Liviano	1000 max.	250 max.	50 max.	10000

18000 a 24000 lb. por eje.
libras por rueda.

* FUENTE: Diseño del pavimento flexible.
Autor: William H. Mills.
Tablas del No 3.2.2.1 al No 3.2.2.5.

El espesor total de la estructura del pavimento, la clase de capa de superficie y la cualidad de los materiales deberá variar para ajustarse a las condiciones del tránsito.

La clase de capa de superficie puede ser variable con las necesidades del tránsito por causa de la deferencia en calidades estructurales, comodidad y economía. También el espesor de la capa de superficie puede ser variado para satisfacer las necesidades del tránsito. Aunque en cada caso es acostumbrado usar el mínimo por razones de economía. Las clases y espesores recomendadas para las tres clasificaciones de tránsito se representan en la tabla No 3.2.2.2.

TABLA No 3.2.2.2.
CLASIFICACION DEL TRANSITO

Clasificación del tránsito	Clase de capa de superficie	Espesor plg. min.	Observaciones
PESDADO	- Concreto asfáltico (Planta caliente)	3	2 capas de adherencia 2 plg.
	- Macadam de penetración	3	Muy duro pero tan lleno como el concreto asf.
MEDIO	- Concreto asfáltico (planta caliente)	2	Una capa.
	- Macadam de penetración	2 1/2	Muy duro pero no tan lleno como el concreto asf.
	- Mezcla fría	2 1/2	Puede ser mezcla en planta o en camino debe ser airado.
	- Tratamiento superficial y mezcla caliente de planta	2	Primera capa tratamiento sup. agregado de 1" Segunda capa mezcla caliente en planta.
LIVIANO	- Concreto asfáltico (planta caliente)	1	Una capa
	- Doble tratamiento superficial	1	Usando agreg. 1" en la primera capa. Agreg. de 1 1/2" en la 2da capa.
	- Mezcla fría	1 1/2	Puede ser mezcla en camino o en planta, airado.

Si fuera económico, el espesor de la capa de superficie, empleando concreto asfáltico (mezcla caliente) pueden ser usado ásimismo, el espesor de capa reducido. Esta reducción puede ser hecha en la proporción de 1 plg, de capa de superficie igual a 1 1/2 plg, de capa de base.

La calidad de los materiales de la capa de base puede variar con las condiciones del tránsito, cerca de la superficie la intensidad y la presión de la carga de las ruedas es mucho mayor que a una profundidad, la distribución de la carga puede ser considerada como ocurre, aprroximadamente, en la forma de un cono con pendiente de 45°, por esta razón, todo procedimiento de diseño requiere un espesor mínimo de material de esta calidad como capa superior. Esta capa pudiera consistir enteramente de mezcla asfáltica o macadam bituminoso, pero, por razones de economía, estas capas son usualmente hechas tan delgadas como sea razonable, dadas la necesidades del tránsito y las limitaciones de construcción. Macadam Hidráulico o bituminoso son de los materiales para base de más alta calidad; pero, el espesor mínimo de tales capas para tránsito muy pesado deberá ser de 6 plg y esta clase de base deberá ser construida sobre una subbase preparada de arena y de otro material de base satisfactorio, para prever el espesor total necesario y para prevenir la infiltración de lodo o arcilla en el macadam.

La tabla No 3.2.2.3. se recomienda para base estabilizada o mezcla de agregados y material fino para diferentes condiciones de tránsito. El espesor dado puede ser reducido en un 25%, cuando el material en la subrasante tiene un CBR arriba de 40 y un índice de grupo igual a cero. Es perfectamente permisible económicamente, usar material de más alta calidad para la base que el indicado para cada condición de tránsito.

TABLA No 3.2.2.3.
BASES ESTABILIZADAS O MEZCLA DE AGREGADOS

Clasif. tránsito	Especificación para materiales AASHO M-147	Espesor min.plg.	CBR min. 55 golp%	Max. Lím. Líq.	Max. Ind. Plas.
Pesado	columnas A o B	8	90	25	6
Mediano	columnas A,B,C,o D	7	75	26	7
Liviano	columnas A,B,C,D,E,F	6	60	27	8

La determinación total de la estructura de pavimento, es decir, el espesor de subbase, base y capa o superficie de rodadura, es la operación más importante en el diseño de un pavimento.

Un espesor uniforme de las capas de superficie y de base, usualmente, puede ser utilizada a lo largo de un proyecto, el espesor de subbase deberá ser variado, conforme las variaciones en la calidad de la subrasante.

La clasificación del tránsito para la cual se diseña, se designa en la tabla No 3.2.2.2. Tales designaciones determinarán el espesor mínimo para la capa de superficie y de base de acuerdo con el criterio ya presentado.

El ingeniero de campo puede entonces determinar el espesor de la subbase requerido en cualquier lugar, utilizando los resultados de los ensayos a las muestras representativas del suelo de la subrasante con la siguiente fórmula:

$$Tsb = (2Tc + Tg)/3 - (S + B) + D.A$$

En el cual:

- Tsb = Espesor de subbase
- Tc = Espesor indicado por el CBR
- Tg = Espesor indicado por el índice de Grupo
- S = Espesor de capa de rodadura
- B = Espesor de capa de base
- D.A. = Margenes para condiciones de mal drenaje

Definición: el término $(2Tc + Tg)/3$ Deberá tener un valor mayor o igual a Tc. Si es menor prevalece Tc.

La determinación del espesor en este método incluye el espesor indicado por el CBR y el espesor indicado por el índice de grupo.

El CBR sobre el cual se determina el espesor está basado en la densidad correspondiente a la subrasante.

Suelos que tienen un CBR muy bajo son tan débiles, que requieren de precauciones especiales como: cubrirlos con un mejor material, perfectamente, de buena graduación y conteniendo alguna arcilla (ver tabla No 3.2.2.4.); estabilizar el suelo; espesores mayores en la subbase y base; proporcionar el mejor drenajes.

TABLA No 3.2.2.4.
ESPESOR MINIMO DE MATERIAL
DE RECUBRIMIENTO

CBR	PULGADAS	CENTIMETROS
1.5	24	61
1.0	30	76
0.5	38	96

El espesor de esta capa de material de recubrimiento deberá ser determinado de las características del material usado, como si fuera la subrasante.

El margen para un mal drenaje consiste en un espesor extra de subrasante para incrementar la profundidad de la distribución de carga en estas áreas críticas y, así, decrecer la intensidad transmitida a la subrasante. Esta adición no es considerada necesaria cuando la subrasante está compuesta de material de alta estabilidad y buenas propiedades de drenaje.

El margen de drenaje (D.A) para varias condiciones de pendiente es dado en la tabla No 3.2.2.5. Espesores máximos son usados para una pendiente longitudinal plana en una sección de corte.

TABLA No 3.2.2.5.
MARGEN DE PENDIENTE DE DRENAJE

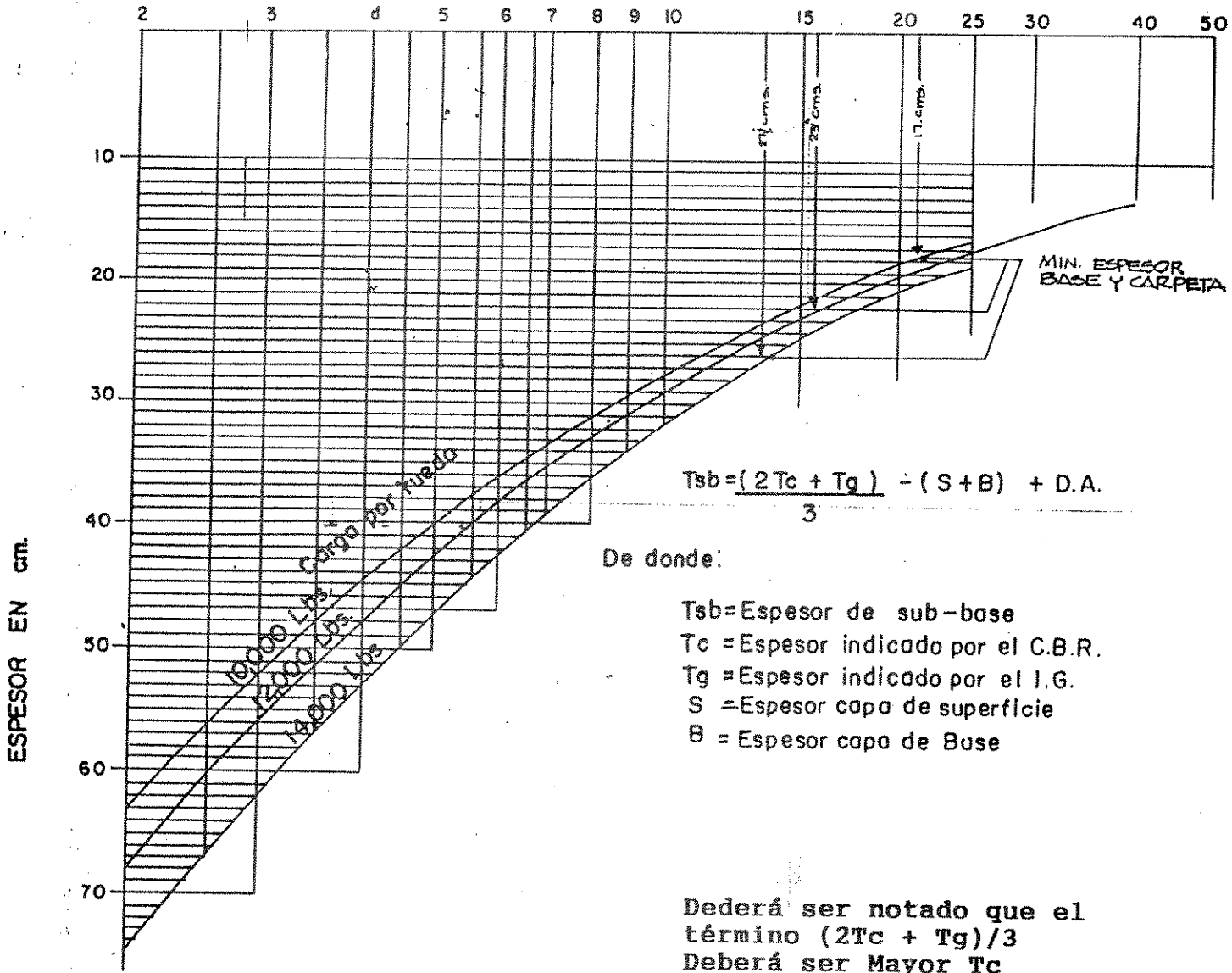
Sección transversal	Pendiente longitudinal %	Espesor extra de subbase %	Espesor mínimo de subbase plg.
Corte	0	25	8
Relleno	0	20	6
Corte	1	15	4
Relleno	1	10	2
Corte	2	5	0
Relleno	2	0	0

Un espesor mínimo de subbase, es dado también para aquellos casos donde la fórmula daría un espesor requerido menor que este mínimo. Cuando las pendientes son mayores de 2% ningún margen requerido se podrá interpolar para pendientes longitudinales intermedias a las dadas.

GRAFICA No 3.2.2.1.

ESPESOR INDICADO POR EL CBR.

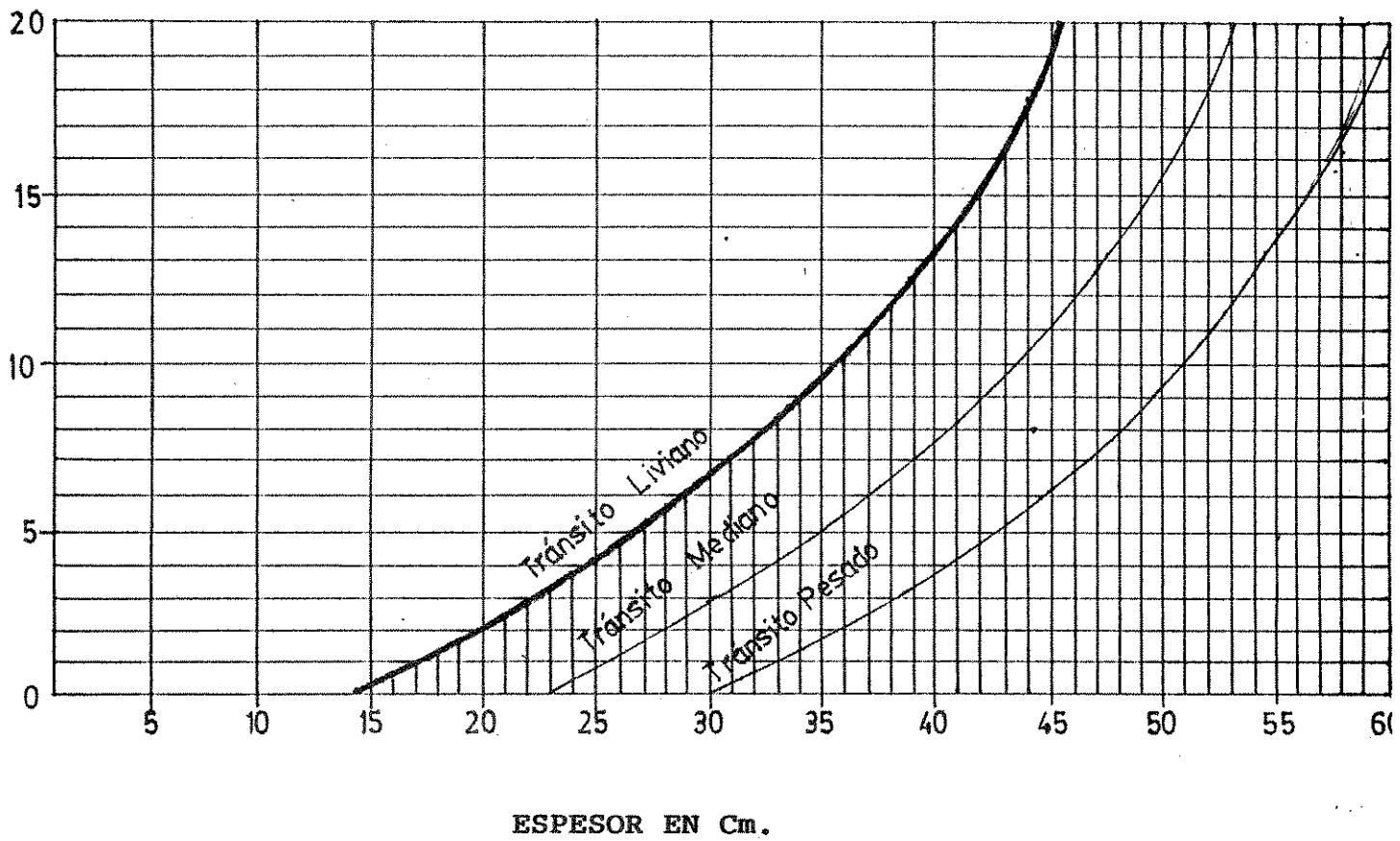
FLEXIBLE EN FUNCION DE C.B.R. E INDICE DE GRUPO



* Fuente: Diseño del pavimento flexible.
 Autor: William H. Mills.
 Graficas No 3.2.2.1. y 3.2.2.2.

GRAFICA No 3.2.2.2.

ESPEROR INDICADO POR EL INDICE DE GRUPO.



Diseño del pavimento flexible. Determinación del espesor del del pavimento para la vía principal del Municipio de San Juan Ostuncalco, Departamento de Quetzaltenango.

1.- Determinar la clasificación del tránsito.

Con base en el conteo de tránsito vehicular realizado en la vía principal del municipio y verificando, los valores obtenidos en la tabla No 3.2.2.1, se obtiene que la clasificación del tránsito es PESADO y corresponde a una carga de diseño de 14,000 lbs.

2.- Determinar el tipo de material a utilizar en la subbase, base y carpeta de rodadura.

a).- Se usara concreto asfáltico como carpeta de rodadura.

b).- El material de la subbase a utilizar deberá contemplar las siguientes características, un CBR = 30 minimo y un índice de grupo (I.G) = 0.

c).- La base a utilizar sera granular.

3.- Determinar el espesor indicado por el CBR (Tc).

Se tomará un CBR de la subrasante = 15 que es el menor valor obtenida en los ensayos. Se determina el espesor indicado por el CBR (Tc), mediante la gráfica No 3.2.2.1. Que será para este caso: Tc = 24.3 cms.

4.- Se determina el espesor indicado por el índice de grupo (Tg).

Con el índice de grupo = 10 de la subrasante se puede determinar el espesor indicado por el índice de grupo (Tg), mediante la gráfica No 3.2.2.2. Que será, para este caso Tc = 52 cms.

5.- Determinar el espesor extra de la subbase por mal drenaje.

La pendiente longitudinal promedio, aproximado = 2%. Con el dato anterior se obtiene el margen de mal drenaje (D.A.) = 0. Del valor de relleno de la tabla No 3.2.2.5.

6.- Determinar el espesor del pavimento.

Con los valores de Tc, Tg y D.A, se utiliza la fórmula:

$$Tsb = (2Tc + Tg)/3 - (S + B) + D.A.$$

Donde: $(2Tc + Tg)/3$ deberá ser mayor o igual a Tc.
Si es menor deberá tomarse el valor Tc.

$$(2*24.3 + 52) / 3 = 33.53 \text{ cms.}$$

Como este resultado es mayor que Tc, se toma 33.53 cms.

Ya que el Método utilizado se basa en tanteos del espesor de la base y carpeta de rodadura, para determinar el espesor de la subbase. Después de varios tanteos se concluye que los espesores para la base y carpeta de rodadura serán:

Carpeta de rodadura = 7.5 cms. (3 plg).

Base granular = 12.5 cms. (6 plg).

Obteniendo un espesor de la subbase.

$$Tsb = 33.53 - (7.5 + 12.5) + 0 = 13.5 \text{ cms}$$

Por razones de seguridad se dejará una subbase = 15 cms.

El espesor del pavimento flexible será el siguiente:

SUB-BASE	= 15.0 cms.
BASE	= 12.5 cms.
CARPETA DE RODADURA	= 7.5 cms.

3.3. CLASE DE MEZCLA

3.3.1. PAVIMENTO RIGIDO

Losa de concreto y bordillo integrado, se utilizará para su diseño un concreto con un módulo de ruptura no menor de 600 lbs/pulg² o un esfuerzo de compresión no confinado no menor de 4000 lbs/pulg² a los 28 días.

La cantidad de agua de la mezcla y su consolidación tiene una influencia crítica sobre la durabilidad del concreto endurecido. Para un determinado y un adecuado contenido de cemento, la menor cantidad de agua que produzca un concreto plástico, trabajable y fácilmente consolidable, permitirá obtener la mayor durabilidad del concreto endurecido.

Cuando se necesiten condiciones especiales de durabilidad, se aconseja de incorporación de aire al concreto la que, además de mejorar la durabilidad del concreto endurecido, mejora las condiciones del concreto al:

- a).- prevenir la segregación de los materiales,
- b).- aumentar la trabajabilidad,
- c).- disminuir la exudación,
- d).- reducir la cantidad de agua necesaria para obtener una satisfactoria trabajabilidad.

El estado actual de la tecnología del concreto, permite dosificar, en cada caso, las mezclas adecuadas para las condiciones de servicio del pavimento.

Referente al proporcionamiento relativo final, se recomienda que si se utilizan concreteteras o mezcladoras de un saco se cemento de capacidad de mezclado, se use una proporción 1:2:3:.40, para obtener un concreto con un módulo de ruptura no menor de 600 lbs/ pulg².

El bordillo integrado se construye en una sola operación con el pavimento, utilizando el concreto que se elabora en la obra. El bordillo es formado, empleando moldes, a medida que se coloca el concreto del pavimento.

3.3.2. PAVIMENTO FLEXIBLE

El concreto asfáltico mezclado y vaciado en caliente, es la mejor calidad de pavimento asfáltico y se compone de agregados graduados y cemento asfáltico tipo AC-20/85-100.

Al mezclarlo, tenderlo y compactarlo forma una masa sólida de concreto asfáltico. Que formará parte del pavimento como carpeta de rodadura.

4.- PROCESO DE CONSTRUCCION

Cuando ya están evaluadas las características del suelo, definido el espesor de la capa de rodadura y trazada la subrasante en el campo, es posible proceder a la construcción y conformación de las diferentes capas del pavimento. Este proceso debe tener un orden específico para garantizar la plena funcionalidad y vida útil proyectada.

Para obtener un pavimento que pueda soportar los esfuerzos producidos por la acción del tránsito sin deteriorarse, conservándose en buenas condiciones de tránsito durante el período de diseño, es indispensable cumplir con ciertos requisitos básicos como son: diseño, buenos materiales y control en la construcción.

4.1. CONSTRUCCION Y CONFORMACION DE LA SUBRASANTE

La subrasante es muy importante en el proceso de construcción del pavimento, pues, será el diseño de su nivel el que dará el diseño geométrico final a la carretera. Las capas del pavimento tienen un espesor definido y no resulta práctico darle espesores diferentes para definir la rasante del pavimento, por lo que es mejor conformar la subrasante del pavimento y, luego, tener capas de suelo y losas con espesores fijos.

El reacondicionamiento de la subrasante es una operación que consiste en escarificar, homogeneizar, mezclar, uniformizar, conformar y compactar la subrasante de una carretera previamente construída, efectuando cortes y rellenos no mayores de 20 cm de espesor; con el objeto de regularizar, mejorando mediante estas operaciones las condiciones de la subrasante, como cimiento de la estructura del pavimento.

Los materiales inapropiados para la subrasante serán los suelos clasificados como A - 8 según AASHTO M 145, que son altamente orgánicos, constituidos por materias vegetales, parcialmente fangosos; su clasificación se basa en inspección visual y no depende de pruebas de laboratorio; se componen de materia orgánica parcialmente podrida; generalmente tiene textura fibrosa; color café oscuro o negro y olor a podredumbre; son altamente compresibles y tienen muy baja resistencia. Además, basuras que pueden ser perjudiciales para la cimentación del pavimento.

Las rocas aisladas, mayores de 10 cm, que se encuentran incorporadas en los 30 cm superiores de la capa de suelo de la subrasante, tendrán que ser extraídas.

Los materiales apropiados para subrasante son los suelos, de preferencia, granulares con menos de 3 % de hinchamiento en ensayo AASHTO T 193, que no tengan características inferiores a los suelos que se encuentran en el tramo o sección que se está reacondicionando y que, además, no sean inadecuados para subrasantes, tomando cuenta lo escrito en los párrafos anteriores.

En la construcción de la subrasante se deberá tomar en cuenta.

- 1.- la limpieza de la vegetación pequeña existente en toda la superficie de la subrasante reacondicionada;
- 2.- las delimitaciones de los tramos a reacondicionar;
- 3.- el remplazo de los materiales inapropiados cuando en el suelo que conformara la subrasante contengan áreas con materiales inapropiados;
- 4.- la escarificación, tendido y conformación en las áreas que necesiten reacondicionamiento, se tendrá que escarificar el suelo de la subrasante hasta una profundidad de 20 cm, eliminando las rocas mayores de 10 cm, acondicionándolas fuera del lecho del camino; seguidamente, se debe proceder a ajustar y conformar la superficie, efectuando cortes y rellenos no mayores de 20 cm de espesor;
- 5.- la compactación del suelo de la subrasante debe ser efectuada en su totalidad, hasta lograr el 95% de compactación respecto de la densidad máxima, AASHTO T-180.

4.2 CONSTRUCCION Y CONFORMACION DE LA SUBBASE

Este trabajo consiste en la obtención, explotación, acarreo, tendido, humedecimiento, mezcla, conformación y compactación del material de subbase; el control de laboratorio y operación es necesarias para construir en una o varias capas, una subbase del espesor compactado requerido, sobre la subrasante previamente preparada y reacondicionada, todo de acuerdo con lo indicado en los planos, ajustándose razonablemente, a los alineamientos horizontal, vertical y secciones típicas de pavimentación, dentro de las tolerancias estipuladas.

La capa de subbase, debe estar constituida por suelos de tipo granular en su estado natural o mezclados, que formen y produzcan un material que llene los requisitos siguientes:

- 1.- el valor soporte del material debe tener un CBR, AASHTO T-193, mínimo de 35, efectuada sobre muestra saturada a 95% de compactación, AASHTO T-180;
- 2.- el tamaño máximo de las piedras que contenga un material de subbase, no debe exceder de 7 cm. El material de subbase no debe tener más del 50% en peso, de partículas que pasen el tamiz No 40 (0.425 mm), ni más del 25% en peso, de partículas que pasen el tamiz No 200 (0.075 mm);

3.- la plasticidad de la proporción del material de la subbase que pase el tamiz No 40 (0.425 mm) no debe tener un índice de plasticidad AASHTO T-90, mayor de 6, ni un límite líquido, AASHTO T-89, mayor de 25; determinados ambos, sobre muestras preparadas en húmedo, AASHTO T-146. El índice de plasticidad puede ser más alto, pero, en ningún caso, mayor de 8;

4.- el equivalente de arena del material de subbase no debe ser menor de 30, determinado por el Método AASHTO T-176.

Los requisitos de construcción para un material de subbase, el material debe reunir, las características mencionadas en los párrafos anteriores como requisito para tomarlos como un material de subbase.

Se deberá colocar un volumen de material correspondiente al espesor de sub-base requerido por el diseño, sobre la subrasante recibida, previamente preparada y haber colocado el material de la subbase, por medio de volteo en pilas, formando camellones o con máquina especial esparcidora.

El material de subbase, debe ser tendido en capas no mayores de 30 cm ni menores de 10 cm. La distancia máxima a que puede ser colocado el material de subbase, medida desde el extremo anterior cubierto con la base, no debe ser mayor de 4 Kilómetros.

Después de haberse colocado y tendido el material, debe procederse a su homogeneización, mezclando el material en todo su espesor mediante la utilización de equipo apropiado.

La capa de la subbase debe conformarse, ajustándose, razonablemente, a los alineamientos y secciones típicas de pavimentación y compactarse en su totalidad, hasta lograr el 100% de la densidad máxima determinada por el Método AASHTO T-180.

4.3. CONSTRUCCION DE LA BASE

Este trabajo consiste en la obtención y exploración de canteras y bancos; la trituración de la piedra o grava, combinándolas con material de relleno para formar un material clasificado; el apilamiento y almacenamiento, el transporte, tendido, mezcla, humedecimiento, conformación y compactación del material; la regulación del tránsito; así como el control de laboratorio de todas las operaciones necesarias para construir la base de grava o piedra triturada, en una o varias capas, conforme lo indicado en los planos, ajustándose razonablemente, a los alineamientos horizontales y verticales y secciones típicas de pavimentación, dentro de las tolerancia estipuladas.

El material de base debe consistir en piedra o grava de buena calidad, triturada y mezclada con material de relleno, de manera que el producto obtenido, corresponda a uno de los tipos de graduación estipulado y llene, además, los los requisitos siguientes:

1.- el valor soporte del material debe tener un CBR, AASHTO T-193, mínimo de 90%, efectuado sobre muestra saturada a 95% de compactación AASHTO T-180;

2.- la abrasión de la proporción de agregado, retenido en el tamiz No 4 (4.75 mm) no debe tener un porcentaje de desgaste por abrasión mayor de 50 á 500 revoluciones, según AASHTO T-96;

3.- las caras fracturadas y partículas planas o alargadas del material no deben tener menos del 50%, en peso de las partículas retenidas en el tamiz No 4 (4.75 mm) y deben tener, por lo menos, una cara fracturada; ni más del 20% en peso pueden ser partículas planas o alargadas, con una longitud mayor de cinco veces el espesor promedio de dichas partículas;

4.- las impurezas del material de base de grava o piedra triturada, debe estar razonablemente exenta de materias vegetales, basura, terrones de arcilla o sustancias que incorporadas dentro de la capa de base, puedan causar fallas en el pavimento;.

5.- la graduación del material para capa de base de grava o piedra triturada, debe llenar los requisitos de graduación, determinada según AASHTO T-27 y T-11, para uno de los tipos que se establecen a continuación;

TABLA 4.3.1.
TIPOS DE GRADUACION PARA MATERIAL
DE CAPA DE BASE DE GRAVA O PIEDRA TRITURADA

TAMIZ NO	STANDARD (mm)	PORCENTAJE POR PESO QUE PASA UN TAMIZ DE ABERTURA AASHTO T-27.					
		TIPO "A" 2" máximo		TIPO "B" 1 1/2 máximo		TIPO "C" 1" máximo	
		A-1	A-2	B-1	B-2	C-1	C-2
2	50.000	100	100				
1 1/2	37.500			100	100		
1	25.000	65-85	70-90	70-95	70-100	100	100
3/4	19.000	50-80	50-75	55-85	60-90	70-100	70-100
3/8	9.500				45-75		50-80
Nº4	4.750	30-60	25-60	30-60	30-60	35-65	35-65
10	2.000				20-50		25-50
40	0.425	10-25	7-30	10-25	10-30	15-25	15-30
200	0.075	3-10	0-15	3-10	5-15	3-10	5-15

La curva de graduación del material de base de grava o piedra triturada, debe ser uniforme y de preferencia paralela a la curva de valores medios en los tamices especificados, no aceptándose cambios bruscos entre dos tamices adyacentes;

6.- la plasticidad y cohesión del material de base de grava o piedra triturada, en el momento de ser colocado en la carretera, debe tener en la fracción que pasa el tamiz No 4

(4.75 mm) incluyendo el material de relleno, las características siguientes:

a).- la proporción que pasa el tamiz No 40 (0.425 mm), no debe tener un índice de plasticidad, AASHTO T-90, mayor de 3, ni un límite líquido, AASHTO T-89, mayor de 25; determinados ambos sobre muestra preparada en húmedo, AASHTO T-146. El índice de plasticidad puede ser más alto de tres, pero en ningún caso mayor de 6;

b).- el porcentaje de material que pase el tamiz No 200 (0.075 mm) debe ser menor que la mitad del porcentaje que pasa el tamiz No 40 (0.425 mm);

c).- el equivalente de arena no debe ser menor de 40, determinado según AASHTO T 176;

7.- El material de relleno cuando se necesite agregar en adición al que se encuentra naturalmente en el material triturado, para proporcionarle características adecuadas de granulometría y cohesión, éste debe ser libre de impurezas y consistir en un suelo arenoso, limo inorgánico, polvo de roca u otro material con alto porcentaje de partículas que pasen el tamiz No 10 (2.00 mm).

La planta de trituración debe tener un sistema de clasificación adecuado, con el número y tipo de zarandas que sean necesarias para lograr la granulometría específica.

El material de base debe depositarse sobre la subbase previamente preparada y aceptada, ya sea directamente con camiones de volteo, tendiéndolo con motoniveladoras o por medio de equipo especial que asegure su distribución en una capa de material uniforme y sin segregación, en una sola operación y que lo acondicione en un ancho no mayor de 3 metros. El pesor de la capa a tenderse no debe ser mayor de 30 cm ni menor de 10 cm. La distancia máxima a que puede ser colocado el material para capa de base, medida desde el extremo anterior de la capa terminada, en ningún caso debe ser mayor de 4 kilómetros.

La capa de base de grava o piedra triturada, debe conformarse ajustándose razonablemente a los alineamientos y secciones típicas de pavimentación y compactarse en su totalidad, hasta lograr el 100% de la densidad máxima determinada por el Método AASHTO T- 180; debiéndose efectuar ambas operaciones, dentro de las tolerancias establecidas.

4.4 CONFORMACION DE LA MEZCLA

Para la conformación de una mezcla para pavimentos rígidos, como el concreto simple, está formado por una mezcla fraguada de cemento, agua, agregado fino, agregado grueso (piedra triturada o grava) aire y con frecuencia otros aditivos. La mezcla en estado plástico se coloca y se compacta en las cimbras o formaleas; luego, se procede a un proceso de curado para facilitar la aceleración de la reacción química de la hidratación de la mezcla agua-cemento, produciendo un concreto de aspecto duro.

Si todos los componentes son proporcionados en forma adecuada, el producto terminado resultará fuerte, durable y en combinación con varillas de refuerzo, es adaptable para usarse como parte de los miembros principales de cualquier sistema estructural.

El Cemento Portland es uno de los elementos más importantes del concreto, existen muchas variedades de cemento y diversas formas de clasificarlos. Una de las clasificaciones más simples se basa en la sustancia que provoca el fraguado y endurecimiento del cemento. Así, los cementos de silicato y aluminato, en los que los agentes de fraguado son silicatos y aluminatos de calcio, constituyen el grupo más importante de cementos modernos. A este grupo pertenecen los cementos portland, alumínico y el cemento natural.

Los cementos portland son los cementos hidráulicos más comunes, que se utilizan en diferentes construcción de Guatemala. Este producto se obtiene mezclando proporciones muy exactas de materiales calcáreos y argiláceos.

El agua se requiere en la producción del concreto a fin de precipitar la reacción química del cemento, para humedecer el agregado y lubricar la mezcla para una fácil manejabilidad.

Debido a que el gel resultante de la interacción agua-cemento es el resultado de la reacción química entre ambos elementos, no es la proporción relativa del agua a la mezcla por completo de los materiales secos lo que hay que tomar en cuenta, sino únicamente la proporción relativa del agua al cemento. El exceso de agua deja un esqueleto en forma de panal no uniforme en el producto terminado una vez que la hidratación del cemento ha tenido lugar, mientras que muy poca agua impide una reacción química completa del cemento. El producto en ambos casos es un concreto que es más débil e inferior a uno normal.

Se debe tener un estricto control en la relación agua cemento y en el porcentaje de aire en la mezcla, ya la relación agua cemento es la medida real de la resistencia del concreto, la cual deberá ser el criterio principal que gobierne el diseño de la mayoría de los concretos estructurales.

El agua no potable puede utilizarse en la fabricación del concreto, siempre y cuando los cubos de mortero hechos con dicha agua tengan una resistencia igual a los 7 y 28 días de, por lo menos, el 90% de la obtenida del concreto, semejantes, hechos con agua potable.

El agua deberá ser analizada según la norma AASHTO T-26.

El aire incluido se obtiene con la evaporación gradual del agua de la mezcla, se producen poros en el concreto endurecido. Esto puede mejorar las características del producto si está distribuido en forma uniforme. Es posible tener una distribución de poros muy uniforme mediante una introducción artificial de burbujas de aire finamente

divididas y distribuidas de manera uniforme en todo el producto (esto se logra adicionando agentes inclusores de aire). La inclusión de aire aumenta la manejabilidad, disminuye la densidad, incrementando la durabilidad, reduce el afloramiento de la pasta de cemento y la segregación del agregado y reduce el contenido de arena requerida en la mezcla. Por estas razones, el porcentaje de aire incluido deberá conservarse al valor óptimo requerido para la calidad de concreto deseado.

El contenido de aire óptimo es el 9% de la fracción del cemento en el concreto. La inclusión de aire en exceso del 5 al 6 por ciento de la mezcla total debilita la resistencia del concreto en forma proporcional.

Los agregados son las partes del concreto que constituyen lo grueso del producto terminado. Abarcan del 60 al 80 por ciento del volumen del concreto y tienen que estar graduados de tal forma que la masa total del concreto actúe como una combinación relativamente sólida, homogénea y densa, con los tamaños más pequeños actuando como un relleno inerte de los vacíos entre las partículas más grandes.

Entre más agregados se tenga en la mezcla, resultará un concreto más económico, a condición de que la mezcla sea de una razonable manejabilidad para el trabajo que se utilice. Tanto el agregado grueso como el fino deben cumplir la especificación ASTM C-33.

El agregado grueso se clasifica como tal si el tamaño más pequeño de partículas es mayor a 1/4 de pulgada (6 mm). Las propiedades del agregado grueso afectan la resistencia final del concreto endurecido, su resistencia a la disgregación, intemperismo y otros efectos destructivos.

El agregado grueso debe consistir en grava o piedra triturada, triturada parcialmente o sin triturar, procesado adecuadamente para formar un agregado clasificado.

El agregado fino es un relleno más pequeño hecho de arena. Varía en tamaño desde el tamiz No 4 al tamiz No 100 de la serie de tamices standard americano. Un agregado fino deberá estar libre de impurezas orgánicas, arcilla o cualquier material dañino o excesivo de tamaños más pequeños que el tamiz No 100.

El agregado fino puede consistir en arena natural o manufacturada, compuesta de partículas duras y durables. Deberá cumplir con la norma AASHTO M-86.

El módulo de finura para la arena nunca deberá ser menor de 2.3 y nunca mayor de 3.1, además de no variar en más de 0.20 el valor seleccionado para el diseño de la mezcla de concreto.

Los aditivos son otros materiales que, además del agua, agregados y cemento hidráulico se utilizan como ingredientes del concreto y se adicionan a la mezcla inmediatamente antes o durante el mezclado.

La función de los aditivos es la de modificar las propiedades del concreto para hacerlo más apropiado para el trabajo a mano, por economía o para otros propósitos tal como lo es el ahorro de energía.

El uso de los aditivos debe estar controlado muy estrechamente y de acuerdo con las instrucciones que dé el fabricante. Debe demostrarse que el aditivo es capaz de mantener, esencialmente, la misma composición y rendimiento del concreto de la mezcla básica.

Entre los aditivos están los acelerantes del fraguado, éstos se adicionan a la mezcla de concreto para reducir el tiempo de fraguado y acelerar el desarrollo de la resistencia del concreto a temprana edad. Los más conocidos son los cloruros de calcio. La dosis máxima es del 2 por ciento en relación al peso del cemento. Todo aditivo acelerante del fraguado debe cumplir con la norma AASHTO M-144 (ó ASTM D-98).

Los aditivos inclusores de aire, forman diminutas burbujas de 1 mm de diámetro o menores en el concreto o mortero durante el mezclado. Se utilizan para incrementar la manejabilidad de la mezcla durante la colocación y mejorar la resistencia al congelamiento del producto terminado. Esta clase de aditivo debe cumplir con lo prescrito en AASHTO M-145.

Los aditivos reductores de agua y controladores del fraguado, estos incrementan la resistencia del concreto, permiten también una reducción en el contenido de cemento en proporción a la reducción en el contenido de agua. El agua que contiene el aditivo viene a ser parte del agua que se mezcla en el concreto y se adiciona al peso total de agua en el diseño de la mezcla. Los aditivos reductores de agua, retardadores del fraguado, acelerantes de fraguado y endurecimiento inicial, deben cumplir con la especificación AASHTO M-194 (ó ASTM C-494).

El concreto asfáltico es el sistema de construcción, que consiste en la elaboración, en planta y en caliente, de una mezcla de proporciones estrictamente controladas de materiales pétreos, polvo mineral y cemento asfáltico, para obtener un producto de alta resistencia y duración, con características de calidad uniforme, que se puede tender y compactar de inmediato en la carretera. El concreto asfáltico puede ser utilizado como capa de base o como superficie de rodadura, según lo determinen las disposiciones del proyecto.

El agregado pétreo debe consistir en piedra o grava triturada de buena calidad, combinada con arena, polvo de roca, naturales o de trituración y polvo mineral, para formar un agregado clasificado que llene los requisitos de abrasión, desintegración al sulfato de sodio, caras fracturadas y partículas planas o alargadas, impurezas, peso, graduación requerida, características de plasticidad y resistencia al del agregado pétreo.

El cemento asfáltico sera proporcionado mediante un número de 16 galones por tonelada tipo de los Estados Unidos de América (U.S.A.), a la temperatura de 60°F (15.6°C), con aproximación de dos decimales de tolerancia.

5.- ELABORACION DEL PRESUPUESTO

La elaboración del presupuesto de la vía principal del municipio de San Juan Ostuncalco, se considero tomando en cuenta dos tipos de pavimentos, el rígido o de concreto de Cemento Portlan y el flexible con superficie de rodadura de concreto asfáltico en caliente.

5.1. COSTO DEL PAVIMENTO

La determinación del tipo de pavimento debe incluir el costo del proyecto. El costo de todo proyecto debe ser lo más realista posible, esto sin descuidar la economía que se debe buscar y la seguridad que debe ofrecer para cubrir todos los gastos que se requiere para su implementación en la realidad.

5.1.1. PAVIMENTO RIGIDO

A continuación se detalla el costo del pavimento rígido. Para el presupuesto de este proyecto el pago del personal se incluyó en una sola planilla, junto con el rubro de planillero y bodeguero, el presupuesto incluyó también el pago de prestaciones. Los imprevistos fueron tomados como el 5% del total del gasto de materiales, más mano de obra y los gastos de administración como el 10% de los gastos de material, más mano de obra. El rubro de ganancia no se incluye, por el tipo de financiamiento con que se cuenta.

Los precios de los materiales se tomaron con base en los manejados en la región.

PAVIMENTO RIGIDO PARA TRANSITO PESADO

CAPA DE BASE GRANULAR	= 10 cms.
LOSA DE CONCRETO	= 21 cms.
LONGITUD DEL TRAMO	= 660 mts.
ANCHO DE CALZADA	= 6.0 mts.

Renglón	Unidad	Cantidad	Precio	Costo
Corte de material de desperdicio.	m ³	1227.6	Q 11.00	Q 13503.60
Reacondicionamiento de la subrasante	Km	0.66	Q 11000.00	Q 7260.00
Capa de base granular	m ³	396.0	Q 232.36	Q 92014.56

			TOTAL	Q 112,778.16

2.- Losa de concreto	m ³	831.6		
Arena	m ³	499.0	Q 35.00	Q 17,465.00
Piedrín	m ³	665.0	Q 80.00	Q 53,200.00
Cemento	bolsa	9,120.0	Q 24.00	Q 218,880.00
Formaleta (2x8x10)	U.	200.0	Q 20.00	Q 4,000.00
Sello de juntas	mL	1,950.0	Q 8.00	Q 15,600.00

			TOTAL	Q 309,145.00

3.- Bordillo	m ³	67.32		
Arena	m ³	47.00	Q 35.00	Q 1,645.00
Piedrín	m ³	55.00	Q 80.00	Q 4,400.00
Cemento	bolsa	900.00	Q 24.00	Q 21,600.00
Formaleta (2x8x10)	U.	50.00	Q 20.00	Q 1,000.00

			TOTAL	Q 28,645.00

4.- Mano de obra				
Trazo y estaqueado	m ²	3,960.0	Q 2.00	Q 7,920.00
Plancha de concreto	m ³	831.6	Q 50.00	Q 41,580.00
Formaleta	mL	2,970.0	Q 2.00	Q 5,940.00
Bordillo	m ³	67.32	Q 50.00	Q 3,366.00
Formaleta	mL	1,320.0	Q 2.00	Q 2,640.00
Acabado de bordillo	mL	1,320.0	Q 3.20	Q 4,224.00

			TOTAL	Q 65,370.00

RESUMEN

Total de renglones	Q 515,938.00
Herramienta	Q 1,733.00
Maquinaria (Mezcladora, Vibracompactador, vibrador)	Q 6,000.00
Combustibles y lubricantes	Q 3,000.00
Imprevistos	Q 15,000.00
Gastos de administración	Q 10,000.00

TOTAL	Q 554,939.00

TOTAL DEL PROYECTO
QUINIENTOS CINCUENTA Y CUATRO MIL NOVECIENTOS TREINTA Y NUEVE
QUETZALES CON OCHENTA Y OCHO CENTAVOS.

5.1.2. PAVIMENTO FLEXIBLE

A continuación se describe el costo del pavimento flexible, el cual incluye los gastos de administración, gastos generales e imprevistos.

Los costos que se han asignado a cada uno de los renglones de trabajo son precios que se manejan en el mercado de la región.

PAVIMENTO FLEXIBLE PARA TRANSITO PESADO.

SUBBASE = 15 cms.
 BASE GRANULAR = 12.5 cms.
 ESPESOR DEL
 CONCRETO ASFALTICO = 7.5 cms.
 LONGITUD DEL TRAMO = 660.0 mts.
 ANCHO DE CALZADA = 6.0 mts.

Renglón	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo
Corte de material de desperdicio	m ³	1,386.0	Q 11.00	Q 15,246.00
Reacondicionamiento de la subrasante	Km	0.66	Q11,000.00	Q 7,260.00
Capa de subbase	m ³	594.0	Q 66.00	Q 39,204.00
Base granular triturada	m ³	495.0	Q 235.04	Q 116,344.80
Riego de imprimación	galon	1,140.48	Q 22.00	Q 25,090.56
Concreto asfáltico (caliente)	Ton.	792.0	Q 333.52	Q 264,147.84
Cemento asfáltico	galon	12,672.0	Q 13.20	Q 167,270.40
Riego de liga con material bituminoso	galon	396.0	Q 22.00	Q 8,712.00
Señalización (línea longitudinal central)	Km	0.66	Q 5,000.00	Q 3,300.00
COSTO TOTAL				Q 646,575.00

TOTAL DEL PROYECTO

SEISCIENTOS CUARENTA Y SIES MIL QUINIENTOS SETENTA Y CINCO QUETZALES CON SESENTA CENTAVOS.

6.- SELECCION DEL TIPO DE PAVIMENTO

El propósito de considerar dos tipos de pavimentos para la vía principal del municipio, fue con el fin de establecer la mejor solución técnica, como, también, la más económica, aunque la solución más económica no sea la opción de diseño más apropiada, debido a costos adicionales que se generan a lo largo de su período de servicio.

6.1.- DESDE EL PUNTO DE VISTA ECONOMICO

1- Dentro del proceso para seleccionar el tipo del pavimento, debe incluirse un análisis económico, el que debe basarse en los costos del ciclo de vida del tipo de pavimento; tomando en cuenta los costos de revestimiento y de mantenimiento anual de rutina, a los costos originales se establece que el pavimento flexible resulta más costoso en su construcción, comparado con el pavimento rígido.

2.- El bajo costo del pavimento rígido se debe a sus agregados (piedrín y arena) que son abundantes en la región, mientras que el costo del pavimento flexible es más alto ya que sus agregados (pétreos) son de importación.

3.- El pavimento rígido representa una solución económica favorable, debido a que el costo de mantenimiento es menor ya que no tiene a fracturarse con facilidad comparado con el pavimento flexible.

6.2.- DESDE EL PUNTO DE VISTA TECNICO

1.- El pavimento rígido representa la solución técnica mas favorable, debido a que su mantenimiento es menor a lo largo del período de diseño, comparado con el pavimento flexible.

2.- El elemento estructural más importante del pavimento rígido es la losa de concreto, la cual absorbe los esfuerzos producidos por el peso de los vehículos y la baja flexibilidad de la losa de concreto distribuye la carga que imponen las ruedas en un área mayor en la capa de apoyo. Esto hace posible que el material para la base del pavimento rígido no tenga especificaciones tan estrictas como para una base de pavimento flexible.

3.- La construcción del pavimento rígido permite no ocasionar daños considerables en los ramales de las tuberías de agua potable y drenaje ya que el corte que se realiza a la rasante no es tan profunda, comparada con la que se realiza en la construcción del pavimento flexible; y la utilización de maquinaria pesada, es en menor escala en un pavimento rígido.

6.3.- VENTAJAS Y DESVENTAJAS

1.- Con frecuencia, los pavimentos para carreteras se clasifican como rígidos y flexibles, con subgrupos o grupos intermedios. La diferencia entre rígido y flexible es sólo cuestión de grado, pues, los pavimentos más flexibles presentan casi la rigidez del concreto.

2.- Los tipos de pavimento varían desde losas de concreto casi rígidas, que se tienden directamente sobre la capa de apoyo, hasta los diversos tipos de pavimento de una o varias capas flexibles y la simple colocación de materiales más selectos (arena y grava) en los niveles superiores, de una capa de apoyo donde la intensidad de la carga es máxima.

3.- La baja flexibilidad de los pavimentos rígidos, distribuye la carga que imponen las ruedas en un área muy amplia de la capa de apoyo, de esta manera las pequeñas irregularidades en la capa de apoyo no resultan muy significativas. Las losas se pueden tender directamente en la capa de apoyo, pero, en la construcción moderna se requiere, debajo, una o más pistas o capas de base.

4.- En un pavimento rígido, el elemento estructural más importante es la losa de concreto, la cual es la que absorbe la mayor cantidad de los esfuerzos, producidos del peso de los vehículos que sobre ella pasan.

Los esfuerzos que se transmiten hacia la base son menos del 20%, de los valores de esfuerzos por cargas rodantes. Esto hace posible que el material para la base del pavimento no tenga especificaciones tan estrictas como lo sería para una base de pavimento flexible.

5.- Un pavimento de concreto tendrá su principal ventaja en la accesibilidad de los componentes del concreto y la obtención de agua en el propio lugar de fundación. Estos materiales son recursos muy comunes en la naturaleza, aunque siempre debe chequearse su calidad como elementos constituyentes de todo concreto.

6.- El pavimento de concreto tiene la desventaja que el fraguado es de 28 días, el cual no permite el acceso de vehículos en los tramos donde esté fraguando el pavimento de concreto para garantizar su vida útil.

7.- Los pavimentos asfálticos tienen la desventaja de ser agregados bien clasificados, mezclados, ya sea antes, durante o después del tendido, con aceites bituminosos. La resistencia se logra controlando la calidad de los agregados, así como el número y espesor de la base.

8.- La elaboración del concreto asfáltico tiene la desventaja de que su proceso sólo se efectúa en plantas, las cuales efectúan el secado y calentamiento de los agregados y el proporcionamiento de éstos con el cemento asfáltico previamente calentado. Con este método de mezclado se garantiza que los agregados queden cubiertos con una película uniforme de bitumen asfáltico y asegura un control preciso de los tamaños de los agregados y de la calidad de asfalto.

9.- El cemento asfáltico tiene la ventaja de ser uno de los mejores componentes para carpeta de rodadura de pavimento flexible por el soporte de carga que resiste.

10.- El pavimento flexible tiene la ventaja que la carpeta de rodadura a temperatura ambiente; produce un aglutinante concentrado y un pavimento relativamente duro, permitiendo la circulación de vehículos apenas el cemento asfáltico alcance la temperatura del ambiente.

11.- El pavimento flexible tiene la desventaja de no poderse trabajar al cien por ciento en el área urbana del municipio de San Juan Ostuncalco, debido a que las instalaciones de agua potable y los drenajes del municipio se encuentran muy superficiales. Esto impide que la subrasante, subbase y base sean compactadas al cien por ciento de su densidad, debido a que pueden ocasionar daños a las tuberías de las instalaciones.

12.- El pavimento rígido tiene la ventaja de que no requiere de mantenimiento durante su vida útil, mientras que el pavimento flexible requiere de un mantenimiento periódico.

6.4.- PROPUESTA

Tomando en cuenta el punto de vista económico y técnico se propone a la municipalidad de San Juan Ostuncalco, la utilización del pavimento rígido como la solución satisfactoria para la vía principal del municipio.

CONCLUSIONES

1.- El pavimento de concreto representa la solución más adecuada para el proyecto de pavimentación de la vía principal de San Juan Ostuncalco por las razones siguientes:

- a).- el pavimento de concreto representa un costo de construcción 14.17 % más bajo en comparación al pavimento flexible;
- b).- el pavimento rígido, desde el punto de vista técnico, su mantenimiento es mínimo a lo largo del periodo de diseño, comparado con el pavimento flexible.

2.- El control de calidad de los materiales, la elaboración de la mezcla y llevar al campo lo plasmado en planos y especificaciones, son pasos determinantes en la ejecución de proyecto de carreteras. Es por ello que como regla fundamental, debe garantizarse la supervisión de los trabajos de construcción, para cumplir con las especificaciones establecidas en planos; con esto se logrará que el proyecto proporcione un servicio eficiente durante el período para el cual fue diseñado.

3.- El Método simplificado de la PCA para diseñar pavimento rígido (concreto) es un método de fácil aplicación y bastante práctico, en virtud de que gran parte del procedimiento del método se basa en tablas, las cuales son resultados de experiencias de laboratorio y de campo. Por lo que en Guatemala tiene gran aplicación; sobre todo, en el área rural donde se carece de recursos técnicos.

4.- En todo proyecto vial es importante la aplicación de los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos a los diferentes materiales que conforman la estructura del pavimento, con lo cual se obtiene:

- a).- clasificación del suelo. Estos ensayos se usan para identificar los suelos, de modo que puedan ser descritos y clasificados, adecuadamente;
- b).- control en la construcción, para asegurar que los suelos se compacten, adecuadamente, durante la construcción para se cumplan las condiciones asumidas en el diseño;
- c).- resistencia del suelo. Para determinar la capacidad de carga de los suelos;
- d).- calidad de los materiales. Para determinar si son adecuados para usarlos en la construcción.

Siendo estos factores determinantes garantizan, satisfactoriamente, la vida útil del pavimento.

RECOMENDACIONES

- 1.- Previo a la construcción del pavimento, se deben realizar los trabajos de reparación, así como la remodelación y cambios en los ramales de las redes de agua potable y drenaje, para que en el futuro no causen problemas al pavimento.
- 2.- En la realización del proyecto de pavimentación de la vía principal del municipio, es conveniente la supervisión de la construcción del pavimento para garantizar su periodo de diseño.
- 3.- El mantenimiento periódico de los tragantes será necesario para obtener una mejor evacuación de las aguas pluviales.
- 4.- Para obtener mayor ancho de calzada es conveniente que la municipalidad trace un alineamiento patrón que se tomará como base para la construcción de viviendas futuras.

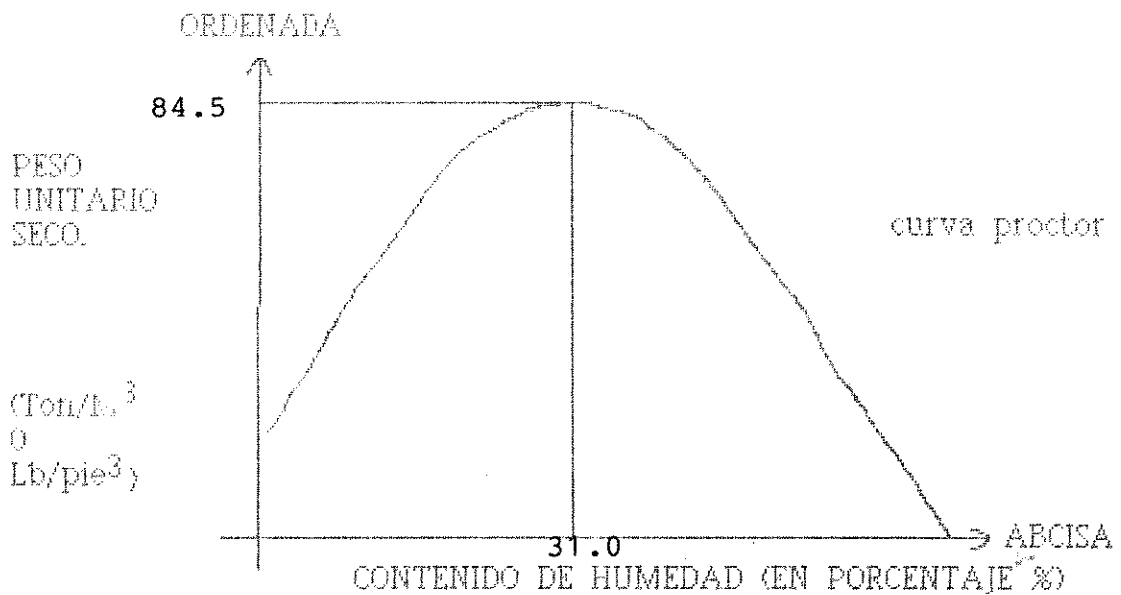
BIBLIOGRAFIA

- AMERICAN CONCRETO INSTITUTE. Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI 318-83) y comentarios. Traducido por el instituto mexicano del cemento y del concreto. Segunda edición. México: editorial Noriega Limusa. 1,988
- ANCKERMAN ALVAREZ, ENRIQUE. Manual de laboratoristas de suelos en construcción de carreteras. Tesis de graduación de ingeniero civil, facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1,965.
- BOWLES, JOSEPH E. Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil. Traducido por Aquiles Arrieta G. México: Editorial McGraw Hill. 1,973.
- DIRECCION GENERAL DE CAMINOS, MINISTERIO DE COMUNICACIONES Y OBRAS PUBLICAS. Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes. República de Guatemala, impreso industriales. 1,975.
- GARCIA NAJERA, CESAR ABIGAIL. Diseño de pavimentos en la colonia Saravia zona 5. Tesis de graduación de ingeniero civil, facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1,989.
- MEJIA GOMEZ, HUGO ABAD. Diseño de Pavimentos Rígido para Dos vías de Acceso Principal, al Municipio de el Progreso, Departamento de Jutiapa. Tesis de graduación de ingeniero civil, facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1,996.
- REINER HOSTNIG. Monografía del Municipio de San Juan Ostuncalco. Quetzaltenango, 1,991.
- WILLEMSEN DIAS, EDGAR. Construcción de Pavimento de Concreto. Tesis de graduación de ingeniero civil, facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1,954.

ANEXO 1
VALORES DE LABORATORIO DE SUELO

	MUESTRA No. 1	MUESTRA No. 2
CBR al 95% de compactación	15	21
Indice de grupo	10	6
Límite líquido	60.0	51.0
Indice de plasticidad	15.2	11.2
Equivalente de arena	7.6%	7.6%

**PESO UNITARIO SECO MAXIMO
Y CONTENIDO ÓPTIMO DE HUMEDAD.**



Vo. Bo. *P. Roberts Montañez*

SUPERVISORA
PROYECTO: Tramo Quetzaltenango-San Juan Ostuncalco
Quetzaltenango-San Carlos Sija-CA-1 Occidente
DELEGADO RESIDENTE

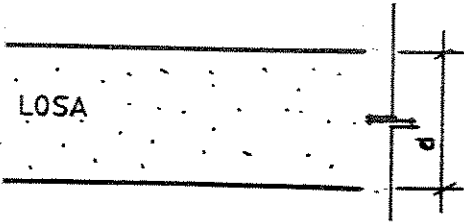
ANEXO No 2
HOJA DE CONTROL PARA TRANSITO CLASIFICADO
Volúmen horario de tránsito clasificado

Estación: 214+00 Día: 12 Mes: 6 Año: 96 Ciclo: Ruta: Quetgo-Ost. Km: 214

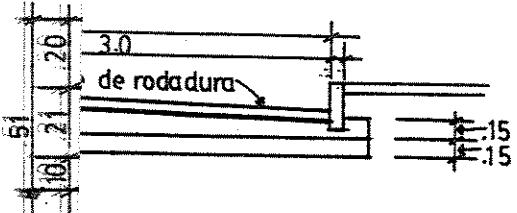
HORA	TIPO DE VEHICULO								T.D.V.	%
	1	2	3	4	5	6	7	8		
07-08	99	133	47	2	8	37	1		326	
08-09	87	175	60	2	6	32			362	
09-10	71	167	53	6	10	37			334	
10-11	80	139	68	5	7	27			326	
11-12	83	155	53	2	5	23			321	
12-13	112	141	62	2	11	33			361	
13-14	76	171	55	7	15	33			357	
14-15	75	138	51	3	10	26			303	
15-16	80	196	48	5	16	36			381	
16-17	100	213	52	5	24	32			426	
17-18	100	182	46	2	12	28			370	
18-19	79	113	28	3	8	8			239	
19-20	51	55	15	1	8	4			134	
20-21	40	38	11	0	8	2			99	
21-22	24	22	3	0	4	1			54	
22-23	8	7	3	0	1	1			20	
23-00	2	2	2	0	1	0			7	
00-01	0	0	4	0	0	0			4	
02-03	1	3	0	0	0	0			4	
03-04	1	5	3	0	3	4			16	
04-05	3	14	3	1	3	5			29	
05-06	4	54	17	3	5	7			90	
06-07	34	102	37	3	15	42			233	
TOTAL	1210	2225	721	52	180	408			4796	

CLAVE: Automóviles, páneces y Jeeps; 2. Pick-ups; 3. Camiones medianos (de dos ejes); 4. Camión de tre ejes o más; 5. TS; 6. Microbuses 7. buses; 8. Otros.
Nomenclatura: T.D.V. TOTAL DE VEHICULOS.

LOSA



≡



EXIBLE

E.P.S FAC.INGENIERIA U.S.A.C
MUNICIPALIDAD OSTUNCALCO

DEÑO: EG.

GABARITO TIPICO

DEÑO: EG.

DEL PROYECTO.

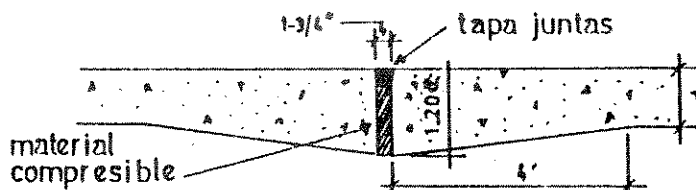
SC:INDICADA

VISO:

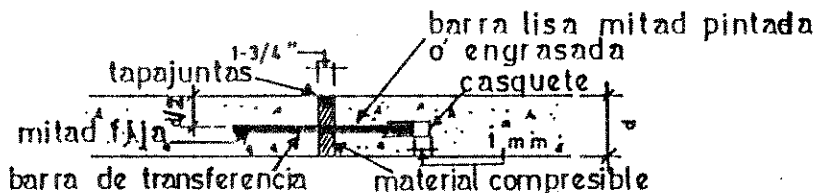
805107996

V. B. SUPERVISOR V. B. ALCALDE

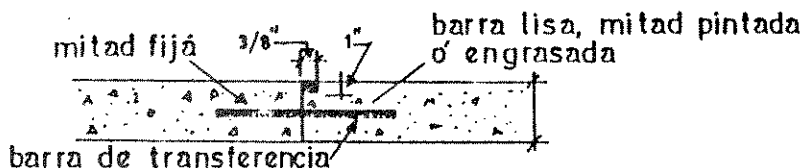
DETALLE DE JUNTAS TÍPICAS DE PAVIMENTOS DE CONCRETO



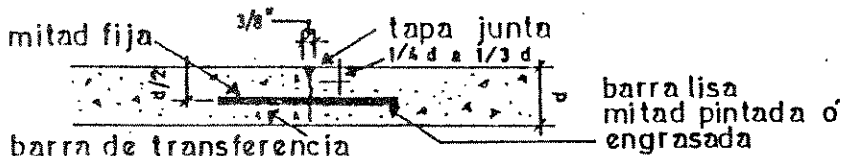
a) JUNTA DE EXPANSION CON BORDES LIBRES



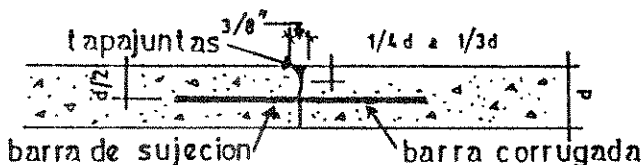
b) JUNTA DE EXPANSION CON BARRA DE TRANSFERENCIA



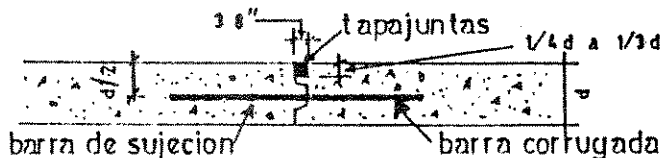
c) JUNTA DE CONTRACCION A TOPE, SIN Y CON BARRA DE TRANSFERENCIA EN SISTEMA DE CONSTRUCCION ALTERNO



d) JUNTA DE CONTRACCION DE SECCION DEBILITADA, SIN Y CON BARRA DE TRANSFERENCIA EN SISTEMA DE CONSTRUCCION CONTINUO



e) JUNTA DE ARTICULACION DE SECCION DEBILITADA, SIN Y CON BARRA DE SUJECION EN SISTEMA DE CONSTRUCCION CONTINUO, EN DOS TROCHAS



f) JUNTA DE ARTICULACION CON DIENTE Y RANURA, Y CON BARRA DE SUJECION EN SISTEMA DE CONSTRUCCION ALTERNADO Y CONTINUO

$$\mu_{7B} = -0.203$$

Por poseer el marco simetría en carga y geometría no ocurre desplazamiento horizontal.

Momentos de empotramiento fijo para cargas de trabajo: muerta más viva.

Nivel II:

$$MF_{34} = -2.40 \text{ Ton-m}$$

$$MF_{43} = 2.40 \text{ Ton-m}$$

$$MF_{46} = -2.40 \text{ Ton-m}$$

$$MF_{64} = 2.40 \text{ Ton-m}$$

Nivel I:

$$MF_{25} = -5.40 \text{ Ton-m}$$

$$MF_{52} = 5.40 \text{ Ton-m}$$

$$MF_{57} = -5.40 \text{ Ton-m}$$

$$MF_{75} = 5.40 \text{ Ton-m}$$

Todos los momentos anteriores se calculan por medio de la ecuación (2-5):

$$MF_{ik} = 1/12(wl^2) \quad (2-5)$$

$P = 11.50 \text{ Ton} \downarrow$ que para efectos de análisis se considera aplicada en el nudo 4 y que representa la acción del marco transversal intermedio.

En la página siguiente, se muestra el marco con las cargas verticales que actúan sobre él.

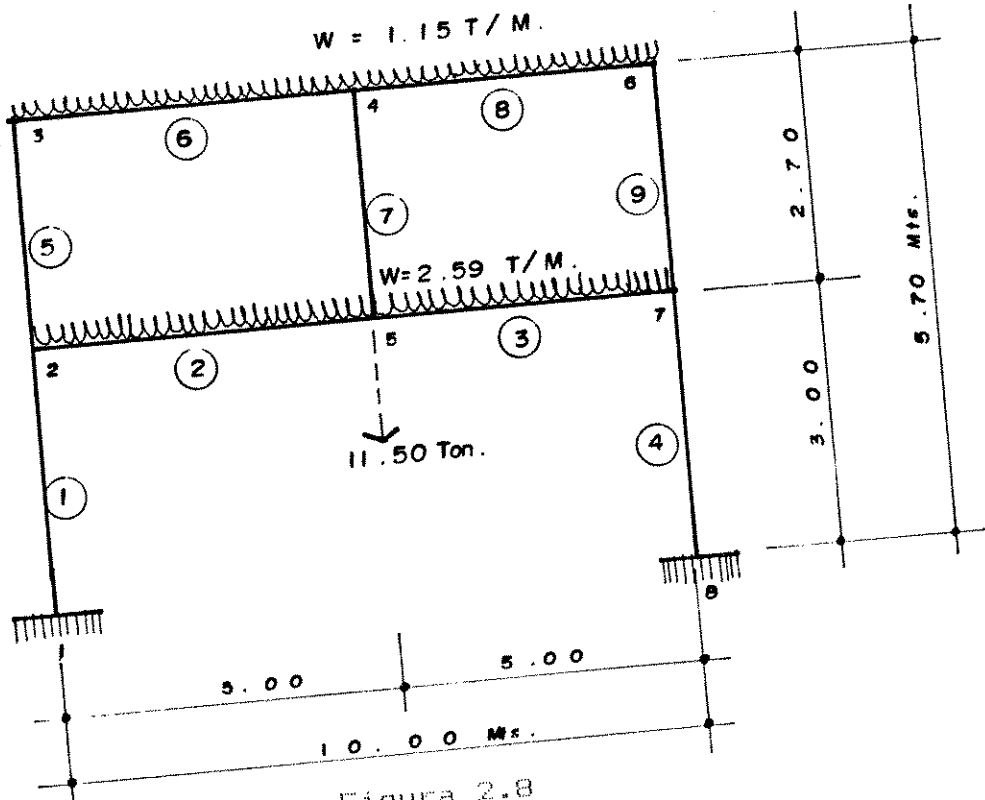


Figura 2.8
Marco simétrico
Cargas verticales aplicadas

Momentos de Sujeción

Los momentos de sujeción se calculan utilizando la ecuación (2-6):

$$M_s = \sum MF \text{ en el nudo} \quad (2-6)$$

Cálculo para los nudos 2 y 3:

$$M_{s2} = 0.00 + 0.00 - 5.40 = -5.40 \text{ Ton-m}$$

$$M_{s3} = 0.00 - 2.40 = -2.40 \text{ Ton-m}$$

$$M_{s4} = 2.40 - 2.40 = 0.00 \text{ Ton-m}$$

$$M_{s5} = 5.40 - 5.40 = 0.00 \text{ Ton-m}$$

$$M_{s6} = 2.40 + 0.00 = 2.40 \text{ Ton-m}$$

$$M_{s\rightarrow} = 5.40 + 0.00 + 0.00 = 5.40 \text{ Ton-m}$$

Los parámetros obtenidos en los incisos anteriores, se trasladan a la hoja de cálculo No. 1. Las sucesivas influencias del giro de los nudos a los momentos M'_{ik} se determinan por iteraciones de la ecuación (2-7).

$$M'_{ik} = \mu_{ik}(M_s + \sum M'_{ki}) \quad (2-7)$$

siguiendo de un nudo a otro, hasta obtener la aproximación deseada.

La primera iteración para los nudos 2 y 3 es:

Nudo 2:

$$M'_{21} = -0.203(-5.40 + 0.00 + 0.00 + 0.00) = 1.10 \text{ Ton-m}$$

$$M'_{25} = -0.074(-5.40 + 0.00 + 0.00 + 0.00) = 0.40 \text{ Ton-m}$$

$$M'_{23} = -0.223(-5.40 + 0.00 + 0.00 + 0.00) = 1.20 \text{ Ton-m}$$

Nudo 3:

$$M'_{32} = -0.462(-2.40 + 1.20 + 0.00) = 0.55 \text{ Ton-m}$$

$$M'_{34} = -0.038(-2.40 + 1.20 + 0.00) = 0.04 \text{ Ton-m}$$

... hasta calcularla para el nudo 7.

La segunda iteración para los nudos 2 y 3 es:

Nudo 2:

$$M'_{21} = -0.203(-5.40 + 0.55 - 0.02 + 0.00) = 0.99 \text{ Ton-m}$$

$$M'_{25} = -0.074(-5.40 + 0.55 - 0.02 + 0.00) = 0.36 \text{ Ton-m}$$

$$M'_{23} = -0.223(-5.40 + 0.55 - 0.02 + 0.00) = 1.09 \text{ Ton-m}$$

Nudo 3:

$$M'_{32} = -0.462(-2.40 + 1.09 - 0.01) = 0.61 \text{ Ton-m}$$

$$M'_{34} = -0.038(-2.40+1.09-0.01) = 0.05 \text{ Ton-m}$$

.
. .
.

hasta calcularla para el nudo 7; de igual forma se calculan las restantes iteraciones hasta llegar, en el presente caso, a la cuarta iteración.

Sumando los momentos de empotramiento en los extremos de las barras M_{ik} con la influencia de los giros, se obtienen los momentos definitivos de los extremos de cada barra. Así, para un extremo de la barra $i-k$ se obtiene la ecuación (2-8):

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} \quad (2-8)$$

aplicada esta ecuación a los nudos 4 y 5 se establece que sus momentos finales son:

Nudo 4:

$$M_{43} = 2.40 + 2(0.00) + 0.05 = 2.45 \text{ Ton-m}$$

$$M_{45} = 0.00 + 2(0.00) + 0.00 = 0.00 \text{ Ton-m}$$

$$M_{46} = -2.40 + 2(0.00) - 0.05 = -2.45 \text{ Ton-m}$$

Nudo 5:

$$M_{52} = 5.40 + 2(0.00) + 0.35 = 5.75 \text{ Ton-m}$$

$$M_{54} = 0.00 + 2(0.00) + 0.00 = 0.00 \text{ Ton-m}$$

$$M_{57} = -5.40 + 2(0.00) - 0.35 = -5.75 \text{ Ton-m}$$

los demás momentos finales para los restantes nudos calculados en forma similar, aparecen en la hoja de cálculo No. 1.

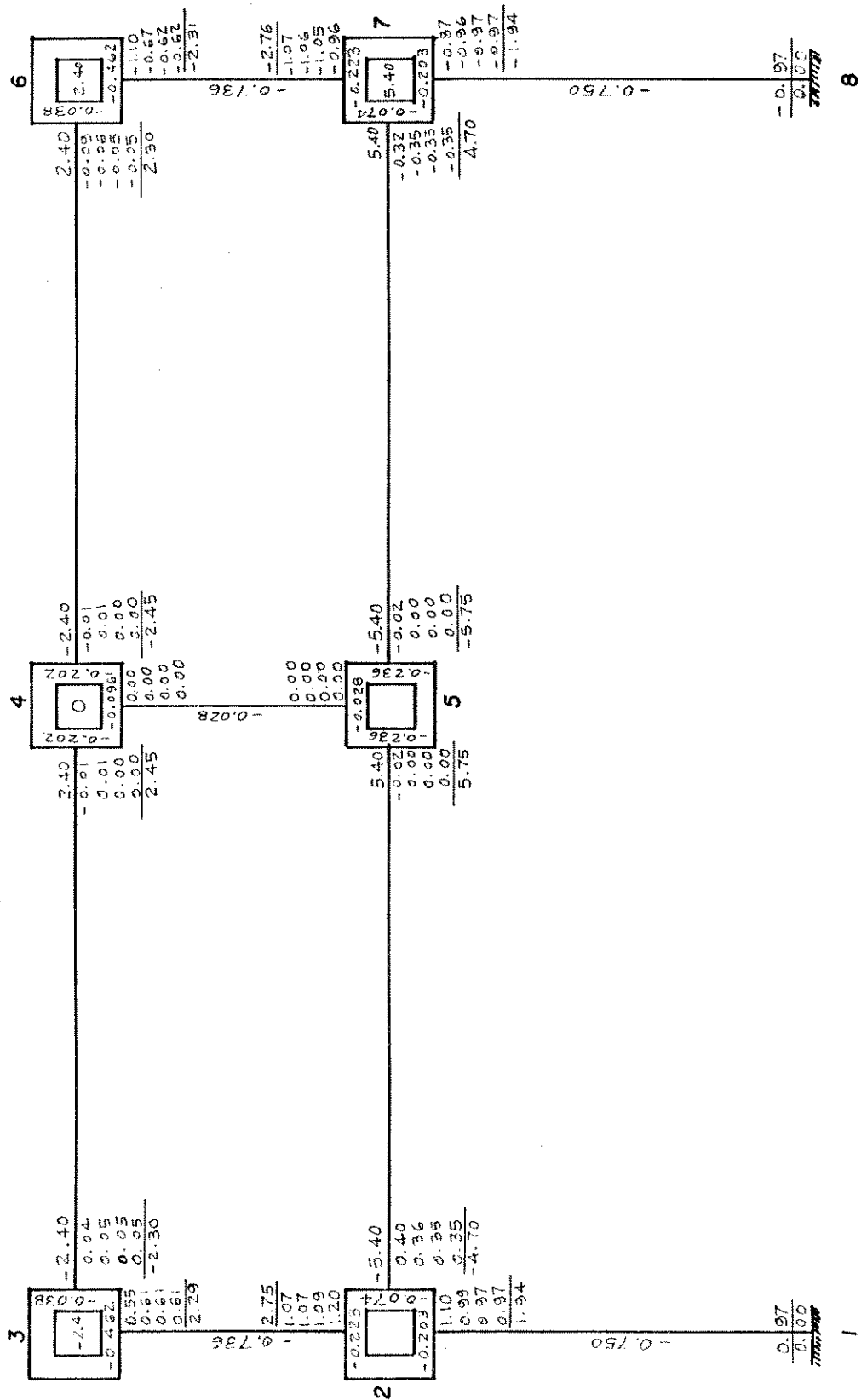
separados de las influencias de giros por una línea horizontal pequeña.

Los momentos finales indicados en la hoja de cálculo No. 1, son correctos si no se efectúa desplazamiento de ningún nudo, lo que en el presente caso no es cierto, ya que el nudo 5 deflecta verticalmente, por efecto de la carga muerta; si a eso se agrega la influencia de carga puntual sobre el mismo, de la columna intermedia del segundo nivel, es obvio la existencia del desplazamiento vertical.

Si el Nivel II del marco, se descompone en cuerpos libres, el resultado es el mostrado en la Figura 2.9.

El análisis de este diagrama indica que si los momentos de este balance existen en el marco, está presente una fuerza de $2.90+2.90+6.68+6.68+11.50 = 30.66$ Ton., que tiende a flexionar el marco hacia abajo. Con objeto de evitar el movimiento vertical que permitiría la existencia de estos momentos, (en forma temporal y para propósito del análisis), es necesario considerar una fuerza vertical de fijación actuando hacia arriba en el nudo 5. Esta fuerza de fijación se muestra en la figura 2.10 y se le designa con la letra V.

—HOJA DE CÁLCULO No. 1—
MOMENTOS PRODUCIDOS POR CARGAS Y TRAZADO
MÉTODO DE KANI



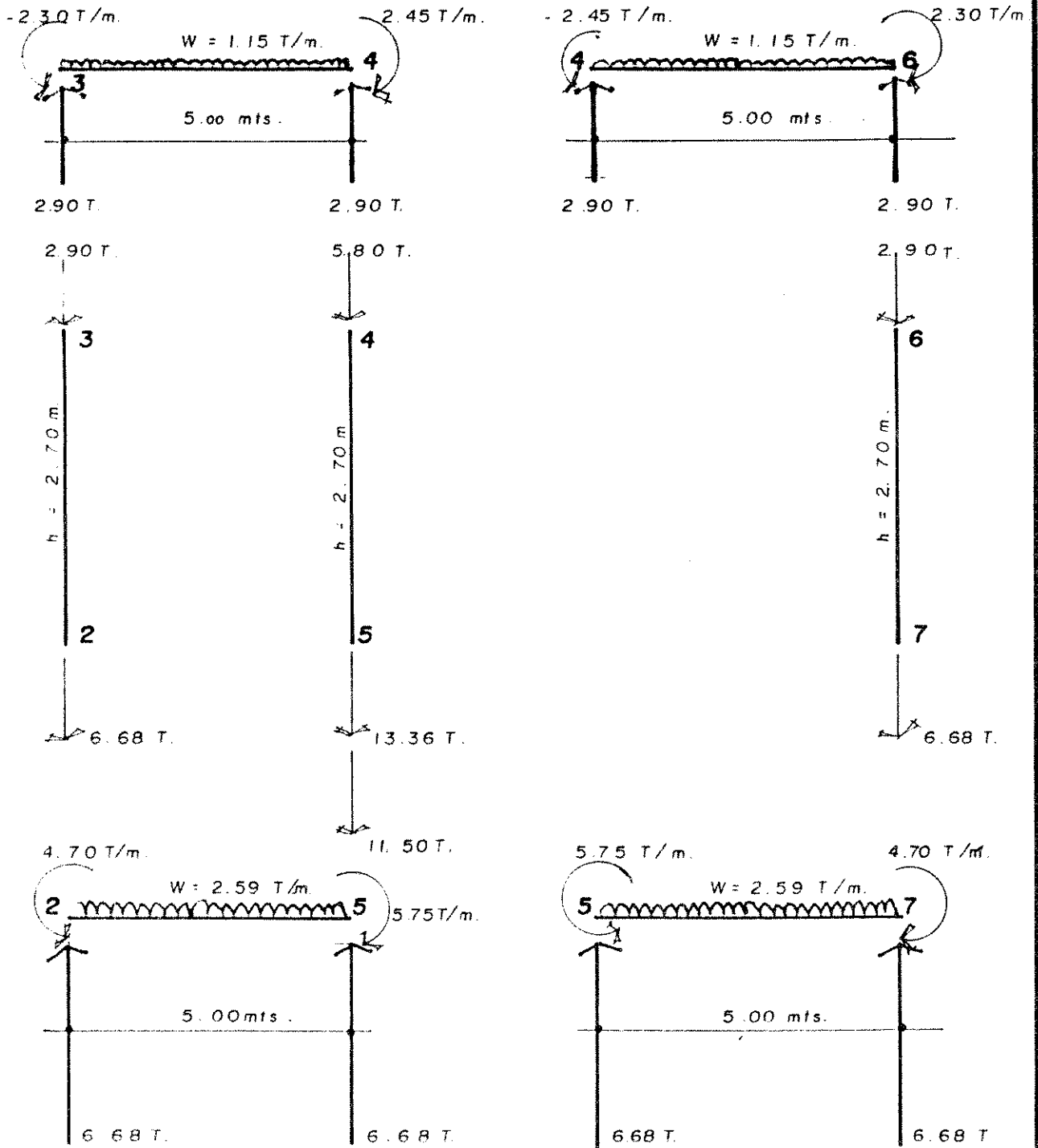


Figura 2.9

DIAGRAMA DE CUERPOS LIBRES NIVEL II

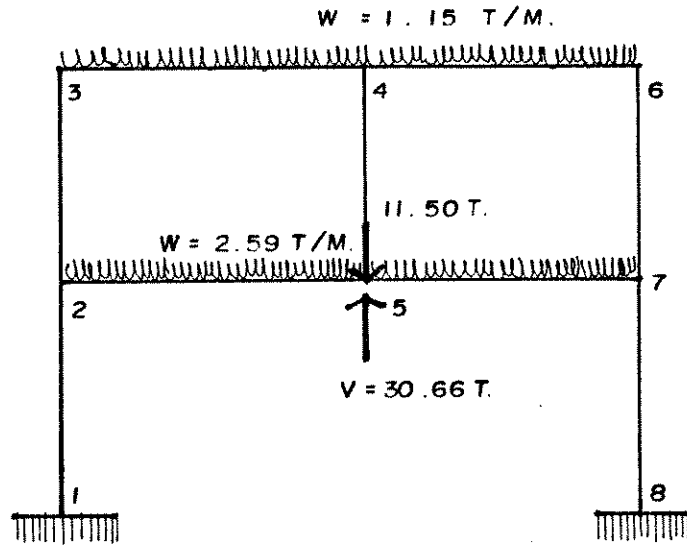


Figura 2.10
Aplicación de la fuerza de fijación V

Esta ilustración muestra el sistema de cargas completo que ha de aplicarse a la estructura para que los momentos finales del balance efectuado sean correctos. La V , sin embargo, no puede permanecer, por lo que deben cancelarse sus efectos. Esto puede lograrse encontrando los momentos resultantes en el marco por una fuerza igual y opuesta a V y aplicada en el nudo 4, como se ilustra en la figura 2.11:

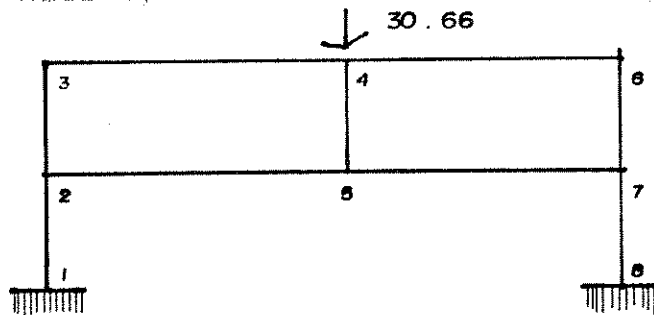


Figura 2.11
Fuerza igual y opuesta a V aplicada en el nudo 4.

Aunque no es posible efectuar una solución directa para los momentos resultantes de esta fuerza, pueden determinarse indirectamente. Supóngase que se aplica una fuerza desconocida V' a la estructura, como lo ilustra la figura 2.12,

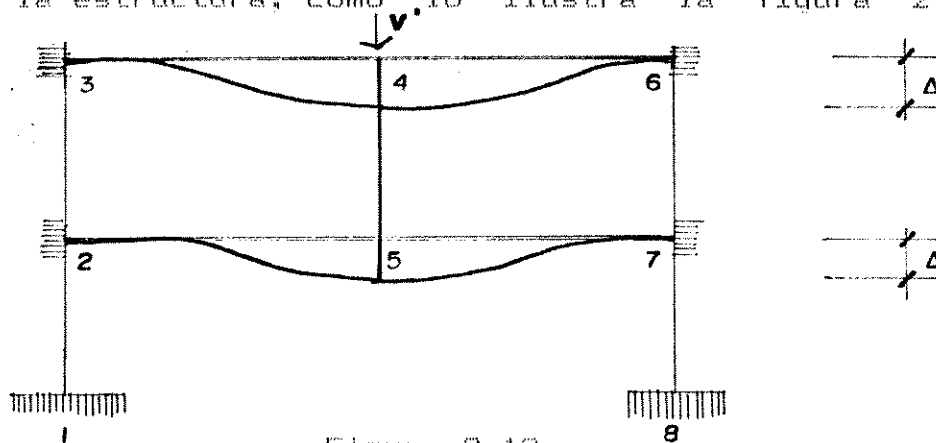


Figura 2.12

Aplicación de una fuerza desconocida V' a la estructura.

que causa la deflexión vertical hacia abajo del marco, sin rotación de nudos, una distancia Δ . Ahora, independientemente del valor de V' y el valor de Δ resultante, los momentos de empotramiento inducidos en los extremos de las vigas deben ser proporcionales a los valores respectivos de K .

Estos momentos de empotramiento pueden tener cualquier combinación de valores, siempre que la relación se conserve. El procedimiento apropiado es el de elegir valores para estos momentos de empotramiento, de aproximadamente el mismo orden de magnitud que los momentos originales de empotramiento debidos a las cargas reales. Esto resultará en la misma exac-

titud en el balance para la corrección del movimiento vertical, que la que se obtuvo en el primer balance para las cargas verticales. En consecuencia, se supondrá que V' y la resultante, son de magnitudes tales, que resulten en los momentos de empotramiento mostrados en la Figura 2.13

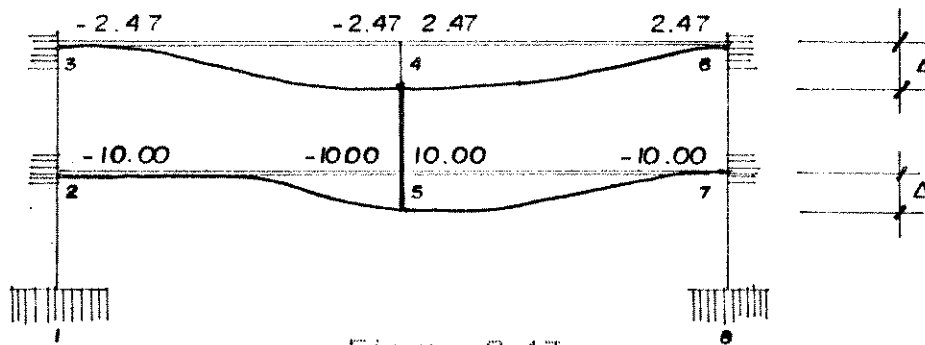


Figura 2.13

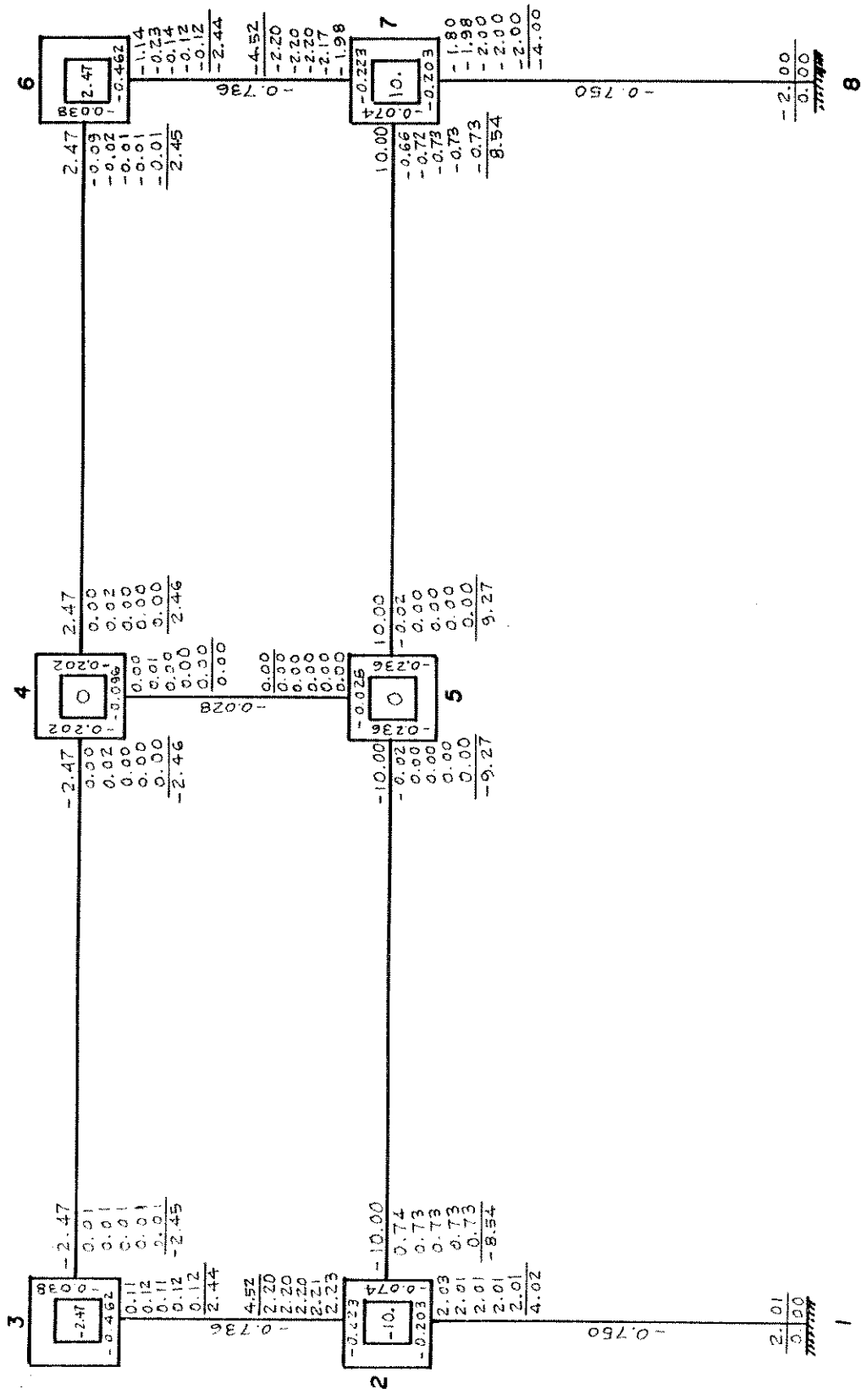
Momentos aplicados para la corrección del movimiento vertical

Es obvio que la condición $\Sigma M = 0$ no se satisface para los nudos 2, 3, 6 y 7 en el marco flexionado. Por lo tanto, estos nudos deben girar hasta que se logra el equilibrio. El efecto de esta rotación está determinado en la hoja de cálculo No. 2.

Como todos los datos empleados en la hoja de cálculo No. 2, para el cálculo del balance de momentos por el método de Kani, fueron ya explicados, se continúa con el razonamiento y análisis de los resultados obtenidos.

Durante la rotación de los nudos 2, 3, 6 y 7, según se representa en el balance, en la hoja de cálculo, el valor

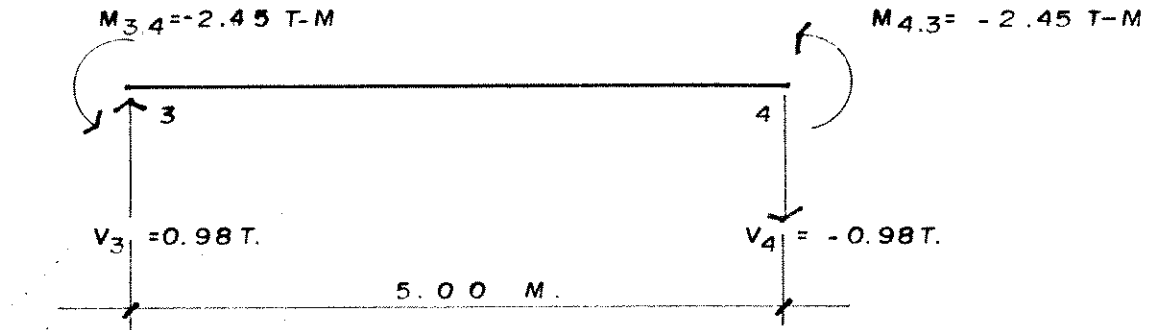
HOJA DE CÁLCULO No. 2
 MOMENTOS INDUCIDOS POR UNA FUERZA V QUE CAUSA LA DEFLECCIÓN
 VERTICAL DEL VARGO APLICACIÓN MÉTODO DE KANI



de Δ ha permanecido constante, variando V' en magnitud según se requiera para mantener Δ .

Es ahora posible determinar el valor final de V' , simplemente sumando los cortes en las vigas, haciendo para ello diagramas de cuerpo libre de las mismas, de la manera mostrada en la figura 2.14, obteniendo el siguiente valor para V' :

VIGA 34 :



VIGA 46:

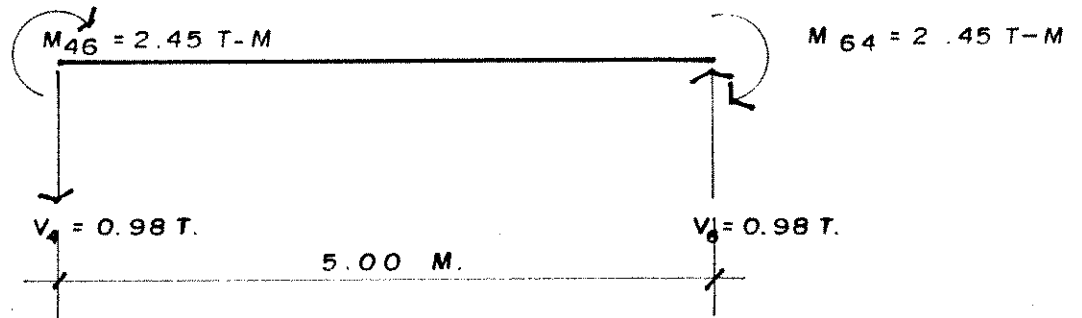
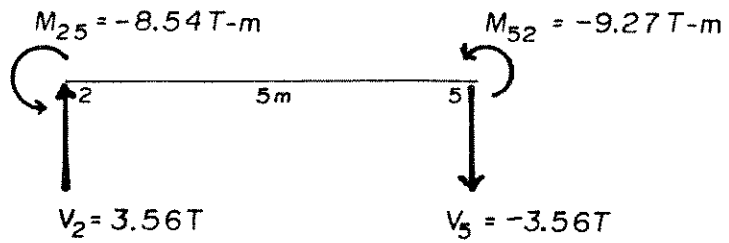


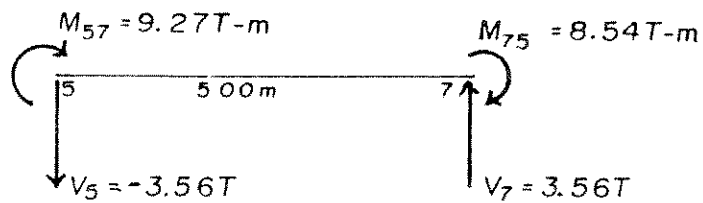
Figura 2.14
 Diagramas de cuerpo libre resultantes en el nivel II
 al aplicar los momentos de corrección.

NIVEL I
VIGAS DEL ENTREPISO

Viga 25



Viga 57



RESUMEN DE CORTES EN VIGAS

$$V_2 = 3.56 T$$

$$V_5 = -3.56 T - 3.56 T = -7.12 T$$

$$V_7 = 3.56 T$$

Figura 2.15
Diagramas resultantes de Cuerpo Libre en el nivel I
al aplicar los momentos de Corrección

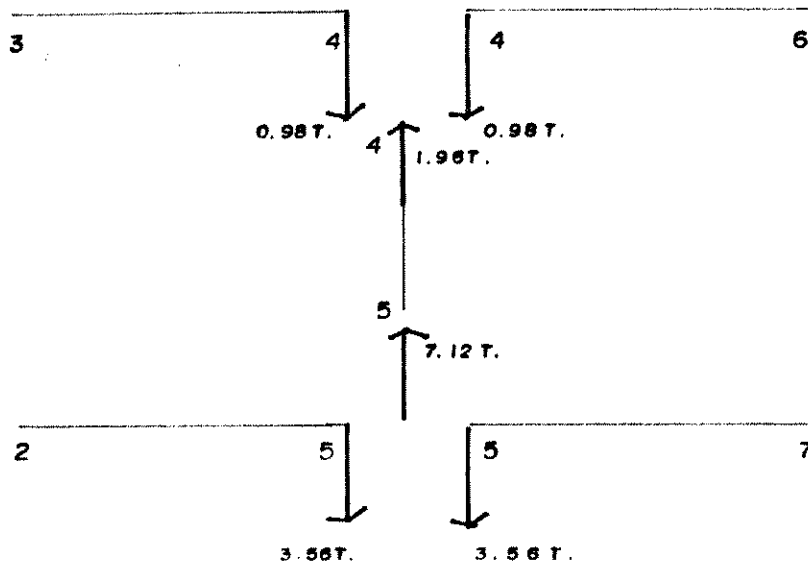


Figura 2.16
 Acciones resultantes sobre la columna intermedia 45.

El valor final de V' es la fuerza necesaria para mantener la deflexión del marco, después que los nudos han girado. En otras palabras, es la fuerza que será congruente con el desplazamiento y momentos internos de la estructura, según han sido determinados por la segunda operación de balanceo. Luego, este valor final de V' será llamado la Fuerza Congruente de Nudo (FCN).

La fuerza congruente de nudo está dada por

$$FCN = 0.98 + 0.98 + 3.56 + 3.56 = 9.08 \text{ Ton}$$

y la inspección indica claramente que la FCN debe actuar hacia arriba.

Es obvio pues, que los resultados del último balance son momentos que existirán en el marco cuando actúa una fuerza de 9.08 Ton.. hacia arriba en el nudo 5. Es necesario, sin embargo, determinar los momentos resultantes de una fuerza de 30.66 Ton. aplicada hacia abajo en el nudo 4 y se usará un factor "y", aún desconocido que, multiplicado por 9.08 Ton., se use para representar esta fuerza actuando hacia arriba.

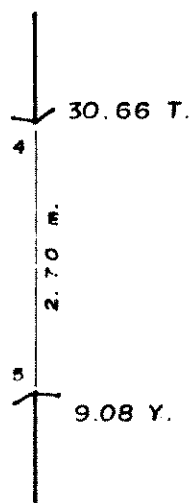


Figura 2.17
Fuerzas actuando en la columna intermedia 45.

En el cuerpo libre para la columna intermedia 45 del segundo nivel, debe satisfacerse la condición $\sum F_y = 0$. Si se consideran positivas las fuerzas dirigidas hacia arriba, se tiene:

$$9.08y - 30.66 = 0.00$$

$$9.08y = 30.66$$

$$y = 3.38$$

Si este factor $y = 3.38$ se aplica a los momentos obtenidos del segundo balance, los resultados serán los momentos causados por una fuerza de 30.66 Ton., actuando hacia abajo en el nudo 4. Si estos momentos se agregan ahora a los momentos obtenidos del primer balance, el resultado serán los finales para el marco, habiéndose cancelado el efecto de la fuerza de fijación. Esta adición de momentos y los resultados finales se muestran a continuación:

Tabla 2.4 Momentos finales obtenidos por el Método de Kani.

Nudo	Miembro	Moms. 1er. Balance	y *Moms. 2do. Balance	Moms. Finales.
1	1-2	0.97	6.79	7.76
2	2-3	2.75	15.28	18.03
2	2-5	-4.70	-28.86	-33.56
2	2-1	1.94	13.59	15.53
3	3-2	2.29	8.28	10.57
3	3-4	-2.30	-8.27	-10.57
4	4-3	2.45	-8.31	-5.86
4	4-5	0.00	0.00	0.00
4	4-6	-2.45	8.31	5.86
5	5-2	5.75	-31.33	-25.58

Continuación Tabla 2.4

Nudo	Miembro	Moms. 1er. balance	y*Moms. 2do. balance	Moms. Finales
5	5-4	0.00	0.00	0.00
5	5-7	-5.75	31.33	25.58
6	6-4	2.30	-8.28	10.58
6	6-7	-2.30	-8.28	-10.58
7	7-5	4.70	28.86	33.56
7	7-6	-2.75	-15.28	-18.03
7	7-8	-1.94	-13.59	-15.53
8	8-7	-0.97	-6.76	-7.73

La dirección de la deformación vertical puede determinarse del hecho obvio que el marco siempre se desplazará en la dirección opuesta a V . El objetivo principal planteado en esta tesis, es establecer la magnitud del desplazamiento vertical. El proceso que se indica en seguida puede aplicarse: En la figura No. 2.10 se ha aplicado al marco una fuerza V de magnitud suficiente para resultar en los momentos de viga y la desviación Δ indicados, en la figura 2.13. Durante el segundo balance este valor de Δ se ha conservado constante, mientras se permitía la rotación de los nudos 2, 3, 6 y 7, haciendo variar a V' según se hiciera necesario. El valor final de V' se encontró como 9.08 Ton. Puesto que Δ se mantuvo constante, puede determinarse su valor por la ecuación

$M = 6EI\Delta / L^2$, donde M es el momento de empotramiento para cualquier viga de la figura 2.9.

Magnitud de Δ en el nudo 5:

En la ecuación $M = 6EI\Delta / L^2$ puede escribirse Δ en función de las demás variables:

$\Delta = NL^2 / 6EI$ y sustituyendo valores se obtiene,

$$\Delta_5 = 25.55E5(500)^2 / (6 * 217.370 * 1,054,687.50) = 0.4644 \text{ cm.}$$

Magnitud de Δ en el nudo 4:

$$\Delta_4 = 5.82E5(500)^2 / (6 * 217370 * 260.416.667) = 0.4284 \text{ cm.}$$

Concluye así, el análisis para el marco simétrico, por el Método de Kani para cargas verticales. A continuación se incluyen dos figuras con los resultados obtenidos.

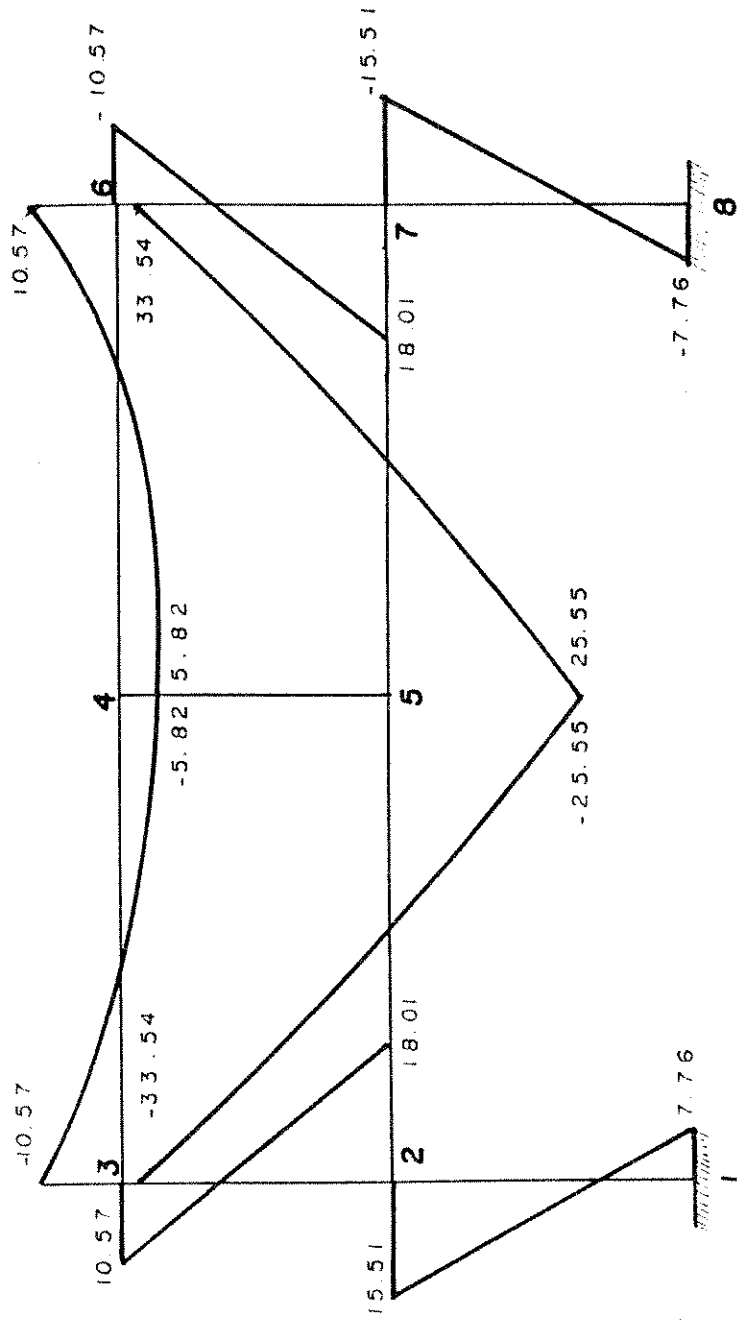


FIGURA 2.18

DIAGRAMAS DE MOMENTOS POR CARGAS DE TRABAJO, CARGA MUERTA + CARGA VIVA (Tons-mt) CÁLCULO POR EL MÉTODO DE KANI.

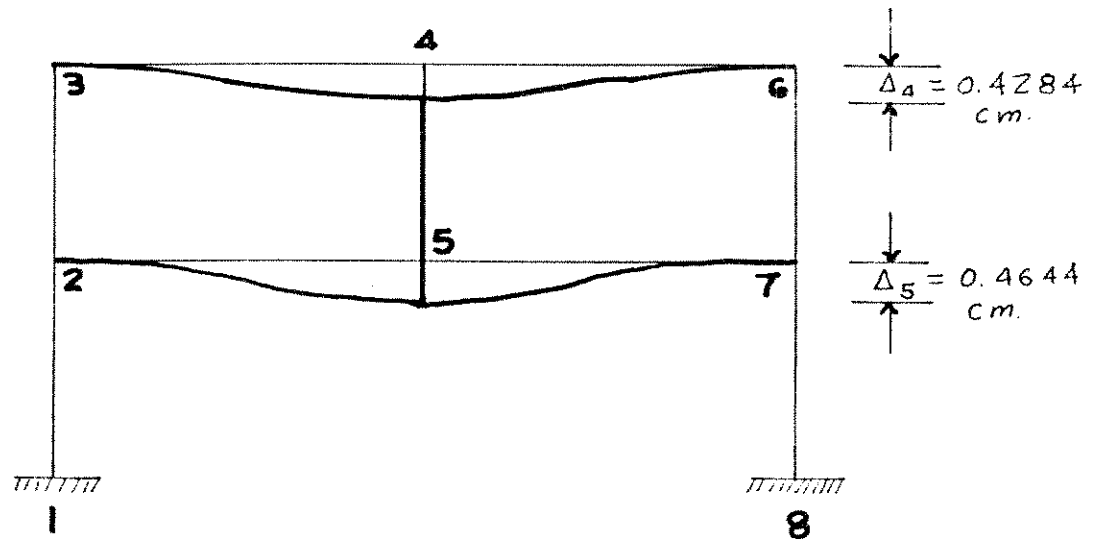


FIGURA 2.19
 Deformación Vertical de los nudos 4 y 5

2.2.1 Análisis por sismo para el Marco simétrico aplicando el método de Kani.

De acuerdo a los objetivos de la presente tesis, es necesario el análisis por sismo, se hace para cuando actúa de izquierda a derecha, dejando al lector la comprobación de su acción cuando lo hace de derecha a izquierda.

El cálculo de los momentos debidos a cargas verticales se hizo en forma manual, éste, por sismo, se hace utilizando un programa para calculadoras de bolsillo HP 41CV, desarrollado en la Tesis de graduación ANALISIS ESTRUCTURAL PROGRAMADO EN CALCULADORA DE BOLSILLO del Ing. Tomás Moscoso Caminade. La evolución tecnológica no puede ser ignorada ni estar alejada del que hacer profesional, en momentos que la precisión y la economía en tiempo son factores importantes en el desarrollo de un proyecto.

De los cálculos hechos con anterioridad se sabe, que las fuerzas debidas al sismo son.

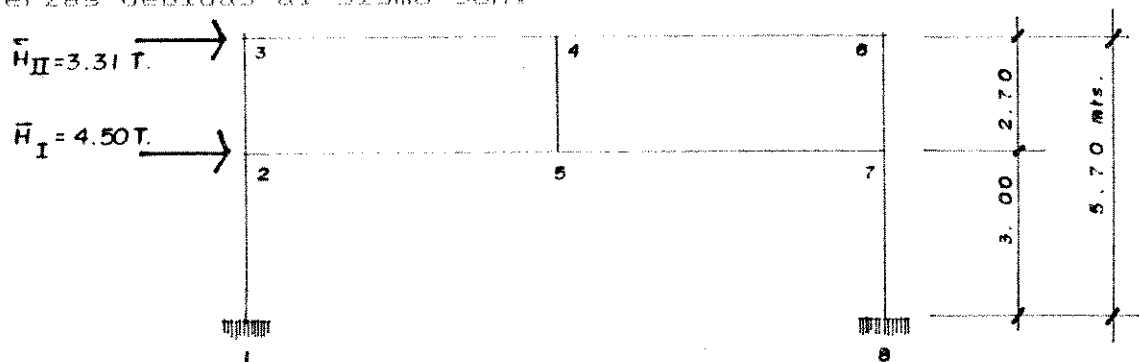


Figura 2.20
Fuerzas sísmicas actuando de izquierda a derecha

que dan origen a las fuerzas cortantes de piso:

$$QII = 3.31 \text{ Ton.}$$

$$QI = 7.81 \text{ Ton.}$$

y a los momentos de piso

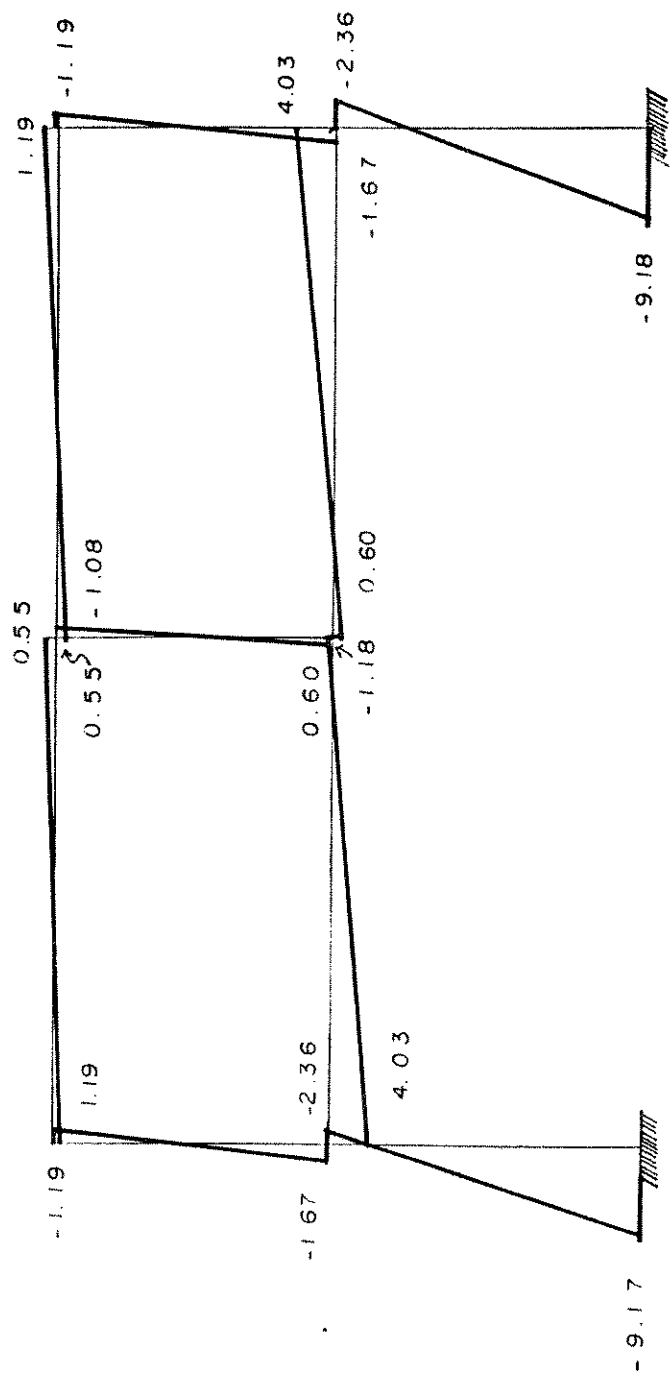
$$MII = (3.31 * 2.70) / 3 = 2.98 \text{ Ton-m} \quad 3.00 \text{ Ton-m}$$

$$MI = (7.81 * 3.00) / 3 = 7.81 \text{ Ton-m}$$

con estos valores y los factores de giro y corrimiento calculados previamente, se construye la hoja de cálculo No.3, cuyos resultados se obtuvieron después de quince iteraciones.

El por qué un número de iteraciones mayor que el efectuado para el análisis por cargas verticales, lo explica la asimetría en carga y en geometría del marco, en el sentido horizontal.

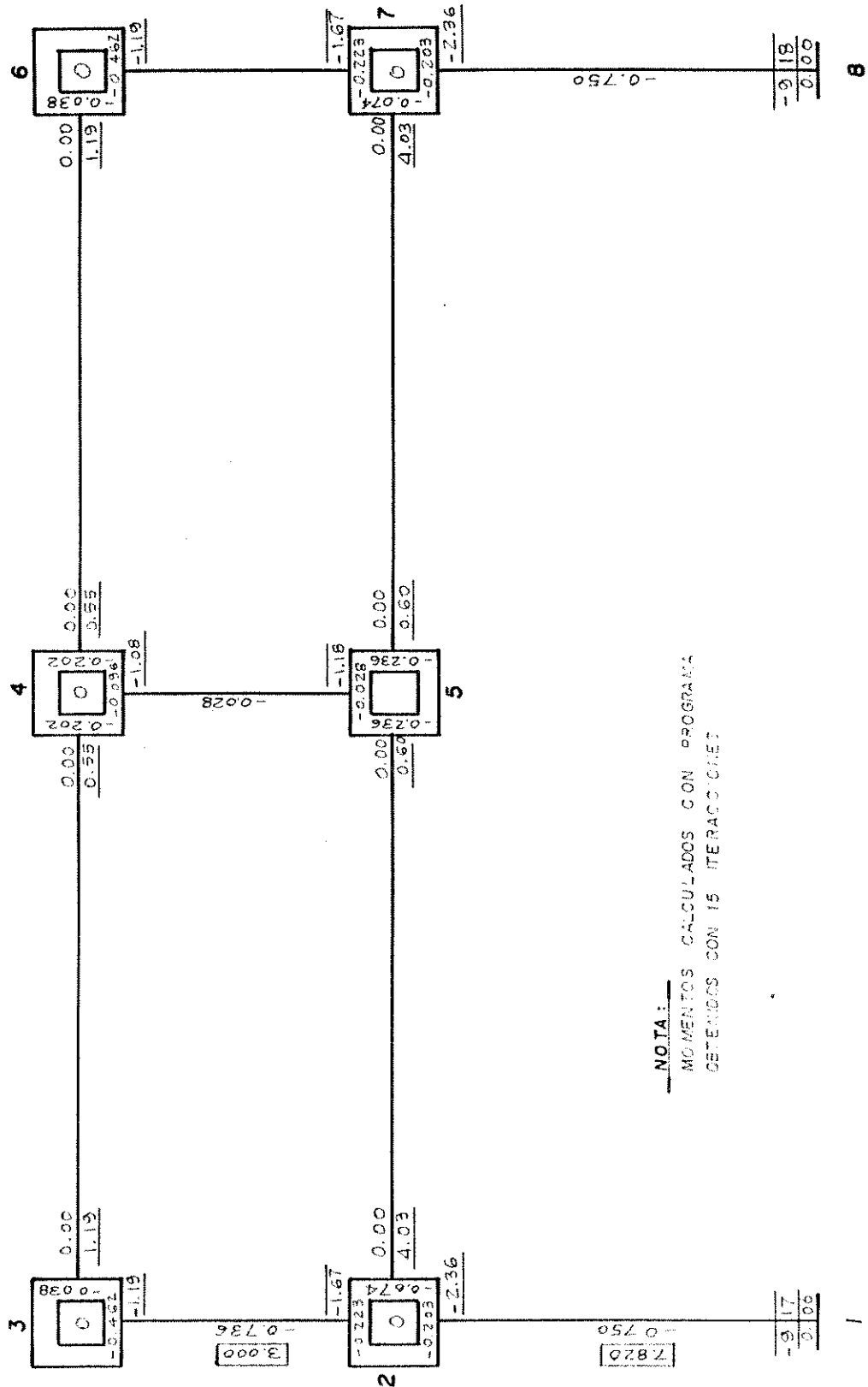
A continuación se muestra el diagrama de momentos, obtenido, en la figura 2.21



F I G U R A 2 . 2 1

DIAGRAMA DE MOMENTOS POR SISMO (Ton-m)
 ACTUANDO DE IZQUIERDA A DERECHA
 CÁLCULO POR EL MÉTODO DE KANI

HOJA DE CÁLCULO No. 3
 MOMENTOS PRODUCIDOS POR SISMO DE IZQUIERDA A DERECHA
 MÉTODO DE KANI



NOTA:
 MOMENTOS CALCULADOS CON PROGRAMA
 OBTENIDOS CON 15 ITERACIONES

2.3 Método de Rigidez

Se reproduce el esquema de las características y acciones a las que está sometido el marco simétrico; para indicar, durante el desarrollo del análisis, la influencia que tienen.

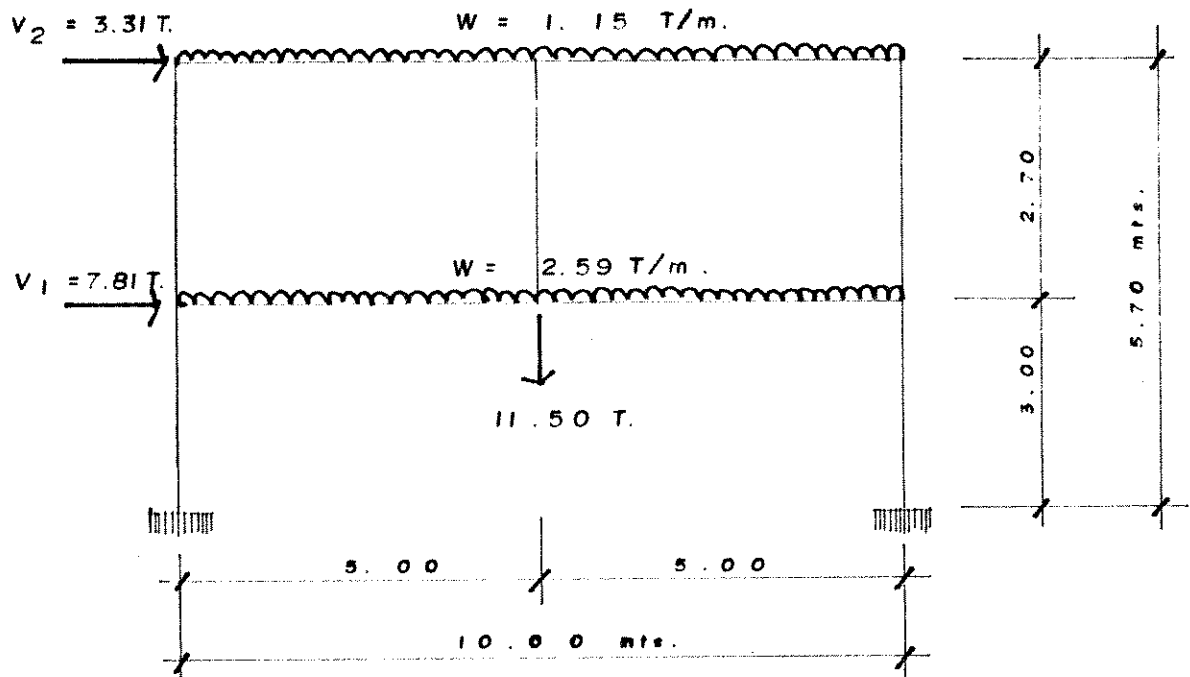


Figura 2.22
Fuerzas verticales y de sismo que actúan sobre el marco Simétrico.

En todo el análisis se usan unidades de Toneladas (Ton.), centímetros (cm.) y radianes. Las ecuaciones utilizadas en esta sección se hallan en la referencia 1, página 292 a página 310.

Los miembros y los nudos se identifican como se indica en la figura 2.23.

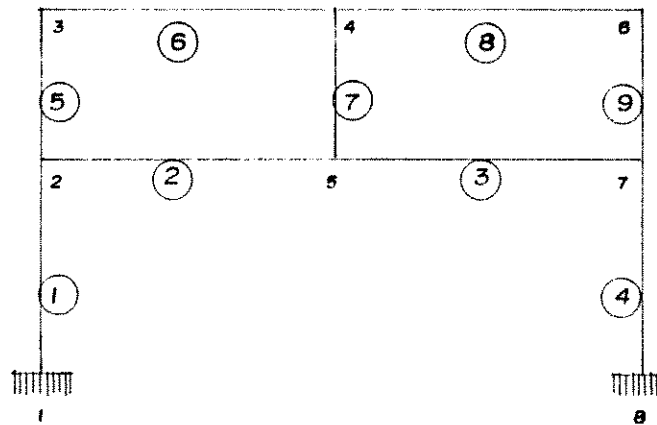


Figura 2.23
Numeración de nudos y miembros del marco

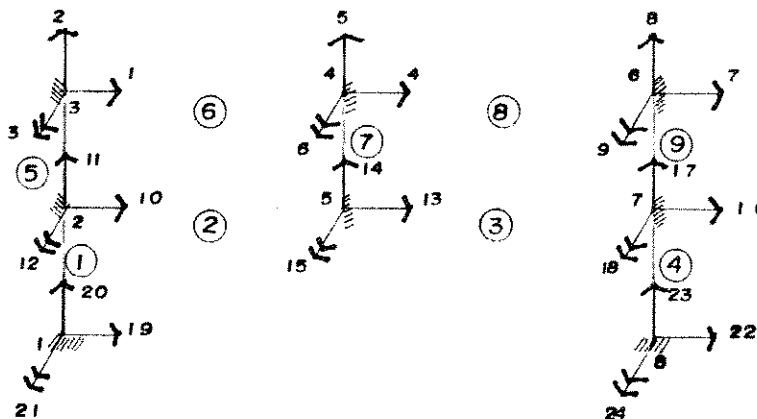


Figura 2.24
Numeración de los desplazamientos.

La información de todos los nudos del marco se resume en la Tabla 2.5, la cual contiene los números de los nudos, coordenadas de los nudos y las condiciones de restricción.

Tabla 2.5 Información de los nudos del marco.

Nudo	Coordenadas (cm)		Lista de restricciones		
	x	y	x	y	z
1	0	0	1	1	1
2	0	300	0	0	0
3	0	570	0	0	0
4	500	570	0	0	0
5	500	300	0	0	0
6	1000	570	0	0	0
7	1000	300	0	0	0
8	1000	0	1	1	1

La información de los miembros del marco se presenta en la tabla 2.6 en la página siguiente.

Tabla 2.6 Información de los miembros del marco

Miembro	Nudo j	Nudo k	(cm ²)	(cm ³)	Longitud (cm)	Cosenos directores	
						C _x	C _y
1	1	2	4200	1,715,000	300	0	1
2	2	5	2250	1,054,687.500	500	1	0
3	5	7	2250	1,054,687.500	500	1	0
4	7	8	4200	1,715,000.000	300	0	-1
5	2	3	4200	1,715,000.000	270	0	1
6	3	4	1250	260,416.667	500	1	0
7	4	5	900	67,500.000	270	0	-1
8	4	6	1250	260,416.667	500	1	0
9	6	7	4200	1,715,000.000	270	0	-1

Sustituyendo los cosenos directores de los miembros en la Ecuación (2-9):

$$R = \begin{bmatrix} C_x & C_y & 0 \\ -C_y & C_x & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2-9)$$

se obtienen las matrices de rotación R_1, \dots, R_9 indicadas a continuación:

$$R_1 = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 \\ -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad R_2 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix},$$

$$R_3 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad R_4 = \begin{bmatrix} 0 & -1 & 0 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix},$$

$$R_5 = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 \\ -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad R_6 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix},$$

$$R_z = \begin{bmatrix} 0 & -1 & 0 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad R_e = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad R_\phi = \begin{bmatrix} 0 & -1 & 0 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Como principio en la formación de la matriz de rigidez total de nudo S_J , se calculan las matrices de la rigidez de miembro, primero, formando la matriz de rigidez de S_M para los ejes de miembro y, después, calculando la matriz S_{MD} para los ejes de estructura por la transformación de rotación de la ecuación (2-10).

$$S_{MD} = R'_T S_M R_T \quad (2-10)$$

Para este propósito, la matriz R_T para cada miembro está compuesta como se muestra en la ecuación (2-11).

$$R_T = \begin{bmatrix} R & 0 \\ 0 & R \end{bmatrix} \quad (2-11)$$

Alternativamente, la matriz S_{MD} se puede calcular directamente utilizando la Tabla 2.7 descrita en la siguiente página.

TABLA 2.7
 MODELO DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ S_{MD} DE MIEMBRO DE UN MARCO PLANO PARA EJES DE LA ESTRUCTURA.

$EA/L * C_x^2 + 12EI/L^3 * C_y^2$	$(EA/L - 12EI/L^3) C_x C_y$	$-6EI/L^2 * C_y$	$-(EA/L * C_x^2 + 12EI/L^3 * C_y^2)$	$-(EA/L - 12EI/L^3) C_x C_y$	$-6EI/L^2 * C_y$
$(EA/L - 12EI/L^3) C_x C_y$	$EA/L * C_y^2 + 12EI/L^3 * C_x^2$	$6EI/L^2 * C_x$	$-(EA/L - 12EI/L^3) C_x C_y$	$-(EA/L * C_y^2 + 12EI/L^3 * C_x^2)$	$6EI/L^2 * C_x$
$-6EI/L^2 * C_y$	$6EI/L^2 * C_x$	$4EI/L$	$6EI/L^2 * C_y$	$-6EI/L^2 * C_x$	$2EI/L$
$-(EA/L * C_x^2 + 12EI/L^3 * C_y^2)$	$-(EA/L - 12EI/L^3) C_x C_y$	$6EI/L^2 * C_y$	$EA/L * C_x^2 + 12EI/L^3 * C_y^2$	$(EA/L - 12EI/L^3) C_x C_y$	$6EI/L^2 * C_y$
$-(EA/L - 12EI/L^3) C_x C_y$	$-(EA/L * C_y^2 + 12EI/L^3 * C_x^2)$	$-6EI/L^2 * C_x$	$(EA/L - 12EI/L^3) C_x C_y$	$EA/L * C_y^2 + 12EI/L^3 * C_x^2$	$-6EI/L^2 * C_x$
$-6EI/L^2 * C_y$	$6EI/L^2 * C_x$	$2EI/L$	$6EI/L^2 * C_y$	$-6EI/L^2 * C_x$	$4EI/L$

Es este el método utilizado en el presente análisis y las matrices resultantes para cada miembro se describen a continuación en la tabla 2.8. Los índices del $j1$ al $k3$ calculados por las ecuaciones (2-12).

$$j1 = 3j-2 \quad j2 = 3j-1 \quad j3 = 3j \quad (2-12)$$

$$k1 = 3k-2 \quad k2 = 3k-1 \quad k3 = 3k$$

también se indican en cada matriz de miembro hacia abajo en el lado derecho y a lo largo de la parte inferior. Estos índices se pueden usar como guía con el fin de cambiar los elementos a la matriz S_J . Después que se ha llevado a cabo el proceso de cambio, la matriz de rigidez total de nudo que resulta se muestra en la Tabla 2.9 descompuesta en submatrices, de acuerdo a la ecuación (2-16):

$$S_J = \begin{array}{|c|c|} \hline S & S_{DR} \\ \hline S_{RD} & S_{RR} \\ \hline \end{array} \quad (2-16)$$

Cada una de las submatrices en la Ec. (2-16) tiene un significado físico que ahora será explicado.

La matriz de rigidez S en la parte superior izquierda de S_J es una matriz de rigidez, simétrica y cuadrada, que corresponde a los desplazamientos desconocidos en la estructu-

ra, esto es, a los grados de libertad.

La matriz S_{RD} es una submatriz rectangular de S_J que contiene acciones correspondientes a las restricciones de los apoyos, debidas a los valores unitarios de los desplazamientos correspondientes a los grados de libertad. En otras palabras, está submatriz da las reacciones para la estructura debidas a los valores unitarios de los desplazamientos desconocidos D.

La submatriz S_{DR} representa las acciones correspondientes a los grados de libertad y causadas por desplazamientos unitarios correspondientes a las restricciones de apoyo. Se puede ver que S_{DR} es la transpuesta de S_{RD} :

$$S_{DR} = S_{RD}^T$$

La matriz S_{RR} es una submatriz cuadrada y simétrica de S_J que contiene acciones correspondientes a las restricciones de apoyo debidas a los desplazamientos unitarios correspondientes al mismo grupo de restricciones.

La matriz de rigidez inversa de S , S^{-1} , se describe en la Tabla 2.10.

En seguida, es procesada la información de carga, principiando con las cargas de nudo mostradas en la Tabla 2.11.

A continuación aparecen en su orden, las Tablas números: 2.8, 2.9, 2.10, 2.11 y 2.12.

Tabla 2.8 Matrices S_{MD} resultantes, para cada miembro.

$$[S_{MD}]1 = E \begin{bmatrix} 0.76222 & 0.00000 & -114.33333 & -0.76222 & 0.00000 & -114.33333 & 19 \\ 0.00000 & 14.00000 & 0.00000 & 0.00000 & -14.00000 & 0.00000 & 20 \\ -114.33333 & 0.00000 & 22866.66667 & 114.33333 & 0.00000 & 11433.33333 & 21 \\ -0.76222 & 0.00000 & 114.33333 & 0.76222 & 0.00000 & 114.33333 & 10 \\ 0.00000 & -14.00000 & 0.00000 & 0.00000 & 14.00000 & 0.00000 & 11 \\ -114.33333 & 0.00000 & 11433.33333 & 114.33333 & 0.00000 & 22866.66667 & 12 \end{bmatrix}$$

19 20 21 10 11 12

$$[S_{MD}]2 = E \begin{bmatrix} 4.50000 & 0.00000 & 0.00000 & -4.50000 & 0.00000 & 0.00000 & 10 \\ 0.00000 & 0.10125 & 25.31250 & 0.00000 & -0.10125 & 25.31250 & 11 \\ 0.00000 & 25.31250 & 8437.50000 & 0.00000 & -25.31250 & 4218.75000 & 12 \\ -4.50000 & 0.00000 & 0.00000 & 4.50000 & 0.00000 & 0.00000 & 13 \\ 0.00000 & -0.10125 & -25.31250 & 0.00000 & 0.10125 & -25.31250 & 14 \\ 0.00000 & 25.31250 & 4218.75000 & 0.00000 & -25.31250 & 8437.50000 & 15 \end{bmatrix}$$

10 11 12 13 14 15

$$[S_{MD}]3 = E \begin{bmatrix} 4.50000 & 0.00000 & 0.00000 & -4.50000 & 0.00000 & 0.00000 & 13 \\ 0.00000 & 0.10000 & 25.31250 & 0.00000 & -0.10125 & 25.31250 & 14 \\ 0.00000 & 25.31250 & 8437.50000 & 0.00000 & -25.31250 & 4218.75000 & 15 \\ -4.50000 & 0.00000 & 0.00000 & 4.50000 & 0.00000 & 0.00000 & 16 \\ 0.00000 & -0.10125 & -25.31250 & 0.00000 & 0.10125 & -25.31250 & 17 \\ 0.00000 & 25.31250 & 4218.75000 & 0.00000 & -25.31250 & 8437.50000 & 18 \end{bmatrix}$$

13 14 15 16 17 18

[S _{MD}]4 = E	0.76222	0.00000	114.33333	-0.76222	0.00000	114.33333	16
	0.00000	14.00000	0.00000	0.00000	-14.00000	0.00000	17
	114.33333	0.00000	22866.66667	-114.33333	0.00000	11433.33333	18
	-0.76222	0.00000	-114.33333	0.76222	0.00000	-114.33333	22
	0.00000	-14.00000	0.00000	0.00000	14.00000	0.00000	23
	114.33333	0.00000	11433.33333	-114.33333	0.00000	22866.66667	24
	16	17	18	22	23	24	

[S _{MD}]5 = E	1.04557	0.00000	-141.15227	-1.04557	0.00000	-141.15227	10
	0.00000	15.55556	0.00000	0.00000	-15.55556	0.00000	11
	-141.15227	0.00000	25407.40471	141.15227	0.00000	12703.70340	12
	-1.04557	0.00000	141.15227	1.04557	0.00000	141.15227	1
	0.00000	-15.55556	0.00000	0.00000	15.55556	0.00000	2
	-141.15227	0.00000	12703.70340	141.15227	0.00000	25407.40741	3
	10	11	12	1	2	3	

[S _{MD}]6 = E	2.50000	0.00000	0.00000	-2.50000	0.00000	0.00000	1
	0.00000	0.02500	6.25000	0.00000	-0.02500	6.25000	2
	0.00000	6.25000	2083.33340	0.00000	-6.25000	1041.66667	3
	-2.50000	0.00000	0.00000	2.50000	0.00000	0.00000	4
	0.00000	-0.02500	-6.25000	0.00000	0.02500	-6.25000	5
	0.00000	6.25000	1041.66667	0.00000	-6.25000	2083.33334	6
	1	2	3	4	5	6	

[S _{MD}]7 = E	0.04120	0.00000	5.55556	-0.04120	0.00000	5.55556	4
	0.00000	3.33333	0.00000	0.00000	-3.33333	0.00000	5
	5.55556	0.00000	1000.00000	-5.55556	0.00000	500.00000	6
	-0.04120	0.00000	-5.55556	0.04120	0.00000	-5.55556	13
	0.00000	-3.33333	0.00000	0.00000	3.33333	0.00000	14
	5.55556	0.00000	500.00000	-5.55556	0.00000	1000.00000	15
	4	5	6	13	14	15	

[S _{MD}]8 = E	2.50000	0.00000	0.00000	-2.50000	0.00000	0.00000	4
	0.00000	0.02500	6.25000	0.00000	-0.02500	6.25000	5
	0.00000	6.25000	2083.33334	0.00000	-6.25000	1041.66667	6
	-2.50000	0.00000	0.00000	2.50000	0.00000	0.00000	7
	0.00000	-0.02500	-6.25000	0.00000	0.02500	-6.25000	8
	0.00000	6.25000	1041.66667	0.00000	-6.25000	2083.33334	9
	4	5	6	7	8	9	

[S _{MD}]9 = E	1.04560	0.00000	141.15230	-1.04560	0.00000	141.15230	7
	0.00000	15.55556	0.00000	0.00000	-15.55556	0.00000	8
	141.15230	0.00000	25407.40740	-141.15230	0.00000	12703.70340	9
	-1.04560	0.00000	-141.15230	1.04560	0.00000	-141.15230	16
	0.00000	-15.55556	0.00000	0.00000	15.55556	0.00000	17
	141.15230	0.00000	12703.70340	-141.15230	0.00000	25407.40740	18
	7	8	9	16	17	18	

Tabla 2.9

Matriz de rigidez total de nudo S_j descompuesta en submatrices S, S_{DR}, S_{RD} y S_{RR}.

	3.545600	0.000000	141.152300	-2.500000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	...
	0.000000	15.580600	6.250000	0.000000	-0.025000	6.250000	0.000000	0.000000	0.000000	
	141.152300	6.250000	27490.740000	0.000000	-6.250000	1041.666700	0.000000	0.000000	0.000000	
	-2.500000	0.000000	0.000000	5.041200	0.000000	5.555600	-2.500000	0.000000	0.000000	
	0.000000	-0.025000	-6.250000	0.000000	3.383300	0.000000	0.000000	-0.025000	6.250000	
	0.000000	6.250000	1041.666700	5.555600	0.000000	5166.666700	0.000000	-6.250000	1041.666700	
	0.000000	0.000000	0.000000	-2.500000	0.000000	0.000000	3.545600	0.000000	141.152300	
	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-0.025000	-6.250000	0.000000	15.580600	-6.250000	
	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	6.250000	1041.666700	141.152300	-6.250000	27490.740000	
S = E	-1.045600	0.000000	-141.152300	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	
	0.000000	-15.555600	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	
	141.152300	0.000000	12703.703400	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	
	0.000000	0.000000	0.000000	-0.041200	0.000000	-5.555600	0.000000	0.000000	0.000000	
	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-3.333300	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	
	0.000000	0.000000	0.000000	5.555600	0.000000	500.000000	0.000000	0.000000	0.000000	
	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-1.045600	0.000000	-141.152300	
	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-15.555600	0.000000	
	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	141.152300	0.000000	12703.703400	...

...	-1.045600	0.000000	141.152300	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	0.000000	-15.555600	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	-141.152300	0.000000	12703.703400	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	0.000000	0.000000	0.000000	-0.041200	0.000000	5.555600	0.000000	0.000000	0.000000
	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-3.333300	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	0.000000	0.000000	0.000000	-5.555600	0.000000	500.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-1.045600	0.000000	141.152300
	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-15.555600	0.000000
	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-141.152300	0.000000	12703.703400
	6.307800	0.000000	-26.819000	-4.500000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	0.000000	29.656800	25.312500	0.000000	-0.101200	25.312500	0.000000	0.000000	0.000000
	-26.819000	25.312500	56711.574000	0.000000	-25.312500	4218.750000	0.000000	0.000000	0.000000
	-4.500000	0.000000	0.000000	9.041200	0.000000	-5.555600	-4.500000	0.000000	0.000000
	0.000000	-0.101200	-25.312500	0.000000	3.535700	0.000000	0.000000	-0.101200	25.312500
	0.000000	25.312500	4218.750000	-5.555600	0.000000	17875.000000	0.000000	-25.312500	4218.750000
	0.000000	0.000000	0.000000	-4.500000	0.000000	0.000000	6.307800	0.000000	-26.819000
	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-0.101200	-25.312500	0.000000	29.656800	-25.312500
...	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	25.312500	4218.750000	-26.819000	-25.312500	56711.574000

S_{DR} = E

0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
-0.762220	0.000000	114.333300	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	-14.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
-114.333300	0.000000	11433.333300	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	-0.762220	0.000000	114.333300
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-14.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	-114.333300	0.000000	11433.333300

$$S_{RD} = E$$

0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	...
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	...

-0.762220	0.000000	-114.333300	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	-14.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
114.333300	0.000000	11433.333300	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-0.762220	0.000000	-114.333300	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-14.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	114.333300	0.000000	11433.333300	0.000000

$$S_{RR} = E$$

0.762220	0.000000	-114.333300	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	14.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
-114.333300	0.000000	22866.666670	0.000000	0.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	0.762220	0.000000	-114.333300
0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	14.000000	0.000000
0.000000	0.000000	0.000000	-114.333300	0.000000	22866.666670

Tabla 2.10 Matriz S^{-1} inversa de la Matriz S

	6.784775	0.025948	-0.016463	6.555799	-0.107213	0.001471	6.406753	-0.025671	-0.014915	...
	0.025948	0.135614	-0.000086	0.025909	0.042825	-0.000145	0.025671	0.000027	-0.000067	
	-0.016463	-0.000086	0.000099	-0.015565	0.000670	-0.000015	-0.014915	0.000067	0.000046	
	6.555799	0.025909	-0.015565	6.714778	0.000000	0.001246	6.555799	-0.025909	-0.015565	
	-0.107213	0.042825	0.000670	0.000000	4.634388	0.000000	0.107213	0.042825	-0.000670	
	0.001471	-0.000145	-0.000015	0.001246	0.000000	0.000199	0.001471	0.000145	-0.000015	
	6.406753	0.025671	-0.014915	6.555799	0.107213	0.001471	6.784775	-0.025948	-0.016463	
	-0.025671	0.000027	0.000067	-0.025909	0.042825	0.000145	-0.025948	0.135614	0.000086	
=1/E	-0.014915	-0.000067	0.000046	-0.015565	-0.000670	-0.000015	-0.016463	0.000086	0.000099	
	2.478709	0.007852	-0.002813	2.455270	0.006004	-0.000034	2.453562	-0.008189	-0.003699	
	0.020138	0.071385	-0.000054	0.020197	0.035714	-0.000071	0.020138	0.000044	-0.000054	
	-0.012406	-0.000049	0.000018	-0.011995	0.002068	0.000000	-0.011729	0.000058	0.000025	
	2.488339	0.007965	-0.003325	2.478059	0.000000	0.000090	2.488339	-0.007965	-0.003325	
	-0.105921	0.042485	0.000582	0.000000	4.400748	0.000000	0.105921	0.042485	-0.000582	
	0.004334	-0.000077	-0.000006	0.004253	0.000000	-0.000006	0.004334	0.000077	-0.000006	
	2.453562	0.008189	-0.003699	2.455270	-0.006004	-0.000034	2.478709	-0.007852	-0.002813	
	-0.020138	0.000044	0.000054	-0.020197	0.035714	0.000071	-0.020138	0.071385	0.000054	
	-0.011729	-0.000058	0.000025	-0.011995	-0.002068	0.000000	-0.012406	0.000049	0.000018	...

Continuación Tabla 2.10 Matriz inversa de S, S⁻¹

...	2.478709	0.020138	-0.012406	2.488339	-0.105921	0.004334	2.453562	-0.020138	-0.011729
	0.007852	0.071385	-0.000049	0.007965	0.042485	-0.000077	0.008189	0.000044	-0.000058
	-0.002813	-0.000054	0.000018	-0.003325	0.000582	-0.000006	-0.003699	0.000054	0.000025
	2.455270	0.020197	-0.011995	2.478059	0.000000	0.004253	2.455270	-0.020197	-0.011995
	0.006004	0.035714	0.002068	0.000000	4.400748	0.000000	-0.006004	0.035714	-0.002068
	-0.00034	-0.000071	0.000000	0.000090	0.000000	-0.000006	-0.000034	0.000071	0.000000
	2.453562	0.020138	-0.011729	2.488339	0.105921	0.004334	2.478709	-0.020138	-0.012406
	-0.008189	0.000044	0.000058	-0.007965	0.042485	0.000077	-0.007852	0.071385	0.000049
	-0.003699	-0.000054	0.000025	-0.003325	-0.000582	-0.000006	-0.002813	0.000054	0.000018
	1.481933	0.006711	-0.004986	1.397066	0.004435	0.001966	1.300126	-0.006711	-0.004814
	0.006711	0.071392	-0.000045	0.006678	0.035714	-0.000082	0.006711	0.000036	-0.000045
	-0.004986	-0.000045	0.000044	-0.004940	0.002112	-0.000013	-0.004814	0.000045	0.000021
	1.397066	0.006678	-0.004940	1.513888	0.000000	0.002011	1.397066	-0.006678	-0.004940
	0.004435	0.035714	0.002112	0.000000	4.463942	0.000000	-0.004435	0.035714	-0.002112
	0.001966	-0.000082	-0.000013	0.002011	0.000000	0.000062	0.001966	0.000082	-0.000013
	1.300126	0.006711	-0.004814	1.397066	-0.004435	0.001966	1.481933	-0.006711	-0.004986
	-0.006711	0.000036	0.000045	-0.006678	0.035714	0.000082	-0.006711	0.071392	0.000045
	-0.004814	-0.000045	0.000021	-0.004940	-0.002112	-0.000013	-0.004986	0.000045	0.000044

Tabla 2.11 Acciones aplicadas en los nudos.

Nudo	Fuerza en la dirección x Ton	Fuerza en la dirección y (Ton)	Par en el sentido z (Ton-cm)
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	-11.50	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

Las acciones en esta tabla están colocadas en el vector A , como se indica por la ecuación (2-13):

$$A = (A_1, A_2, A_3, \dots, A_{3k-2}, A_{3k-1}, a_{3k}, \dots, A_{3ni-2}, A_{3ni-1}, A_{3ni-1}) \quad (2-13)$$

Tabla 2.12 Acciones en los extremos de miembros restringidos debidas a las cargas.

Miembro	(A) _{i,1} ML	(A) _{i,2} ML	(A) _{i,3} ML	(A) _{i,4} ML	(A) _{i,5} ML	(A) _{i,6} ML
	Ton.	Ton.	Ton-cm	Ton	Ton	Ton-cm
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	6.475	539.583	0.000	6.475	-539.583
3	0.000	6.475	539.583	0.000	6.475	-539.583
4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	0.000	2.875	239.583	0.000	2.875	-239.583
7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.000	2.875	239.583	0.000	2.875	-239.583
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

$$A = \{0,0,0,0,-11.50,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0\}$$

Además las Acciones en los extremos de miembros restringidos debidos a las cargas detalladas en la Tabla 2.12 están colocadas en la matriz A_{ML} y luego cambiadas al vector de carga equivalentes de nudo A_E , de acuerdo con las ecuaciones (2-14)

$$\begin{aligned} (A)_E^{3j-2} &= \sum A_{ML} - (A)_{ML}^{i,1} C_{xi} + (A)_{ML}^{i,2} C_{yi} \\ (A)_E^{3j-1} &= \sum A_{ML} - (A)_{ML}^{i,1} C_{yi} - (A)_{ML}^{i,2} C_{xi} \\ (A)_E^{3j} &= \sum A_{ML} - (A)_{ML}^{i,2} \\ (A)_E^{3k-2} &= \sum A_{ML} - (A)_{ML}^{i,4} C_{xi} + (A)_{ML}^{i,5} C_{yi} \\ (A)_E^{3k-1} &= \sum A_{ML} - (A)_{ML}^{i,4} C_{yi} - (A)_{ML}^{i,5} C_{xi} \\ (A)_E^{3k} &= \sum A_{ML} - (A)_{ML}^{i,6} \end{aligned} \quad (2-14)$$

La aplicación de estas ecuaciones a los primeros tres miembros es:

Miembro 1:

$$\begin{aligned} (A)_E^{3j-2} &= 0.00 - 0.00(0.00) + 0.00(1.00) = 0.000 \\ (A)_E^{3j-1} &= 0.00 - 0.00(1.00) - 0.00(0.00) = 0.000 \\ (A)_E^{3j} &= 0.00 - 0.00 = 0.000 \\ (A)_E^{3k-2} &= 0.00 - 0.00(0.00) + 0.00(1.00) = 0.000 \end{aligned}$$

$$(A)_{3k-1}^E = 0.00 - 0.00(1.00) - 0.00(0.00) = 0.000$$

$$(A)_{3k}^E = 0.00 - 0.00 = 0.000$$

Miembro 2:

$$(A)_{3j-2}^E = 0.00 - 0.00(1.00) + 6.475(0.00) = 0.000$$

$$(A)_{3j-1}^E = 0.00 - 0.00(0.00) - 6.475(1.00) = -6.475$$

$$(A)_{3j}^E = 0.00 - 539.583 = -539.583$$

$$(A)_{3k-2}^E = 0.00 - 0.00(1.00) + 6.475(0.00) = 0.000$$

$$(A)_{3k-1}^E = 0.00 - 0.00(0.00) - 6.475(1.00) = -6.475$$

$$(A)_{3k}^E = 0.00 - (-539.583) = 539.583$$

Miembro 3:

$$(A)_{3j-2}^E = 0.00 - 0.00(1.00) + 6.475(0.00) = 0.000$$

$$(A)_{3j-1}^E = -6.475 - 0.00(0.00) - 6.475(0.00) = -6.475 - 6.475 = -12.950$$

$$(A)_{3j}^E = 539.583 - (539.583) = 0.000$$

$$(A)_{3k-2}^E = 0.00 - 0.00(1.00) + 6.475(0.00) = 0.000$$

$$(A)_{3k-1}^E = 0.00 - 0.00(0.00) - 6.475(1.00) = -6.475$$

$$(A)_{3k}^E = 0.00 - (-539.583) = 539.583$$

Los resultados para los restantes miembros sólo se transcriben y son:

Miembro 4:

$$(A)_{3j-2} = 0.000 \\ E$$

$$(A)_{3j-1} = -6.475 \\ E$$

$$(A)_{3j} = 539.583 \\ E$$

$$(A)_{3k-2} = 0.000 \\ E$$

$$(A)_{3k-1} = 0.000 \\ E$$

$$(A)_{3k} = 0.000 \\ E$$

Miembro 5:

$$(A)_{3j-2} = 0.000 \\ E$$

$$(A)_{3j-1} = 0.000 \\ E$$

$$(A)_{3j} = 0.000 \\ E$$

$$(A)_{3k-2} = 0.000 \\ E$$

$$(A)_{3k-1} = 0.000 \\ E$$

$$(A)_{3k} = 0.000 \\ E$$

Miembro 6:

$$(A)_{3j-2} = 0.000 \\ E$$

$$(A)_{3j-1} = -2.875 \\ E$$

$$(A)_{3j} = -239.583 \\ E$$

$$(A)_{3k-2} = 0.000 \\ E$$

$$(A)_{3k-1} = -2.875 \\ E$$

$$(A)_{3k} = 239.583 \\ E$$

Miembro 7:

$$(A)_{3j-2} = 0.000 \\ E$$

$$(A)_{3j-1} = -2.875 \\ E$$

$$(A)_{3j} = 239.583 \\ E$$

$$(A)_{3k-2} = 0.000 \\ E$$

$$(A)_{3k-1} = -6.475 \\ E$$

$$(A)_{3k} = 0.000 \\ E$$

Miembro 8:

$$(A)_{3j-2} = 0.000 \\ E$$

$$(A)_{3j-1} = -5.750 \\ E$$

$$(A)_{3j} = 0.000 \\ E$$

$$(A)_E^{3k-2} = 0.000$$

$$(A)_E^{3k-1} = -2.875$$

$$(A)_E^{3k} = 239.583$$

Miembro 9:

$$(A)_E^{3j-2} = 0.000$$

$$(A)_E^{3j-1} = -2.875$$

$$(A)_E^{3j} = 239.583$$

$$(A)_E^{3k-2} = 0.000$$

$$(A)_E^{3k-1} = -6.475$$

$$(A)_E^{3k} = 539.583$$

Estos resultados forman el vector:

$$A_E = (0.000, -2.875, -239.583, 0.000, -5.750, 0.000, 0.000, -2.875, 239.583, 0.000, -6.475, -539.583, 0.000, -12.950, 0.000, 0.000, -6.475, 539.583, 0.000, 0.000, 0.000, 0.000, 0.000, 0.000)$$

Sumando los vectores A y A_E se produce, como sigue, el

vector A_C de cargas combinadas descrito en la Tabla 2.13, en siguiente página.

Tabla 2.13 Suma de los vectores A y \hat{A}_E

Desplazamiento	A	\hat{A}_E	\hat{A}_C
1	0.000	0.000	0.000
2	0.000	-2.875	-2.875
3	0.000	-239.583	-239.583
4	0.000	0.000	0.000
5	-11.500	-5.750	-17.250
6	0.000	0.000	0.000
7	0.000	0.000	0.000
8	0.000	-2.875	-2.875
9	0.000	239.583	239.583
10	0.000	0.000	0.000
11	0.000	-6.475	-6.475
12	0.000	-539.583	-539.583
13	0.000	0.000	0.000
14	0.000	-12.950	-12.950
15	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000
17	0.000	-6.475	-6.475
18	0.000	539.583	539.583
19	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000

Tabla 2.13 Suma de los vectores A y A_E continuación

Desplazamiento	A	A _E	A _C
21	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000

El vector A_C de cargas combinadas resultado de la suma de los vectores A y A_E, se transcribe a continuación:

$$A_C = \{ 0.000, -2.875, -239.583, 0.000, -17.250, 0.000, 0.000, -2.875, 239.583, 0.000, -6.475, -539.583, 0.000, -12.950, 0.000, 0.000, -6.475, 539.583, 0.000, 0.000, 0.000, 0.000, 0.000, 0.000 \}$$

Los primeros dieciocho elementos de este vector constituyen el vector A_D:

$$A_D = \{ 0.000, -2.875, -239.583, 0.000, -17.250, 0.000, 0.000, -2.875, 239.583, 0.000, -6.475, -539.583, 0.000, -12.95, 0.000, 0.000, -6.475, 539.583 \}$$

y los últimos seis elementos son los valores negativos de los elementos del vector A_{RL}:

$$A_{RL} = \{ 0.000, 0.000, 0.000, 0.000, 0.000, 0.000 \}$$

teniendo a la mano todas las otras matrices requeridas, puede completarse la solución calculando los

desplazamientos de nudo D por la ecuación (2-15):

$$D = S^{-1}A_D \quad (2-15)$$

con el resultado siguiente:

$$D = S^{-1}A_D = \{0.018202, -0.009853, -0.000129, 0.000000, \\ -0.644957, 0.000000, -0.018202, -0.009853, \\ 0.000129, -0.001286, -0.008034, -0.000339, \\ 0.000000, -0.630196, 0.000000, 0.001286, \\ -0.008034, 0.000339 \}$$

El vector D_J para esta estructura consiste, en su primera parte, del vector D , y de ceros en su parte última.

$$D_J = \{0.018202, -0.009853, -0.000129, 0.000000, \\ -0.644957, 0.000000, -0.018202, -0.009853, \\ 0.000129, -0.001286, -0.008034, -0.000339, \\ 0.000000, -0.630196, 0.000000, 0.001286, \\ -0.008034, 0.000339, 0.000000, 0.000000, \\ 0.000000, 0.000000, 0.000000, 0.000000 \}$$

En el siguiente paso se calculan las restricciones de apoyo, utilizando la ecuación (2-17):

$$A_R = A_{RL} + S_{RD}D \quad (2-17)$$

la matriz S_{RD} es la submatriz de la parte inferior izquierda de la matriz S_J . El resultado es el siguiente:

$$A_{Rr} = \begin{bmatrix} 8.64 \\ 24.45 \\ -8.74 \\ -8.64 \\ 24.45 \\ 8.74 \end{bmatrix}$$

Como paso final, en el análisis, se calculan las acciones de extremo de miembro A_M , usando las ecuaciones (2-18):

$$(A_M)_{i,1} = (A_{ML})_{i,1} + EA_x/L_i \{ [(D_J)_{j1} - (D_J)_{k1}] C_{xi} + [(D_J)_{j2} - (D_J)_{k2}] C_{vi} \}$$

$$(A_M)_{i,2} = (A_{ML})_{i,2} + 12EI/L_i^2 \{ - [(D_J)_{j1} - (D_J)_{k1}] C_{vi} + [(D_J)_{j2} - (D_J)_{k2}] C_{xi} \} + 6EI/L_i^2 [(D_J)_{j3} + (D_J)_{k3}]$$

$$(A_M)_{i,3} = (A_{ML})_{i,3} + 6EI/L_i^2 \{ - [(D_J)_{j1} - (D_J)_{k1}] C_{vi} + [(D_J)_{j2} - (D_J)_{k2}] C_{xi} \} + 4EI/L_i [(D_J)_{j3} + \frac{1}{2} (D_J)_{k3}]$$

$$(A_M)_{i,4} = (A_{ML})_{i,4} + EA/L_i \{ - [(D_J)_{j1} - (D_J)_{k1}] C_{xi} - [(D_J)_{j2} - (D_J)_{k2}] C_{vi} \} \quad (2-18)$$

$$(A_M)_{i,5} = (A_{ML})_{i,5} + 12EI/L_i^2 \{ [(D_J)_{j1} - (D_J)_{k1}] C_{vi} - [(D_J)_{j2} - (D_J)_{k2}] C_{xi} \} - 6EI/L_i^2 [(D_J)_{j3} + (D_J)_{k3}]$$

$$(A_M)_{i,6} = (A_{ML})_{i,6} + 6EI/L_i^2 \{ - [(D_J)_{j1} - (D_J)_{k1}] C_{vi} + [(D_J)_{j2} - (D_J)_{k2}] C_{xi} \} + 4EI/L_i [\frac{1}{2} (D_J)_{j3} + (D_J)_{k3}]$$

Se hacen los cálculos para los miembros: 1, 2 y 3; quedando al lector el cálculo y comprobación para los restantes, cuyos resultados se describen en la Tabla 2.14.

Miembro 1:

$$(A_M)_{1,1} = 0.00 + 3048.18 \{ [0.00 - (-0.001286)] (0.00) + [(0.00) - (-0.008034)] (1.00) \}$$

$$(A_M)_{1,1} = 24.45 \text{ Ton.}$$

$$(A_M)_{1,2} = 0.00 + 165.684 \{ - [(0.00) - (-0.001286)] (1.00) + 24852.637 [(0.00) + (-0.000339)] \}$$

$$(A_M)_{1,2} = -8.64 \text{ Ton}$$

$$(A_M)_{1,3} = 0.00 + 24852.637 \{ - [(0.00) - (-0.001286)] (1.00) + [0.00] + 4970527.333 [\frac{1}{2} (0.00) + (-0.000339)] \}$$

$$(A_M)_{1,3} = -874.46 \text{ Ton-cm} = -8.74 \text{ Ton-m}$$

$$(A_M)_{1,4} = 0.00 + 3043.18 \{ - [0.00] - [0.00 - (-0.008034)] (1.00) \}$$

$$(A_M)_{1,4} = -24.45 \text{ Ton}$$

$$(A_M)_{1,5} = 0.00 + 165.684 \{ [0.00 - (-0.001286)] (1.00) - [0.00] - 24852.637 [0.00 + (-0.000339)] \}$$

$$(A_M)_{1,5} = 8.64 \text{ Ton}$$

$$(A_M)_{1,6} = 0.00 + 24852.637 \{ - [(0.00) - (-0.001286)] (1.00) + [0.00] + 4970527.333 [\frac{1}{2} (0.00) + (-0.000339)] \}$$

$$(A_M)_{1,6} = -1716.97 \text{ Ton-cm} = -17.17 \text{ Ton-m}$$

Miembro 2:

$$(A_M)_{2,1} = 0.00 + 978.165 \{ [(-0.001286) - (0.00)] (1.00) +$$

$$+[0.00]]$$

$$(A_M)_{2,1} = -1.26 \text{ Ton.}$$

$$(A_M)_{2,2} = 6.475+22.009\{-[0.00]+[(0.008034)-(-0.630196)](1.00)\}+5502.178\{(-0.000339)+0.00\}$$

$$(A_M)_{2,2} = 18.30 \text{ Ton}$$

$$(A_M)_{2,3} = 539.583+5502.178\{-[0.00]+[(-0.008034)-(-0.630196)](1.00)\}+1834059.375\{(-0.000339)+\frac{1}{2}(0.00)\}$$

$$(A_M)_{2,3} = 3341.08 \text{ Ton-cm} = 33.41 \text{ Ton-m.}$$

$$(A_M)_{2,4} = 0.00+978.165\{-[(-0.001286)-(0.00)](1.00)-[(-0.008034)-(-0.630196)](0.00)\}$$

$$(A_M)_{2,4} = 1.26 \text{ Ton.}$$

$$(A_M)_{2,5} = (6.475)+22.009\{[0.00]-[(-0.008034)-(-0.630196)](1.00)\}-5502.178\{(-0.000339)+(0.00)\}$$

$$(A_M)_{2,5} = -5.35 \text{ Ton.}$$

$$(A_M)_{2,6} = (-539.583)+5502.178\{-[0.00]+[(-0.008034)-(-0.630196)](1.00)\}+1834059.375\{\frac{1}{2}(-0.000339)+(0.00)\}$$

$$(A_M)_{2,6} = 2572.79 \text{ Ton-cm} = 25.73 \text{ Ton-m}$$

Miembro 3:

$$(A_M)_{3,1} = 0.00+978.165\{[(0.00)-(0.001286)](1.00)+0.00\}$$

$$(A_M)_{3,1} = 1.26 \text{ Ton.}$$

$$(A_M)_{3,2} = 6.475 + 22.009 \{ - [(0.00)] (0.00) + [(-0.630196) - (-0.008034)] (1.00) \} + 5502.178 [(0.00) + (0.000339)]$$

$$(A_M)_{3,3} = -5.35 \text{ Ton.}$$

$$(A_M)_{3,3} = -539.583 + 5502.178 \{ - [(0.00)] (0.00) + [(-0.630196) - (-0.008034)] (1.00) \} + 1,834,059.375 [(0.00) + \frac{1}{2} (0.000339)]$$

$$(A_M)_{3,3} = -2575.79 \text{ Ton-cm} = 25.73 \text{ Ton-m}$$

$$(A_M)_{3,4} = 0.00 + 978.165 \{ - [(0.00) - 0.001286] (1.00) - [(0.00)] (0.00) \}$$

$$(A_M)_{3,4} = 1.26 \text{ Ton.}$$

$$(A_M)_{3,5} = 6.475 + 22.009 \{ [(0.00)] (0.00) - [(-0.630196) - (-0.008034)] (1.00) \} - 5502.178 [(0.00) + (0.000339)]$$

$$(A_M)_{3,5} = 18.30 \text{ Ton.}$$

$$(A_M)_{3,6} = -539.583 + 5502.178 \{ - [(0.00)] (0.00) + [(-0.630196) - (-0.008034)] (1.00) \} + 1,834,059.375 [\frac{1}{2} (0.00) + (0.000339)]$$

$$(A_M)_{3,6} = -3341.08 \text{ Ton-cm} = -33.41 \text{ Ton-m.}$$

En la siguientes páginas se encuentran: la Tabla 2.14. Acciones finales de extremo de miembro y Figura 2.25 Diagramas de Momentos por Cargas de trabajo: carga muerta+carga viva. Cálculo por el método de Rigidez.

Tabla 2.14 ACCIONES FINALES DE EXTREMOS DE MIEMBRO. MARCO SIMETRICO.

Miembro	$(A_M)_{1,1}$ (Tons)	$(A_M)_{1,2}$ (Tons)	$(A_M)_{1,3}$ (Tons-m)	$(A_M)_{1,4}$ (Tons)	$(A_M)_{1,5}$ (Tons)	$(A_M)_{1,6}$ (Tons-m)
1	24.45	-8.64	-8.74	-24.45	8.64	-17.17
2	-1.26	18.30	33.41	1.26	-5.35	25.73
3	-1.26	-5.35	-25.73	1.26	18.30	-33.41
4	24.45	8.64	17.17	-24.45	-8.64	8.74
5	6.15	-9.93	-16.30	-6.15	9.93	-10.51
6	9.89	5.89	10.51	-9.89	-0.40	5.94
7	10.70	0.00	0.00	-10.70	0.00	0.00
8	9.89	-0.40	-5.94	-9.89	6.15	-10.51
9	6.15	9.93	10.51	-6.15	-9.93	16.30

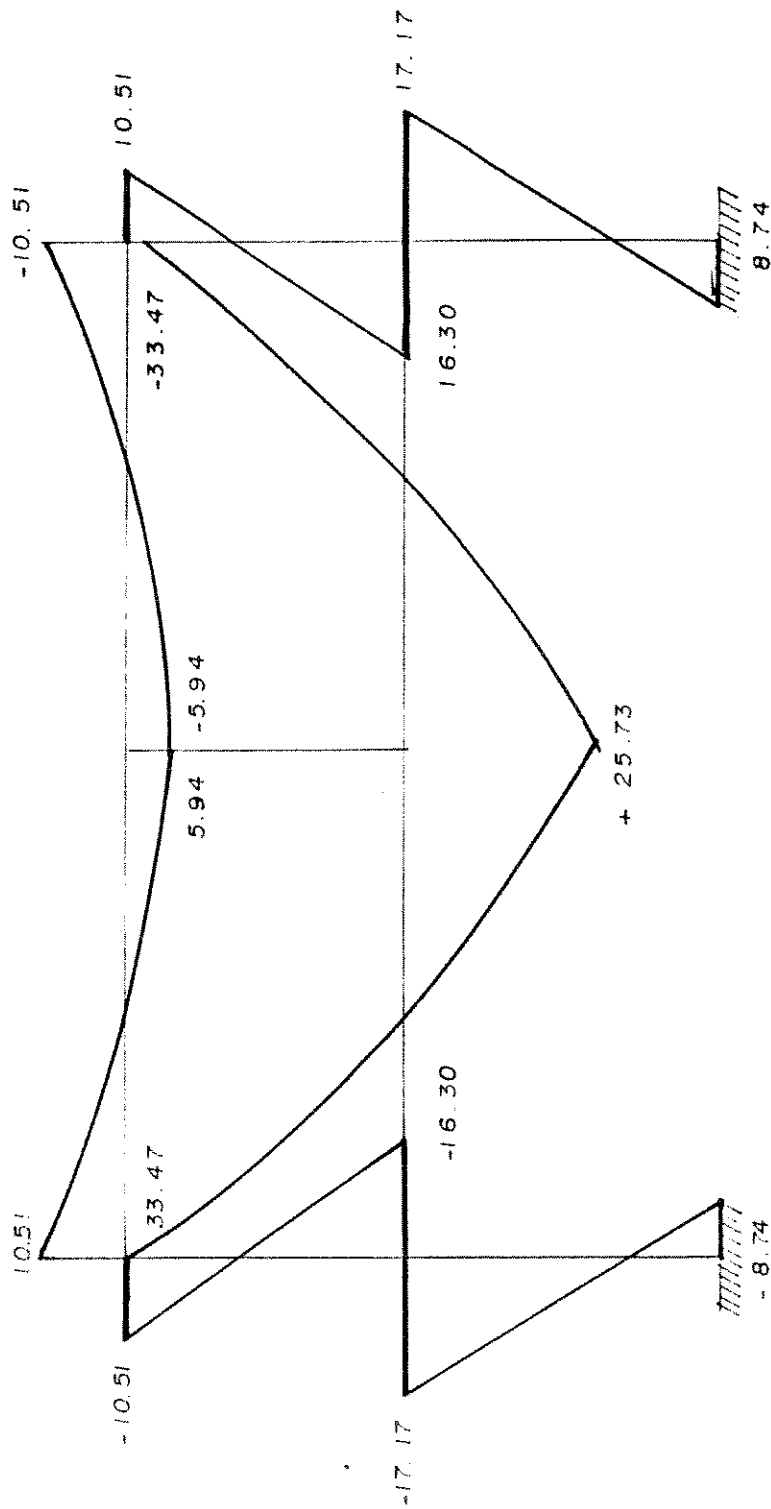


FIGURA 2.25

DIAGRAMAS DE MOMENTOS POR CARGAS DE TRABAJO
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA (Tons - mt).
 CÁLCULO POR EL MÉTODO DE RIGIDEZ.

2.3.1. Método de Rigidez
Análisis para sismo.

Con los datos calculados anteriormente para el análisis para cargas verticales, se procede a completar la información necesaria para poder realizar este análisis, considerando el efecto que produce cuando actúa de izquierda a derecha. A continuación se describen las acciones aplicadas en los nudos en la Tabla 2.15.

Tabla 2.15 Acciones aplicadas en los nudos. Análisis para Sismo. Sentido izquierda-derecha.

Nudo	Fuerza en la dirección x (Ton)	Fuerza en la dirección y (Ton)	Par en el sentido z. (Ton-cm)
1	0.00	0.00	0.00
2	7.81	0.00	0.00
3	3.31	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

Las acciones en la tabla 2.15 están colocadas en el vector A:

$$A = (3.31, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 7.81, 0.00)$$

Las Acciones en los extremos de miembros restringidas debidas a las cargas descritas en la Tabla 2.16 están colocadas en la matriz A_{ML} y luego cambiadas al vector de cargas equivalentes de nudo A_E obteniendo el resultado siguiente:

$$A_E = \{ 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, \\ 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, \\ 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00 \}$$

Sumando los vectores A y A_E se produce, como sigue el vector A_C de cargas combinadas:

$$A_C = \{ 3.31, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, \\ 0.00, 7.81, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, \\ 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00 \}$$

Los primeros dieciocho elementos de este vector constituyen el vector A_D :

$$A_D = \{ 3.31, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, \\ 0.00, 7.81, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, -7.81, \\ 0.00, 0.00 \}$$

y los últimos seis elementos son los valores negativos de los elementos del vector A_{RL} :

$$A_{RL} = \{ 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00 \}$$

Disponiendo de todas las otras matrices requeridas, se completa la solución calculando los desplazamientos de nudo D por la Ecuación (2-15), con el resultado si-

quiente:

$$D = S^{-1}A_D = \{ 0.192374, 0.000677, -0.000352, 0.188045, \\ -0.001417, 0.000021, 0.185714, -0.000685, \\ -0.000360, 0.090990, 0.000548, -0.000368, \\ 0.088087, -0.001454, 0.000137, 0.084075, \\ -0.000548, -0.000352 \}$$

El vector D_J para esta estructura consiste, en su primera parte, del vector D , y de ceros en su parte última.

$$D_J = \{ 0.192374, 0.000677, -0.000352, 0.188045, \\ -0.001417, 0.000021, 0.185714, -0.000685, \\ -0.000360, 0.090990, 0.000548, -0.000368, \\ 0.088087, -0.001454, 0.000137, 0.084075, \\ -0.000548, -0.000352, 0.000000, 0.000000, \\ 0.000000, 0.000000, 0.000000, 0.000000 \}$$

Como siguiente paso se calculan las restricciones de apoyo, utilizando la ecuación (2-17), obteniendo los siguientes resultados:

$$A_R = \begin{array}{|c|} \hline -5.93 \\ \hline -1.67 \\ \hline 13.47 \\ \hline -5.18 \\ \hline 1.67 \\ \hline 12.15 \\ \hline \end{array}$$

Los elementos en el vector A_R consisten en fuerzas (Tons), en las direcciones x e y, y los momentos (Ton-m) en el sentido z. Para obtener los resultados finales hay que tener presente, multiplicar por el valor de E (módulo de elasticidad).

Como paso final en el análisis, se calculan las acciones de miembro A_M , usando la ecuación (2-18). Se hacen los cálculos para tres miembros dejando al lector, de acuerdo al criterio adoptado en el desarrollo de la presente tesis, el cálculo y comprobación para los restantes, cuyos valores se describen en la Tabla 2.17.

Cálculo para el miembro 1:

$$(A_M)_{1,1} = 0.00 + 217.37 * 4200 / 300 \{ [(0.000000) - 0.090990] (0.00) + [(0.000000) - (0.000548)] (1.00) \}$$

$$(A_M)_{1,1} = -1.67 \text{ Ton.}$$

$$(A_M)_{1,2} = 0.00 + 12 * 217.37 * 1,715,000 / 300^2 \{ - [(0.000000) - (0.090990)] (1.00) + [(0.000000) - (0.000548)] (0.00) \} + 6 * 217.37 * 1,715,000 / 300^2 [(0.000000) + (-0.000368)]$$

$$(A_M)_{1,2} = 5.93 \text{ Ton.}$$

$$(A_M)_{1,3} = 0.00 + 24852.63667 \{ - [(0.000000) - (0.090990)] (1.00) + [(0.000000) - (0.000548)] (0.00) \} +$$

$$4*217.37*1,715,000/300[(0.000000)+\frac{1}{2}(-0.000368)]$$

$$(A_M)_{1,3} = 13.47 \text{ Ton-m.}$$

$$(A_M)_{1,4} = 0.00+217.37*4200/300\{-[(0.000000) - (0.090990)](1.00) - [(0.000000) - (0.000548)](0.00)\}$$

$$(A_M)_{1,4} = 1.67 \text{ Ton.}$$

$$(A_M)_{1,5} = 0.00+165.684244\{ [(0.000000) - (0.090990)](1.00) - [(0.000000) - (0.000548)](0.00)\} - 24852.63667[(0.000000)+(-0.000368)]$$

$$(A_M)_{1,5} = -5.93 \text{ Ton.}$$

$$(A_M)_{1,6} = 0.00+24852.63667\{-[(0.000000) - (0.090990)](1.00) + [(0.000000) - (0.000548)](0.00)\} + 4,970,527.333[\frac{1}{2}(0.000000)+(-0.000368)]$$

$$(A_M)_{1,6} = 4.32 \text{ Ton-m.}$$

Cálculo para el miembro 2:

$$(A_M)_{2,1} = 0.00+217.37*2250/500\{ [(0.090990) - (0.088087)](1.00) + [(0.000548) - (-0.001454)](0.00)\}$$

$$(A_M)_{2,1} = 2.84 \text{ Ton.}$$

$$(A_M)_{2,2} = 0.00+12*217.37*1,054,687.50/(500)^2\{- [(0.090990) - (0.088087)](0.00) + [(0.000548) - (-0.001454)](1.00)\} + 6*217.37*1,054,687.50/(500)^2 [(-0.000368) + (0.000137)]$$

$$(A_M)_{2,2} = -1.23 \text{ Ton.}$$

$$(A_M)_{2,3} = 0.00 + 5502.178124 \{ - [(0.090990) - (0.088087)] (0.00) + [(0.000548) - (-0.001454)] \} + 4 * 217.37 * 1,054,687.50 / 500 [(-0.000368) + \frac{1}{2} (0.000137)]$$

$$(A_M)_{2,3} = -5.38 \text{ Ton-m.}$$

$$(A_M)_{2,4} = 0.00 + 978.165 \{ - [(0.090990) - (0.088087)] (1.00) - [(0.000548) - (-0.001454)] (0.00) \}$$

$$(A_M)_{2,4} = -2.84 \text{ Ton.}$$

$$(A_M)_{2,5} = 0.00 + 22.008713 \{ [(0.090990) - (0.088087)] (0.00) - [(0.000548) - (-0.001454)] (1.00) \} - 5502.178124 [(-0.000368) + (0.000137)]$$

$$(A_M)_{2,5} = 1.23 \text{ Ton.}$$

$$(A_M)_{2,6} = 0.00 + 5502.178124 \{ - [(0.090990) - (0.088087)] (0.00) + [(0.000548) - (-0.001454)] (1.00) \} + 1,834,059.375 [\frac{1}{2} (-0.000368) + (0.000137)]$$

$$(A_M)_{2,6} = -0.75 \text{ Ton-m.}$$

Cálculo para el miembro 3:

$$(A_M)_{3,1} = 0.00 + 217.37 * 2250 / 500 \{ [(0.088087) - (0.084075)] (1.00) + [(-0.001454) - (-0.000548)] (0.00) \}$$

$$(A_M)_{3,1} = 3.92 \text{ Ton.}$$

$$(A_M)_{3,2} = 0.00 + 12 * 217.37 * 1,054,687.50 \{ - [(0.088087) - (0.084075)] (0.00) + [(-0.001454) - (-0.000548)] (1.00) \} + 6 * 217.37 * 1,054,687.50 / (500)^2 [(0.000137) + (-0.000352)]$$

$$(A_M)_{3,2} = -1.20 \text{ Ton.}$$

$$(A_M)_{3,3} = 0.00 + 5502.178124 \{ - [(0.088087) - (0.084075)] (0.00) + [(-0.001454) - (-0.000548)] (1.00) \} \\ + 4 * 217.37 * 1.054,687.50 / 500 [(0.000137) + \\ + \frac{1}{2} (-0.000352)]$$

$$(A_M)_{3,3} = -0.76 \text{ Ton-m.}$$

$$(A_M)_{3,4} = 0.00 + 978.165 \{ - [(0.088087) - (0.084075)] (1.00) \\ - [(-0.001454) - (-0.000548)] (0.00) \}$$

$$(A_M)_{3,4} = -3.92 \text{ Ton.}$$

$$(A_M)_{3,5} = 0.00 + 22.008713 \{ [(0.088087) - (0.084075)] (0.00) - [(-0.001454) - (-0.000548)] (1.00) \} \\ - 5502.178124 [(0.000137) + (-0.000352)]$$

$$(A_M)_{3,5} = 1.20 \text{ Ton.}$$

$$(A_M)_{3,6} = 0.00 + 5502.178124 \{ - [(0.088087) - (0.084075)] (0.00) + [(-0.001454) - (-0.000548)] (1.00) \} \\ + 1,834,059.375 [\frac{1}{2} (0.000137) + (-0.000352)]$$

$$(A_M)_{3,6} = -5.26 \text{ Ton-m.}$$

En las páginas siguientes, se encuentra la Tabla 2.16, Acciones en los extremos de miembros restringidos debidas a las cargas y la 2.17 Acciones finales de extremos de miembro. Análisis por sismo, actuando de izquierda a derecha.

Hay que tener presente que el objetivo principal planteado en esta tesis, es establecer la magnitud del desplazamiento vertical, el cual tiene su valor máximo en el centro de la viga del entrepiso, por las características de carga y de geometría del marco. El análisis por el Método de Rigidez indica que los valores son: En el nudo 4, -0.644957 y en el nudo 5, -0.630196 centímetros, respectivamente.

Tabla 2.16 Acciones en los extremos de miembros restringidos debidas a las cargas.

Miembro	(A _{ML}) _{i,1}	(A _{ML}) _{i,2}	(A _{ML}) _{i,3}	(A _{ML}) _{i,4}	(A _{ML}) _{i,5}	(A _{ML}) _{i,6}
	Ton	Ton	Ton-cm	Ton	Ton	Ton-cm
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

Tabla 2.17 ACCIONES FINALES DE EXTREMOS DE MIEMBRO. ANALISIS POR SISMO SENTIDO 1-D MARCO SIMETRICO.

Miembro	(AM)i,1 (Ton.)	(AM)i,2 (Ton.)	(AM)i,3 (Ton-m)	(AM)i,4 (Ton.)	(AM)i,5 (Ton.)	(AM)i,6 (Ton-m)
1	-1.67	5.93	13.47	1.67	-5.93	4.32
2	2.84	-1.23	-5.38	-2.84	1.23	-0.75
3	3.92	-1.20	-0.76	-3.92	1.20	-5.26
4	1.67	5.18	3.40	-1.67	-5.18	12.15
5	-0.44	0.95	1.06	0.44	-0.95	1.50
6	2.35	-0.44	-4.09	-2.35	0.44	-0.67
7	-0.03	1.08	1.40	0.03	-1.08	1.53
8	1.27	-0.46	-0.73	-1.27	0.46	-1.59
9	0.46	1.25	1.58	-0.46	-1.25	1.80

En la Figura 2.26 se dibujan los diagramas de Momentos para sismo actuando de izquierda a derecha.

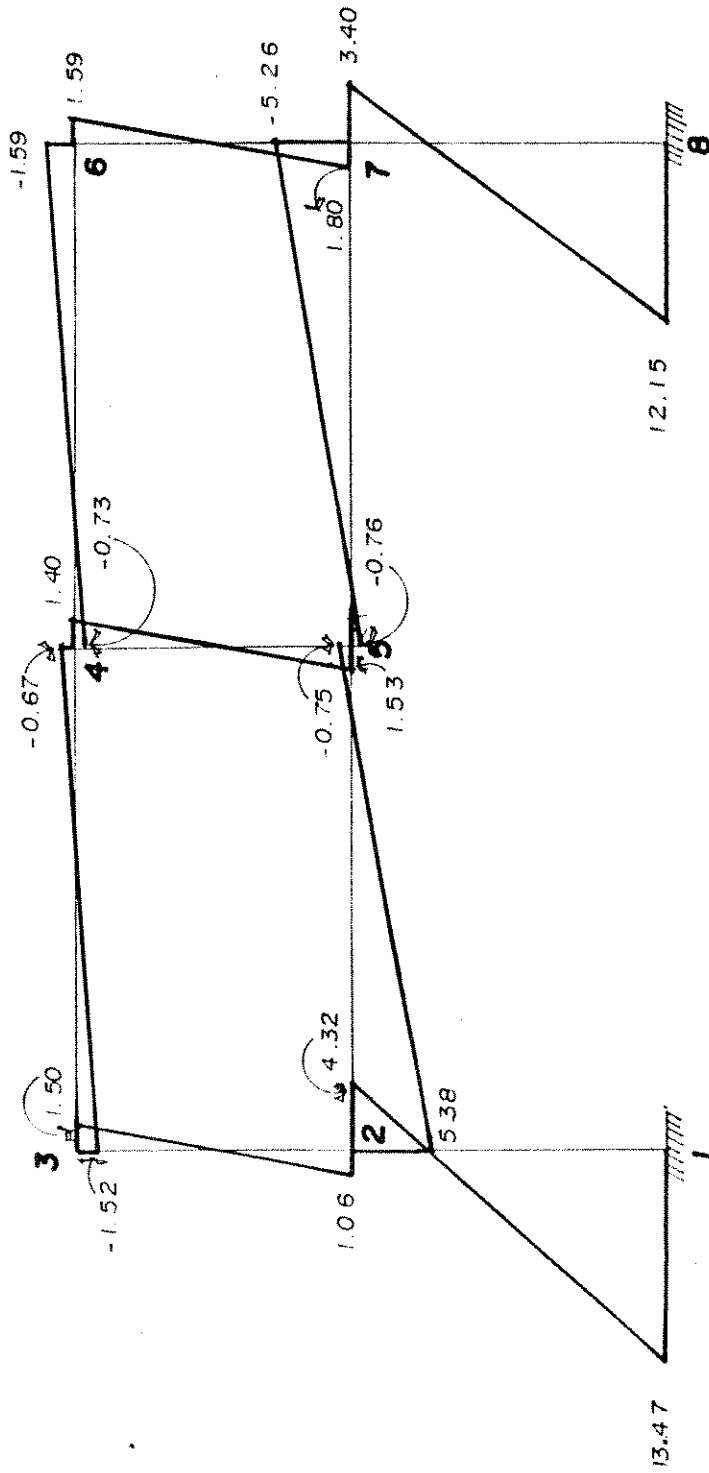
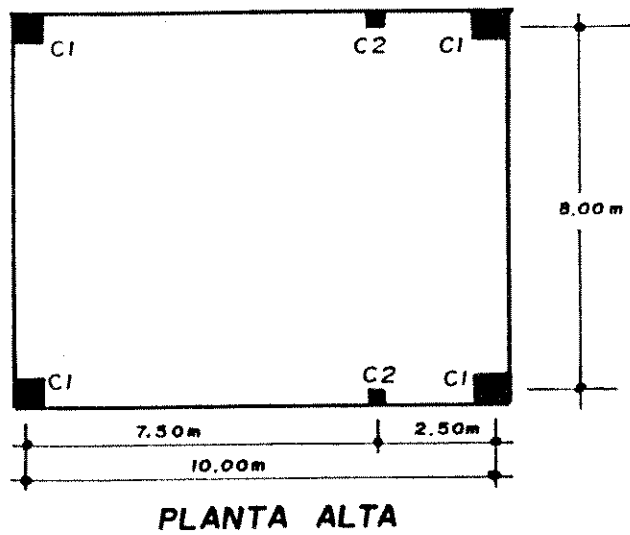
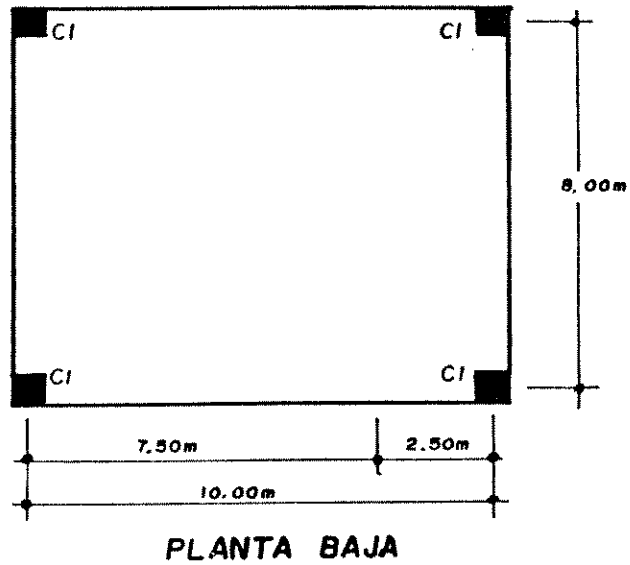


FIGURA 2.26
 DIAGRAMA DE MOMENTOS POR SISMO
 DE IZQUIERDA A DERECHA (Ton_s - m)
 CÁLCULO POR EL MÉTODO DE RIGIDEZ.

B Análisis del Marco Asimétrico

Datos:

Geometría



C1 SEC DE 0 60x 0 70
C2 SEC DE 0 30x 0 30

Figure 2.27
Plantas Baja y Alta
Marco asimétrico

Integración de cargas

Nivel II

i) Losa 1 : $1.88m * 0.17m * 2400Kg/m^3 =$	767 Kg/m
$h = \text{perímetro}/180 = 29.90m/180 = 0.166m =$	0.17m
ii) Vigas: $0.25m * 0.50m * 2400Kg/m^3 =$	300 Kg/m
iii) Acabados: $1.88m * 100Kg/m^2 =$	188 Kg/m
$w_m =$	1255 Kg/m
iv) Carga viva: $100 Kg/m^2 * 1.88m =$	188 Kg/m
v) Losa 2 : $h = 20.20m/180 = 0.12m$	
$0.62m * 0.12m * 2400Kg/m^3 =$	178 Kg/m
vi) Vigas: $0.25m * 0.50m * 2400Kg/m^3 =$	300 Kg/m
vii) Acabados: $0.62m * 100Kg/m^2 =$	62 Kg/m
viii) Carga viva: $100Kg/m^2 * 0.62m =$	62 Kg/m

Nivel I.

i) Losa: $2.40m * 0.20m * 2400Kg/m^3 =$	1152 Kg/m
ii) Muros: $2.70m * 120Kg/m^2 =$	324 Kg/m
iii) Vigas: $0.30m * 0.55m * 2400Kg/m^3 =$	396 Kg/m
iv) Acabados: $2.40m * 100kg/m^2 =$	240 Kg/m
$w_m =$	2112 Kg/m
v) Carga viva: $2.40m * 200Kg/m^2 =$	480 Kg/m

En la Tabla 2.18 se determina el peso de la estructura que afecta al marco en estudio.

Tabla 2.18 Determinación del peso de la estructura que afecta al marco en estudio
NIVEL II

Elemento	Descripción del peso	W (Ton.)
Losa 1	$2.4\text{Ton/m}^3 * 7.50\text{m} * 3.75\text{m} / 2 * 0.17\text{m}$	5.74
Vigas	$2.4\text{Ton/m}^3 * 0.25\text{m} * 0.50\text{m} * 7.50\text{m}$	2.25
Columnas	$2.4\text{Ton/m}^3 * (0.30\text{m})^2 * 1.35\text{m}$	0.29
Columnas	$2.4\text{Ton/m}^3 * 0.60\text{m} * 0.70\text{m} * 1.35\text{m}$	1.36
Acabados	$0.10\text{Ton/m}^2 * 7.50\text{m} * 3.75\text{m} / 2$	1.41
	Sub-Total 1	11.05
Losa 2	$2.40\text{Ton/m}^3 * 2.50\text{m} * 1.25\text{m} / 2 * 0.12\text{m}$	0.45
Vigas	$2.40\text{Ton/m}^3 * 0.25\text{m} * 0.50\text{m} * 2.50\text{m}$	0.75
Columna	$2.40\text{Ton/m}^3 * 0.60\text{m} * 0.70\text{m} * 1.35\text{m}$	1.36
Acabados	$0.10\text{Ton/m}^2 * 2.50\text{m} * 1.25\text{m} / 2$	0.16
	Sub-Total 2	2.72
	10% Carga viva	0.16
	Total Nivel II	13.93
NIVEL I		
Losa	$2.4\text{Ton/m}^3 * 2.40\text{m} * 0.20\text{m} * 10.00\text{m}$	11.52
Vigas	$2.40\text{Ton/m}^3 * 0.30\text{m} * 0.55\text{m} * 10.00\text{m}$	3.96
Columnas	$2.40\text{Ton/m}^3 * (0.30\text{m})^2 * 1.35\text{m}$	0.29
Columnas	$2.40\text{Ton/m}^3 * 0.60\text{m} * 0.70\text{m} * 1.35\text{m} / 2$	2.72
Columnas	$2.40\text{Ton/m}^3 * 0.60\text{m} * 0.70\text{m} * 3.00\text{m} * 2$	6.05
Muros	$0.12\text{Ton/m}^2 * 2.70\text{m} * 10.00\text{m}$	3.24

Tabla 2.18 Determinación del peso de la estructura que afecta al marco en estudio. Continuación

Elemento	Descripción del peso	W (Ton.)
Acabados	0.10Ton/m ² * 2.40m * 10.00m	2.40
Zapatas	Estimado	3.84
	10% Carga viva	0.48
	Total Nivel 1	34.50
	Peso Total actuante en el marco	48.43

Estimación del corte lateral sísmico, según el código de Stanford:

$$V = ABDQW$$

$$V = 0.30 * 2.00 * 0.17 * 1.60 * 48.43 = 7.90 \text{ Ton.}$$

Distribución por nivel:

La fuerza total lateral V se distribuye en toda la altura del edificio, de acuerdo a la ecuación (2-2):

$$V = F_n + \sum_{i=1}^n F_i$$

$$i = 1, \dots, n$$

Debido a que el período de vibración $T < 0.70$ seg. $F_n = 0$. Por lo tanto, la parte restante del corte de la base, V, se distribuye a los niveles de acuerdo con la ecuación (2-3):

$$F_i = V * W_i * h_i / \sum_{i=1}^n W_i * h_i$$

$$F_I = \frac{(7.90)(3.00)(34.50)}{3.00*34.50+5.70*13.93} = 4.47 \text{ Ton}$$

$$F_{II} = \frac{(7.90)(5.70)(13.93)}{3.00*34.50+5.70*13.93} = 3.43 \text{ Ton.}$$

El cálculo del marco transversal, actuando a 3/4*L de la viga longitudinal del entre piso, el cual no se detalla, medida considerada a partir de su extremo izquierdo, permitió deducir, que la columna 45 ejerce una fuerza vertical hacia abajo de 9.00 Ton.

Con la información y cálculos efectuados para el marco asimétrico, se procede a su análisis en el orden previamente establecido.

2.4 Método del Factor

Se transcriben a continuación los valores de los momentos de Inercia y de las Rigideces de los miembros del marco:

Nivel II.

Momentos de Inercia:

Vigas:

$$I_{034} = 260,416.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{046} = I_{034}$$

Columnas:

$$I_{022} = I_{067} = 1,715,000 \text{ cm}^4$$

$$I_{045} = 67,500 \text{ cm}^4$$

Nivel I.

Vigas:

$$I_{025} = I_{057} = 1,054,687.50 \text{ cm}^4$$

Columnas:

$$I_{012} = I_{070} = 1,715,000 \text{ cm}^4$$

Rigideces de los miembros:

Nivel II.

Vigas:

$$K_{034} = 347.22 \text{ cm}^3$$

$$K_{046} = 1,041.66 \text{ cm}^3$$

Columnas:

$$K_{023} = K_{067} = 6,351.85 \text{ cm}^3$$

$$K_{045} = 250 \text{ cm}^3$$

Nivel I.

Vigas:

$$K_{025} = 1,406.25 \text{ cm}^3$$

$$K_{057} = 4,218.75 \text{ cm}^3$$

Columnas:

$$K_{012} = K_{070} = 5,766.67 \text{ cm}^3$$

En los siguientes cálculos, se emplearán para los miembros del marco, las siguientes rigideces modificadas:

Para miembros del Nivel II.

$$K_{045} = 1.00 \text{ cm}^3, K_{023} = K_{067} = 25.407 \text{ cm}^3$$

$$K_{034} = 1.389 \text{ cm}^3, K_{046} = 4.167 \text{ cm}^3$$

Para miembros del Nivel I.

$$K_{025} = 5.625 \text{ cm}^3, K_{007} = 16.875 \text{ cm}^3$$

$$K_{012} = K_{070} = 23.067 \text{ cm}^3$$

2.4.1 Aplicación del Método del Factor

Como ya se indicó, el método del Factor, contempla la aplicación de los seis pasos siguientes:

Paso 1. Cálculo de los factores de viga.

Para el nudo 2: $v_2 = \sum K_p / \sum K$

$$= 25.407 + 23.067 / 25.407 + 23.067 + 5.625$$

$$v_2 = 0.896$$

Se escribe este número en el extremo izquierdo de la viga 25.

Para el nudo 3: $v_3 = 25.407 / 25.407 + 1.389 = 0.948$

Se escribe este número en el extremo izquierdo de la viga 34.

De igual manera se calculan los factores de vigas en los demás nudos y se escriben en el extremo de la viga correspondiente al nudo para el que se han calculado.

Paso 2. Cálculo de los factores de pilar.

Nudo 2: $P_2 = 1 - v_2 = 1.000 - 0.896 = 0.104$

Se escribe este número en la parte alta de la columna 12 y en la inferior de 23.

$$\text{Nudo 3: } P_3 = 1 - v_3 = 1.000 - 0.948 = 0.052$$

Se escribe este número en la parte superior de la columna 23.

$$\text{Para el nudo 1: } P_1 = 1.000$$

pues es la base de la columna del piso I, empotrada.

Este número se escribe en la parte inferior de la columna 12.

En todos los demás nudos se calculan de igual forma los factores de pilar y se escriben los valores hallados, en el extremo de cada pilar, junto al nudo para el que se ha calculado.

Paso 3. Aumentar el número de cada extremo de cada miembro en la mitad del número del otro extremo del mismo.

$$\text{Nudo 1: Miembro 12} = 1.000 + \frac{1}{2}(0.104) = 1.052$$

$$\text{Nudo 2: Miembro 21} = 0.104 + \frac{1}{2}(1.000) = 0.604$$

$$\text{Miembro 23} = 0.104 + \frac{1}{2}(0.052) = 0.130$$

$$\text{Miembro 25} = 0.896 + \frac{1}{2}(0.043) = 0.918$$

$$\text{Nudo 3: Miembro 32} = 0.052 + \frac{1}{2}(0.104) = 0.104$$

$$\text{Miembro 34} = 0.948 + \frac{1}{2}(0.152) = 1.024$$

En la Figura 2.28 se han hecho directamente cálculos similares para todos los nudos.

Paso 4. Cálculo de los factores de momentos de los pilares y de las columnas.

Nudo 1. Miembro 12: $P_{12} = 1.052(23.067) = 24.27$

Nudo 2. Miembro 21: $P_{21} = 0.604(23.067) = 13.93$

Miembro 23: $P_{23} = 0.130(25.407) = 3.30$

Nudo 3. Miembro 32: $P_{32} = 0.104(25.407) = 2.64$

En la Figura 2.28 se han hecho directamente cálculos similares para todos los nudos.

Paso 5. Determinación de los momentos en los pilares.

Como los factores de momento de pilar son valores relativos de los momentos en los extremos de los pilares para cada piso del pórtico, esto equivale a decir que

$$M_{12} = AP_{12} \quad M_{21} = AP_{21} \quad M_{23} = AP_{23} \quad M_{32} = AP_{32}$$

siendo M_{12} , M_{21} , M_{23} y M_{32} los momentos reales en los extremos de los pilares y A tiene el mismo valor para todos los pilares de un piso. Por tanto, se puede expresar la suma de los momentos extremos por:

$$\begin{aligned} \Sigma \text{momentos extremos de pilares} &= A(P_{12} + P_{21} + P_{23} + P_{32}) \\ &= A \Sigma P \text{ por piso} \quad (a) \end{aligned}$$

Considerando el equilibrio estático de todas las fuerzas que actúan en todos los pilares de un piso determinado. Con referencia a la figura 2.29, se toman momentos respecto a la base del pilar de la derecha, en el nudo 8.

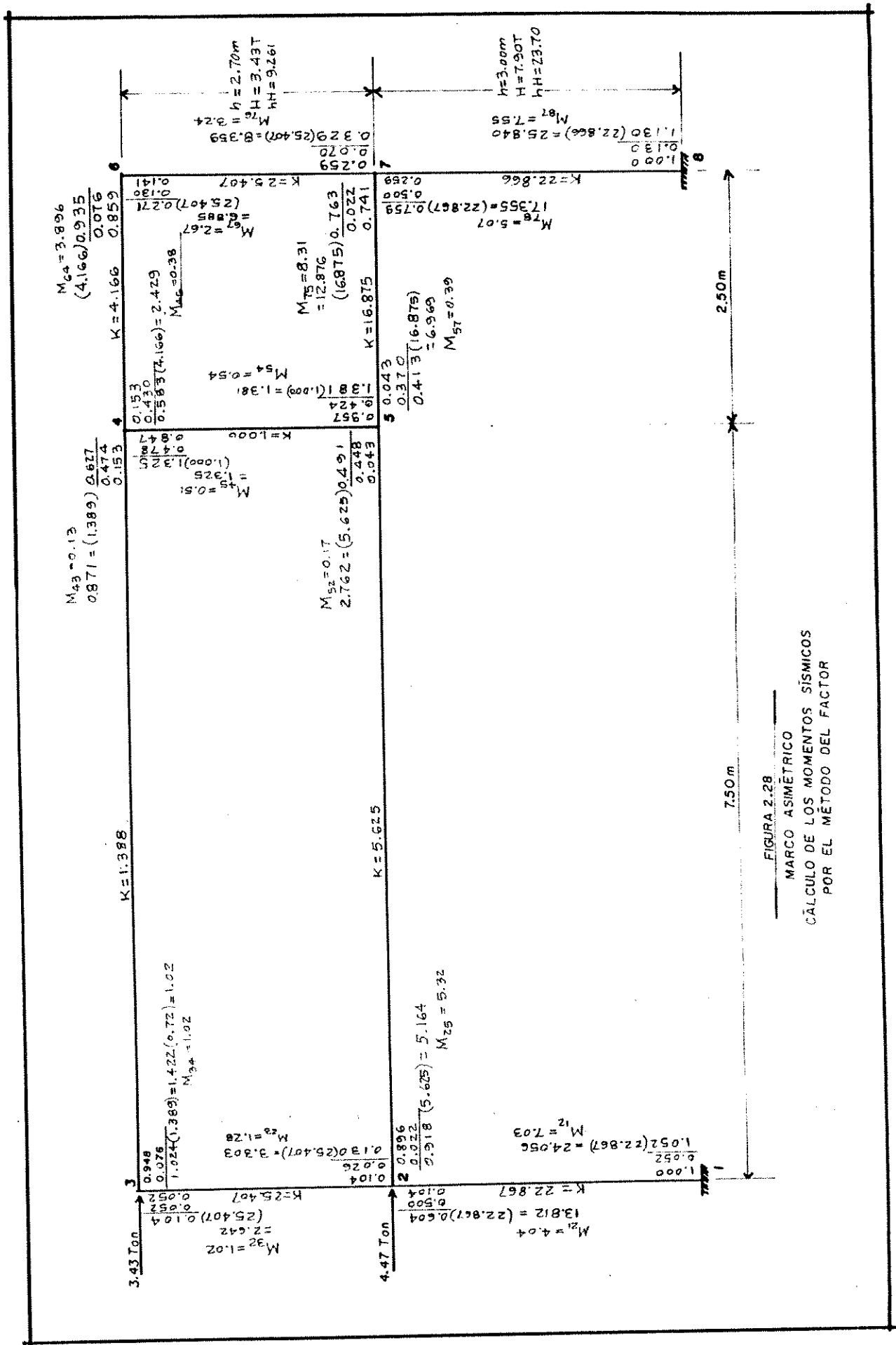


FIGURA 2.28
 MARCO ASIMÉTRICO
 CÁLCULO DE LOS MOMENTOS SÍSMICOS
 POR EL MÉTODO DEL FACTOR

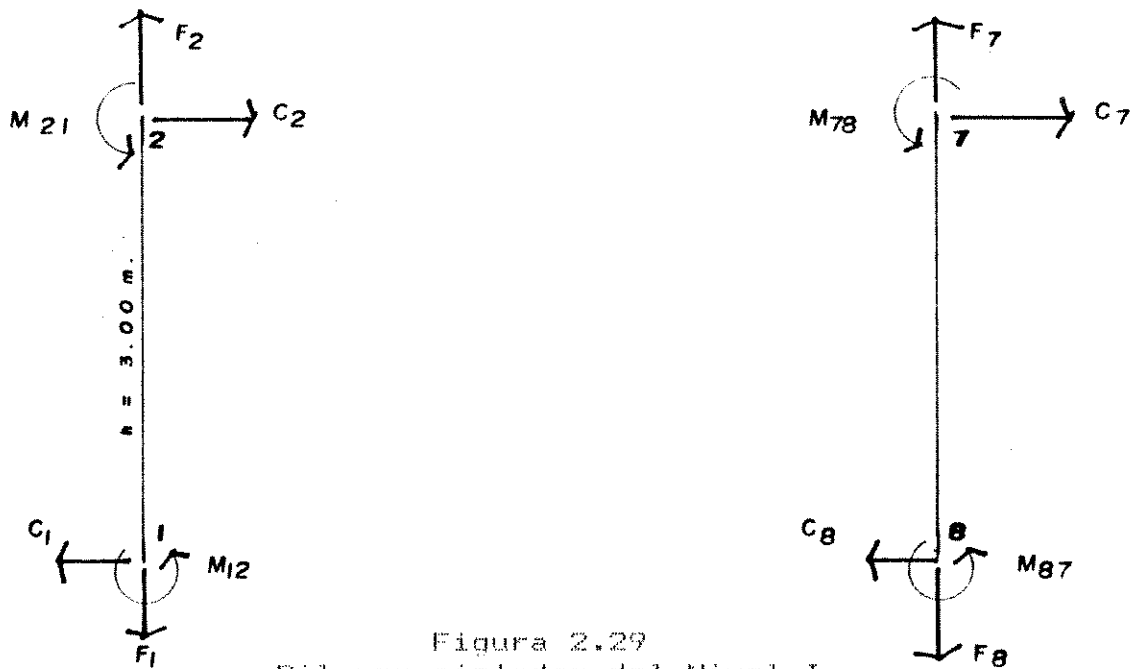


Figura 2.29
Pilares aislados del Nivel I
Marco asimétrico

$$(C_2 + C_7)h = M_{12} + M_{21} + M_{87} + M_{78}$$

La suma $C_2 + C_7$ es igual al cortante total horizontal H en el piso. La suma $M_{12} + M_{21} + M_{87} + M_{78}$ es igual a la de la de los momentos en los extremos de los pilares en el piso.

Por tanto,

$$\Sigma \text{momentos extremos de pilares} = Hh \quad (b)$$

De las ecuaciones (a) y (b)

$$A = Hh / \Sigma P \text{ del piso} \quad (c)$$

Para cada piso se puede determinar A por la Ecuación (c).

Luego se pueden hallar los momentos extremos de cada pilar de este nivel I, multiplicando el factor de momento de pilar correspondiente por A .

Aplicando el proceso al primer nivel del marco asimétrico:

$$A_1 = 23.70/13.93+24.25+17.48+26.04 = 0.29$$

$$M_{12} = 0.29(24.25) = 7.03 \text{ Ton-m}$$

$$M_{21} = 0.29(13.93) = 4.04 \text{ Ton-m}$$

$$M_{76} = 0.29(17.48) = 5.07 \text{ Ton-m}$$

$$M_{67} = 0.29(26.04) = 7.55 \text{ Ton-m}$$

Los del segundo nivel se obtienen a partir de A_2 , que se calcula aplicando la ecuación (c), determinando su valor, que es: $A_2 = 0.39$

Paso 6. Determinación de los momentos en las vigas.

Como los factores de momento de viga son los valores relativos de los momentos en los extremos de las vigas

vigas en un nudo determinado, esto es otro modo de decir, con respecto a la Figura 2.30, que $M_{52} = B_5 V_{52}$ y $M_{57} = B_5 V_{57}$, donde B_5 tiene el mismo valor en cada una de las relaciones anteriores. Además, como en cada nudo la suma de los momentos de las vigas es igual a la de los

de lo momentos en los pilares, se puede calcular B_5 por la relación siguiente:

$$B_5 V_{52} + B_5 V_{57} = M_{54} \quad (d)$$

de donde:

$$B_5 = \frac{\sum \text{de los momentos de los pilares en el nudo 5}}{\sum \text{de los factores de momento de la viga en el nudo 5}}$$

$$B_5 = 0.54 \text{ Ton-m} / 2.76 + 6.97 = 0.06 \text{ Ton-m}$$

Hallado $B_5 = 0.06$, se calculan los momentos extremos de cada viga en este nudo multiplicando el factor correspondiente por B_5 :

$$M_{52} = 0.06(2.76) = 0.17 \text{ Ton-m}$$

$$M_{57} = 0.06(6.97) = 0.39 \text{ Ton-m}$$

Aplicando la ecuación (d) a los nudos 2 y 3 se tiene:

$$B_2 = \frac{4.04 + 1.28}{5.16} = 1.03 \text{ Ton-m}$$

$$M_{25} = 1.03(5.16) = 5.32 \text{ Ton-m}$$

$$B_3 = 1.03 \text{ Ton-m} / 1.42 = 0.72 \text{ Ton-m}$$

$$M_{34} = 0.72(1.42) = 1.03 \text{ Ton-m}$$

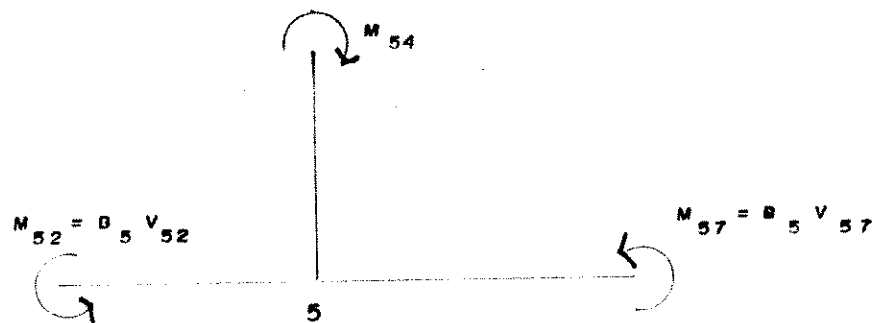


Figura 2.30
Nudo 5 aislado
Marco asimétrico

Para concluir la aplicación del Método del Factor al Marco Asimétrico, se tabulan los momentos calculados en la Tabla 2.19 y se construye el diagrama de Momentos en la Figura 2.31.

Tabla 2.19 Momentos para carga sísmica, sentido izquierda a derecha, Marco Asimétrico

Miembro	Momento Nudo i (Ton-m)	Momento Nudo j (Ton-m)
1	7.03	4.04
2	5.32	0.17
3	0.39	8.31
4	5.07	7.55
5	1.28	1.02
6	1.02	0.13
7	0.51	0.54
8	0.38	2.67
9	2.67	3.24

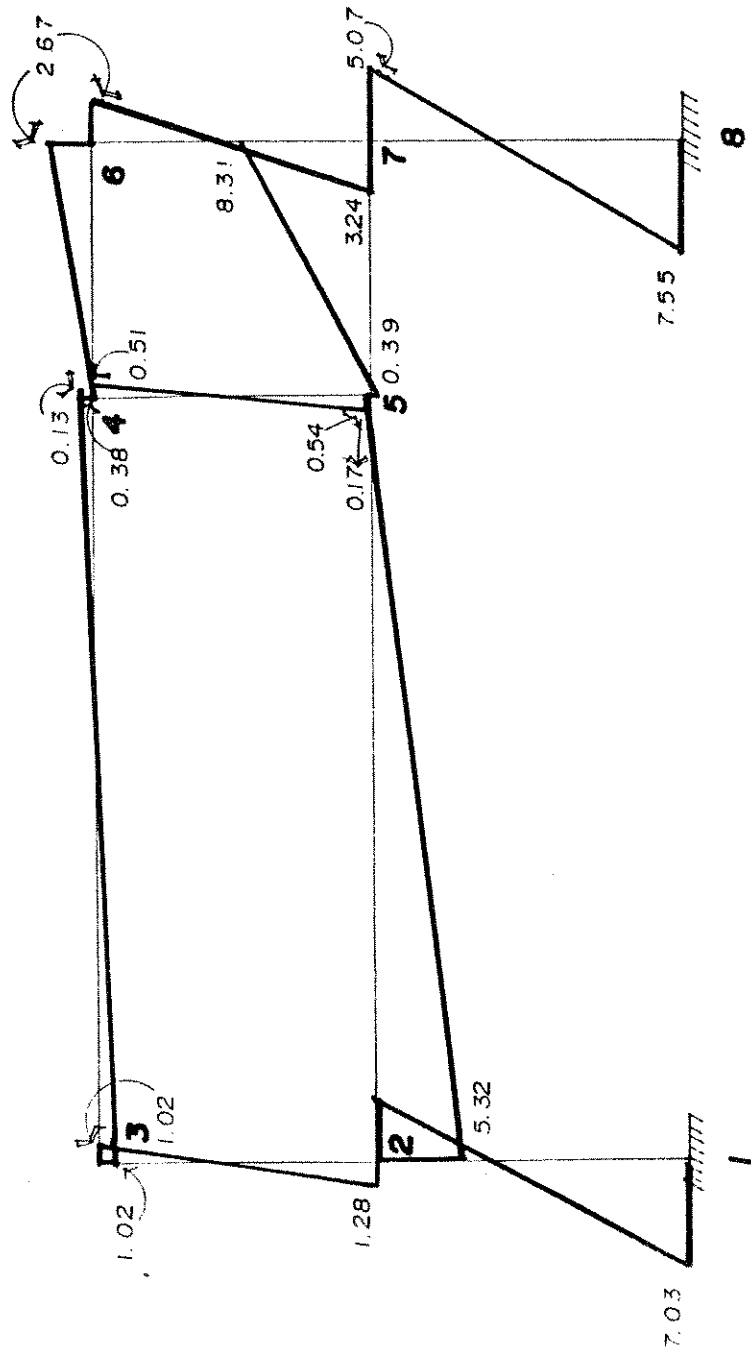


FIGURA 2.31
 DIAGRAMA DE MOMENTOS (Tons - m)
 MARCO ASIMETRICO SISMO DE IZQUIERDA A DERECHA.
 CÁLCULO POR EL MÉTODO DEL FACTOR .

2.5 Método de Kani aplicado al marco Asimétrico

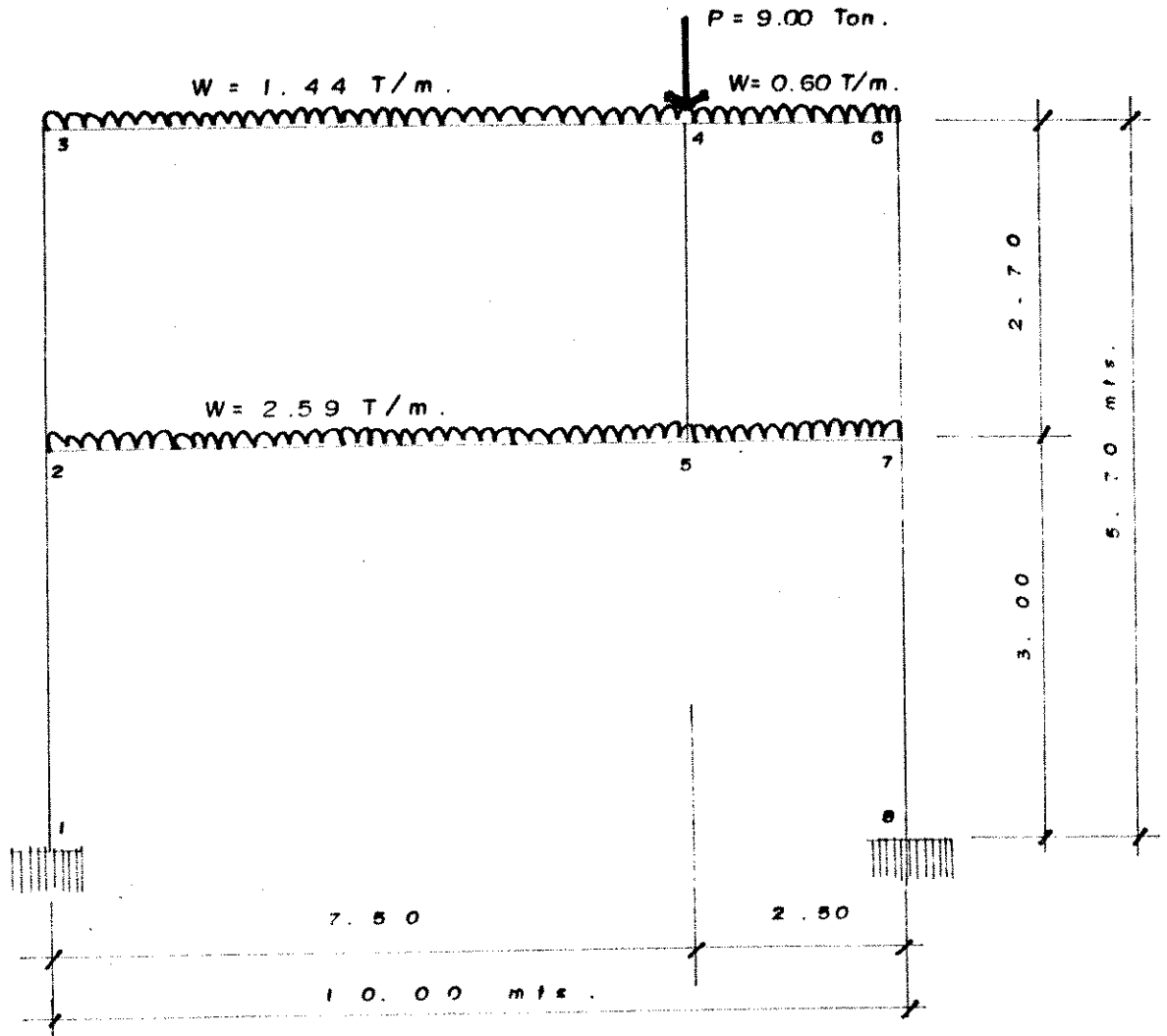


Figura 2.32

Elevación Longitudinal y cargas del marco a analizar.

Para realizar el análisis por este método, como ya se vió anteriormente, se requiere el cálculo previo de los siguientes parámetros:

i) Factores de giro o coeficientes de reparto, dados por la ecuación (2-4):

$$\mu_{ik} = -\frac{1}{2}K/\Sigma K \quad (2-4)$$

como ya se ejemplificó la forma de calcular estos valores al analizar el marco Simétrico, aquí sólo se consig-
nan los resultados obtenidos para los diferentes nudos:

Nudo 2:

$$\mu_{21} = -0.213$$

$$\mu_{23} = -0.052$$

Nudo 4:

$$\mu_{43} = -0.106$$

$$\mu_{46} = -0.318$$

$$\mu_{45} = -0.076$$

Nudo 6:

$$\mu_{64} = -0.070$$

$$\mu_{67} = -0.430$$

Nudo 3:

$$\mu_{32} = -0.474$$

$$\mu_{34} = -0.026$$

Nudo 5:

$$\mu_{52} = -0.120$$

$$\mu_{54} = -0.021$$

$$\mu_{57} = -0.359$$

Nudo 7:

$$\mu_{76} = -0.194$$

$$\mu_{78} = -0.176$$

$$\mu_{75} = -0.130$$

ii) Factores de corrimiento o coeficientes de desplazamiento:

Es necesario calcular en este caso los factores de corrimiento o coeficientes de desplazamiento, pues la

característica asimétrica del marco implica la existencia de desplazamiento lateral (horizontal).

Se calculan los factores de corrimiento o coeficientes de desplazamiento v , distribuyendo en cada piso el valor $(-3/2)$ proporcionalmente a las rigideces de las columnas y se anota a la izquierda de la columna correspondiente. Para una columna $i-k$ del piso r , el valor de v será:

$$v_{ik} = -3/2(K_{ik}/\sum K_{ik}) \quad (2-18)$$

(r)

la suma de los factores de corrimiento será en cada piso igual a $(-3/2)$

$$\sum v_{ik} = -3/2$$

(r)

Cálculo de los factores v para el nivel II:

$$\sum K_{cols.} = K_{23} + K_{45} + K_{67} = 25.407 + 1.000 + 25.407 = 51.814$$

$$v_{23} = v_{67} = -3/2 * 25.407 / 51.814 = -0.736$$

$$v_{45} = -3/2 * 1.000 / 51.814 = -0.028$$

Cálculo de los factores v para el nivel I

$$v_{12} = v_{78} = -3/2(23.067 / (23.067 + 23.067)) = -0.750$$

iii) Momentos de empotramiento fijo para cargas de trabajo: $w_m + w_v$

Nivel II:

$$MF_{24} = -1.44(7.50)^2 / 12 = -6.75 \text{ Ton-m.}$$

$$MF_{43} = 6.75 \text{ Ton-m.}$$

$$MF_{46} = -1/12(0.60)(2.50)^2 = -0.31 \text{ Ton-m}$$

$$MF_{64} = 0.31 \text{ Ton-m.}$$

Nivel 1:

$$MF_{25} = -1/12(2.59)(7.50)^2 = -12.14 \text{ Ton-m}$$

$$MF_{52} = 12.14 \text{ Ton-m.}$$

$$MF_{57} = -1/12(2.59)(2.50)^2 = -1.35 \text{ Ton-m}$$

$$MF_{75} = 1.35 \text{ Ton-m.}$$

$P = 9.00 \text{ Ton.}$ que para efectos de análisis se considera aplicada en el nudo 4 y que representa la acción del marco transversal intermedio.

iv) Cálculo de los Momentos de Sujeción utilizando la ecuación (2-6):

$$M_{\text{n}} = \Sigma MF \text{ en el nudo} \quad (2-6)$$

resultados obtenidos:

$$M_{\text{n}2} = -12.14 \text{ Ton-m.} \quad M_{\text{n}5} = 10.79 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{\text{n}3} = -6.75 \text{ Ton-m.} \quad M_{\text{n}6} = 0.31 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{\text{n}4} = 6.44 \text{ Ton-m.} \quad M_{\text{n}7} = 1.35 \text{ Ton-m.}$$

Los parámetros obtenidos en los incisos anteriores, se trasladan a la hoja de cálculo No.4. Las influencias del giro M'_{ik} se obtendrán por iteración sucesiva de la ecuación (2-19):

$$M'_{ik} = \mu_{ik} [M_k + \sum_{(i)} (M'_{ki} + M''_{ik})] \quad (2-19)$$

de uno a otro nudo.

Las influencias del desplazamiento M''_{ik} , se obtienen por iteración sucesiva a todos los nudos de la ecuación (2-20):

$$M''_{ik} = \gamma_{ik} [M''_r + \sum_{(r)} (M'_{ik} + M'_{ki})] \quad (2-20)$$

Las iteraciones mediante las ecuaciones (2-19) y (2-20) serán sucesivas alternándolas, empezando con la (2-19) para cada nudo y luego la (2-20), hasta que todas las influencias de los giros y los desplazamientos lleguen a la exactitud deseada.

Se inician las iteraciones, calculando los giros en los nudos, ya que se desconocen al principio, los desplazamientos en las columnas.

La primera iteración para los nudos 2 y 3 es:

Nudo 2:

$$M'_{21} = -0.2131[-12.14 + (0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00)] = 2.59$$

$$M'_{25} = -0.0521[-12.14 + (0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00)] = 0.63$$

$$M'_{23} = -0.2351[-12.14 + (0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00)] = 2.85$$

Nudo 3:

$$M'_{32} = -0.4741[-6.75 + (2.85 + 0.00 + 0.00)] = 1.85$$

$$M'_{34} = -0.0261[-6.75 + (2.85 + 0.00 + 0.00)] = 0.10$$

·
·
·

hasta calcularla para el nudo /

Calculada la primera iteración de giros, para todos los nudos, se procede al cálculo de la primera iteración de las influencias del desplazamiento aplicando la ecuación (2-20); obteniendo para el Nivel II columna 23, columna 67 y columna 45:

$$M''_{23} = -0.736[0.00+(1.85+2.85-0.50-0.22+0.76-0.41)]$$

$$M''_{23} = M''_{67} = -3.19$$

$$M''_{45} = -0.12$$

Para las columnas del Nivel I:

$$\begin{aligned} M''_{12} = M''_{70} &= -0.750[0.00+(2.59+0.00-0.37+0.00)] \\ &= -1.66 \end{aligned}$$

La segunda iteración para el cálculo de los giros en los nudos 2 y 3 es:

Nudo 2:

$$M'_{21} = -0.213[-12.14+(0.00-1.28+1.85-1.66-3.19)]$$

$$M'_{21} = 3.50$$

$$M'_{25} = -0.052[-12.14+(0.00-1.28+1.85-1.66-3.19)]$$

$$M'_{25} = 0.85$$

$$M'_{23} = -0.235[-12.14+(0.00-1.28+1.85-1.66-3.19)]$$

$$M'_{23} = 3.86$$

Nudo 3:

$$M'_{32} = -0.474[-6.75+(3.86-0.69-3.19)] = 3.21$$

$$M'_{34} = -0.026[-6.75+(3.86-0.69-3.19)] = 0.18 \dots$$

hasta calcularla para el nudo 7.

El cálculo de la segunda iteración de las influencias del desplazamiento da los siguientes resultados.

Columnas del Nivel II:

$$M''_{23} = M''_{67} = -0.736[0.00+(3.21+3.86-0.49-0.24+2.29+0.98)]$$

$$M''_{23} = M''_{67} = -7.07$$

$$M''_{45} = -0.028[0.00+(3.21+3.86-0.49-0.24+2.29+0.98)]$$

$$M''_{45} = -0.27$$

Columnas del Nivel I:

$$M''_{12} = M''_{78} = -0.750[0.00(3.50+0.00+0.88+0.00)] = -3.28$$

Como ya se indicó, las iteraciones mediante las ecuaciones (2-19) y (2-20) serán sucesivas alternándose, empezando con la ecuación (2-19) para cada nudo y luego la (2-20), hasta que todas las influencias de los giros y desplazamientos lleguen a la exactitud deseada.

Se obtienen los Momentos definitivos en los extremos de las barras, sumando los momentos de empotramiento M_{ik} , las influencias de los giros M'_{ik} , y las influencias del desplazamiento M''_{ik} . Así, por ejemplo, para el extremo de la barra i-k:

$$M_{ik} = M_{ik} + 2M'_{ik} + M''_{ik} \quad (2-21)$$

aplicando esta ecuación a los nudos 4 y 5 se establece que sus momentos finales son:

Nudo 4:

$$M_{43} = 6.75 - 2(0.77) + 0.60 = 5.81 \text{ Ton-m}$$

$$M_{45} = 0.00 - 2(0.55) - 0.31 - 0.93 = -2.32 \text{ Ton-m}$$

$$M_{46} = -0.31 - 2(2.30) + 1.44 = -3.48 \text{ Ton-m}$$

Nudo 5:

$$M_{52} = 12.14 + 2(-1.80) + 1.92 = 10.45$$

$$M_{54} = 0.00 + 2(-0.32) - 0.55 - 0.93 = -2.08 \text{ Ton-m}$$

$$M_{57} = -1.35 + 2(-5.39) + 3.76 = -8.37 \text{ Ton-m}$$

los demas momentos finales para los restantes nudos, calculados en forma similar, aparecen en la hoja de Cálculo No.4, separados de las influencias de giros por una línea horizontal pequeña y son listados en la tabla 2.20.

Tabla 2.20 Momentos calculados para Cargas de Trabajo: Carga muerta+Carga viva Marco asimétrico. Método de Kani

Miembro	Momento nudo i Tons-m	Momento nudo j Tons-m
1	-1.71	6.05
2	-10.14	10.45
3	-8.37	3.42
4	0.59	-4.44
5	4.09	6.42

HOJA DE CÁLCULO No 4
 MOMENTOS PRODUCIDOS POR CARGAS DE TRABAJO
 MÉTODO DE KANI

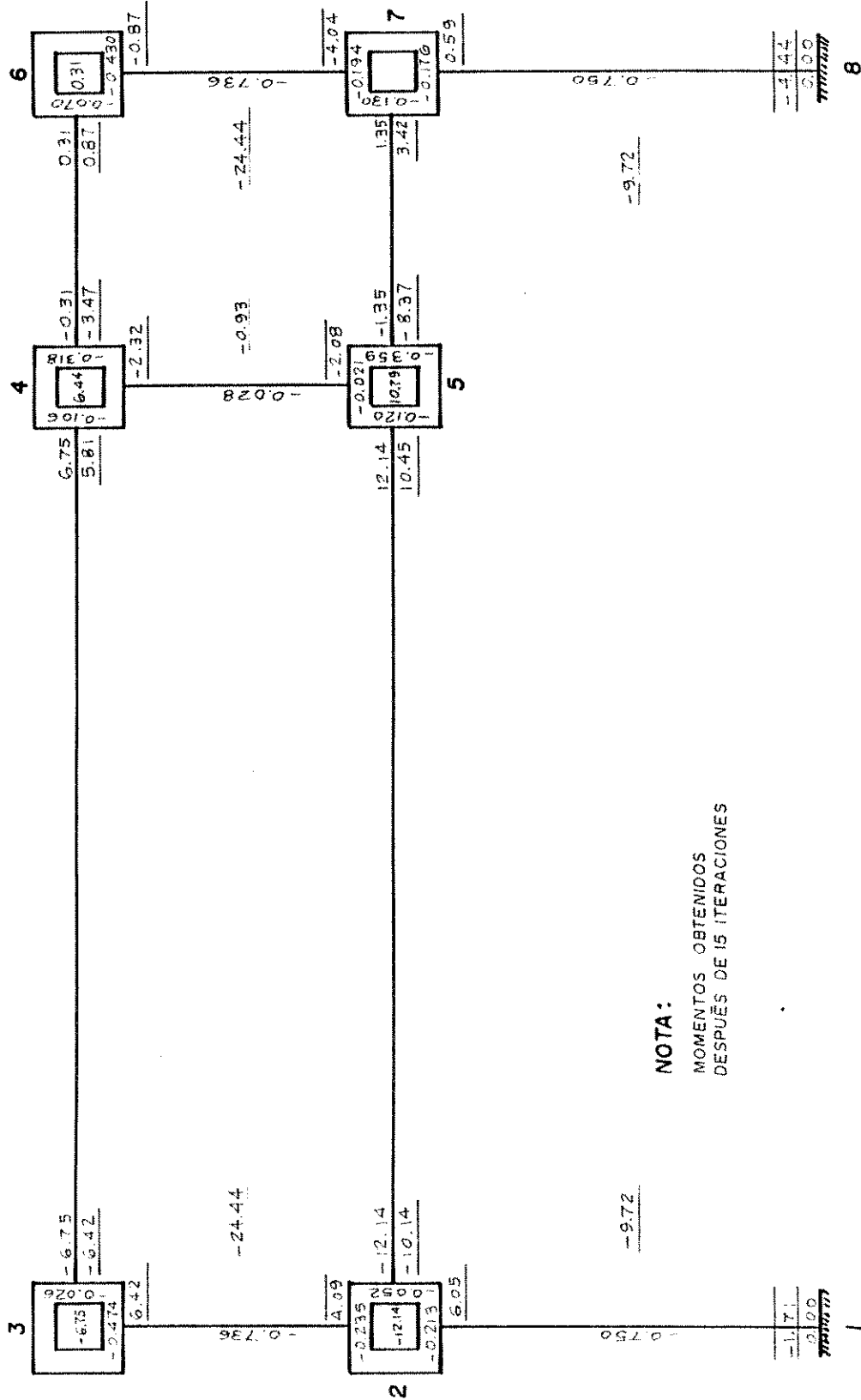


Tabla 2.20 Continuación

Miembro	Momento nudo i Tons-m	Momento nudo j Tons-m
6	-6.42	5.81
7	-2.32	-2.08
8	-3.47	0.87
9	-0.87	-4.04

Los momentos finales indicados en la Hoja de cálculo No.4 serían correctos si no se efectúa desplazamiento de ningún nudo, lo que en el presente caso no es cierto, ya que el nudo 5 deflecta por efecto de la carga vertical muerta y viva distribuida, más la influencia de la carga puntual sobre el mismo, por la columna del Segundo Nivel situada a tres cuartos de la luz.

Si los miembros del Nivel II del marco Asimétrico, se descomponen en cuerpos libres, el resultado es el siguiente:

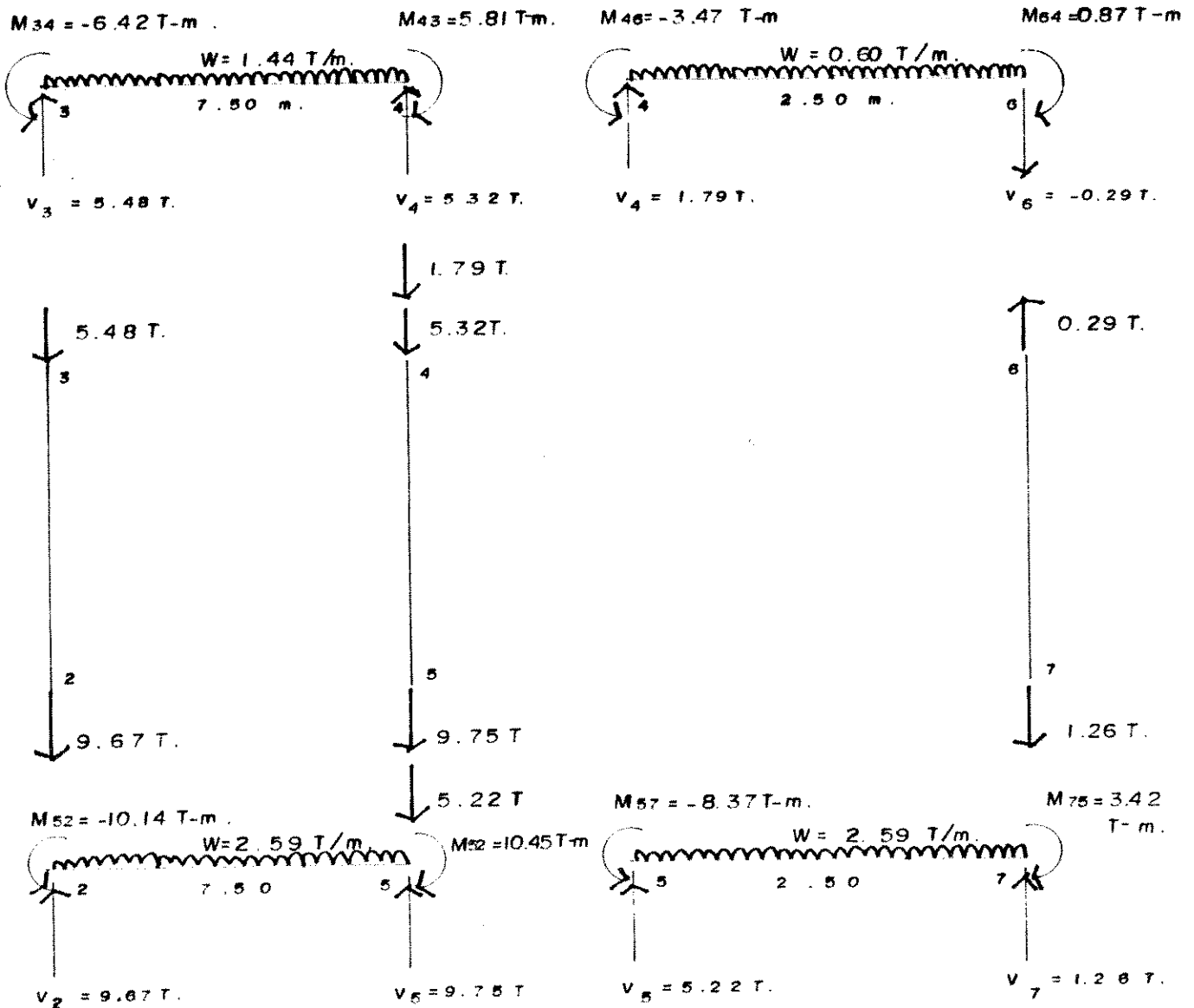


Figura 2.33
 Diagramas de cuerpos Libres Nivel II
 Momentos sin compensar
 por cargas de trabajo
 Marco Asimétrico

El análisis de estos diagramas indica que si los momentos de este balance existen en el marco, está presente una fuerza total de $1.79+5.32+9.75+5.22+9.00 = 31.08$ Ton. que tiende a flexionar el marco hacia abajo en el nudo 5. Con objeto de evitar el movimiento vertical que permitiría la existencia de estos momentos, (en forma temporal y para el propósito del análisis), es necesario considerar una fuerza vertical imaginaria, actuando hacia arriba en el nudo 5. Esta fuerza se designa como fuerza de sujeción V, mostrada en la Figura 2.34:

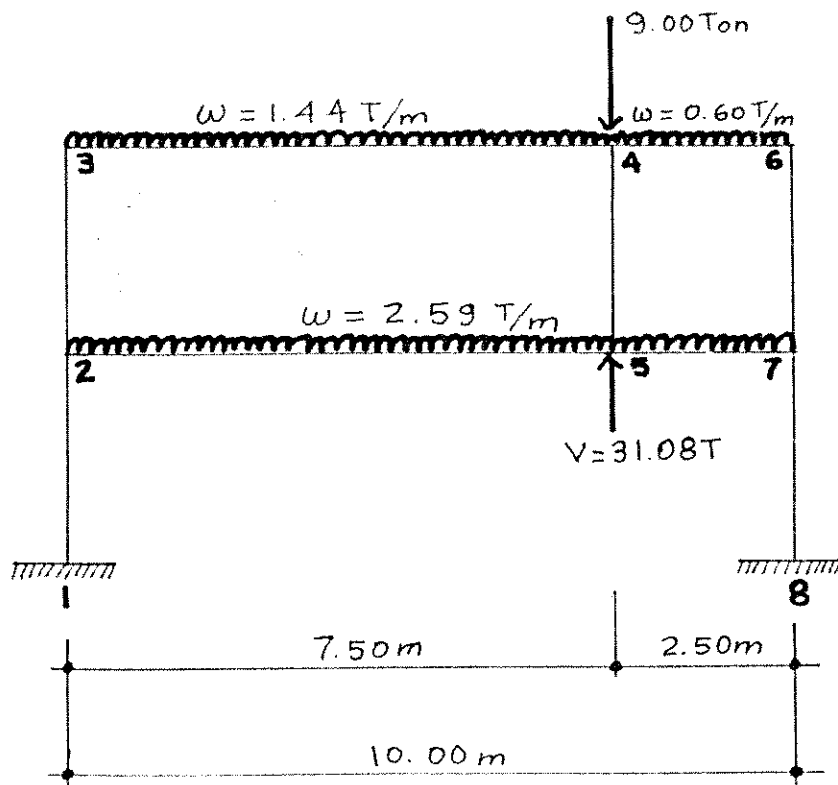


Figura 2.34
APLICACIÓN DE LA FUERZA DE FIJACIÓN V

Esta ilustración muestra el sistema de cargas completo que ha de aplicarse a la estructura para que los momentos finales del balance efectuado sean correctos. La fuerza V , sin embargo, no puede permanecer, por lo que deben cancelarse sus efectos. Esto puede lograrse encontrando los momentos resultantes en el marco por una fuerza igual y opuesta a V , aplicada en el nudo 4, como se muestra en la Figura 2.35, página siguiente:

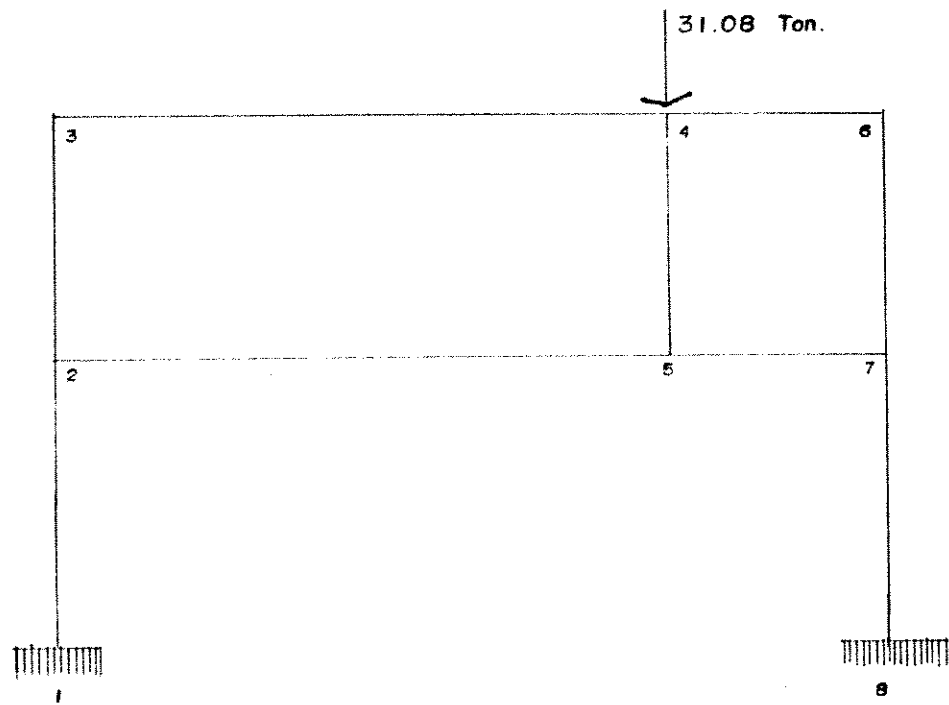


Figura 2.35
Fuerza igual y opuesta a V aplicada en el nudo 4.

Aunque no es posible efectuar una solución directa para los momentos resultantes de esta fuerza, pueden determinarse indirectamente. Supóngase que se aplica una fuerza desconocida V' a la estructura, como lo ilustra la Figura 2.36, que causa la deflexión vertical

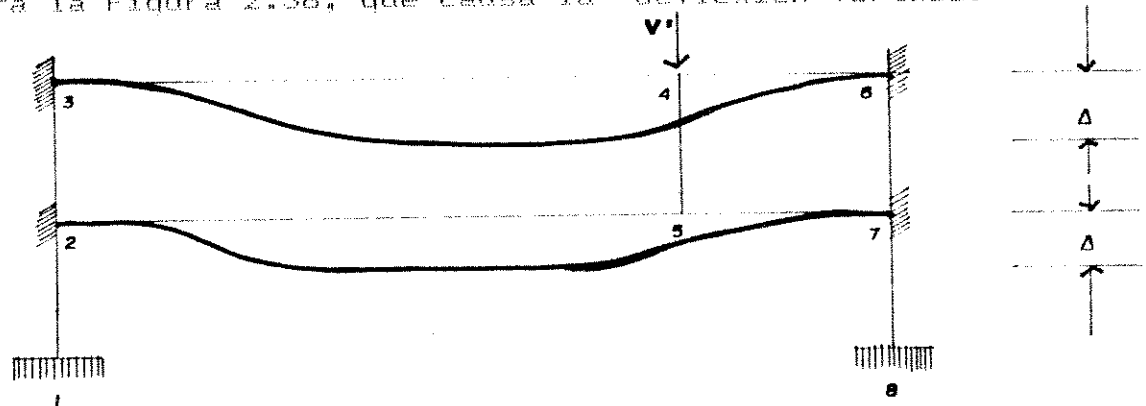


Figura 2.36
Aplicación de una fuerza desconocida V' a la estructura

hacia abajo del marco, sin rotación de nudos, una distancia Δ . Ahora, independientemente del valor de V' y el valor de Δ resultante, los momentos de empotramiento inducidos en los extremos de las vigas deben ser proporcionales a los valores respectivos de K . Estos momentos de empotramiento pueden tener cualquier combinación de valores, siempre que la relación se conserve. El procedimiento apropiado es el de elegir valores para estos momentos de empotramiento, de aproximadamente el mismo orden de magnitud que los momentos originales de empotramiento debidos a las cargas reales. Esto resultará en la misma exactitud en el balance para la corrección del movimiento vertical, que la que se obtuvo en el primer balance para las cargas verticales. En consecuencia, se supondrá que V' y la Δ resultante, son de magnitudes tales, que resulten en los momentos de empotramiento mostrados en la Figura 2.37

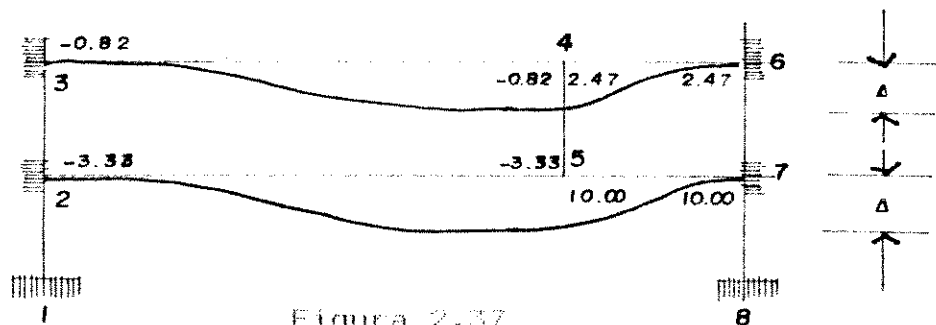


Figura 2.37
Momentos aplicados para la corrección del movimiento vertical

Es obvio que la condición $\Sigma M = 0$ no se satisface para los nudos 2, 3, 6 y 7 en el marco flexionado. Por lo tanto, estos nudos deben girar hasta que se logra el equilibrio. El efecto de esta rotación está determinado en la Hoja de cálculo No. 5.

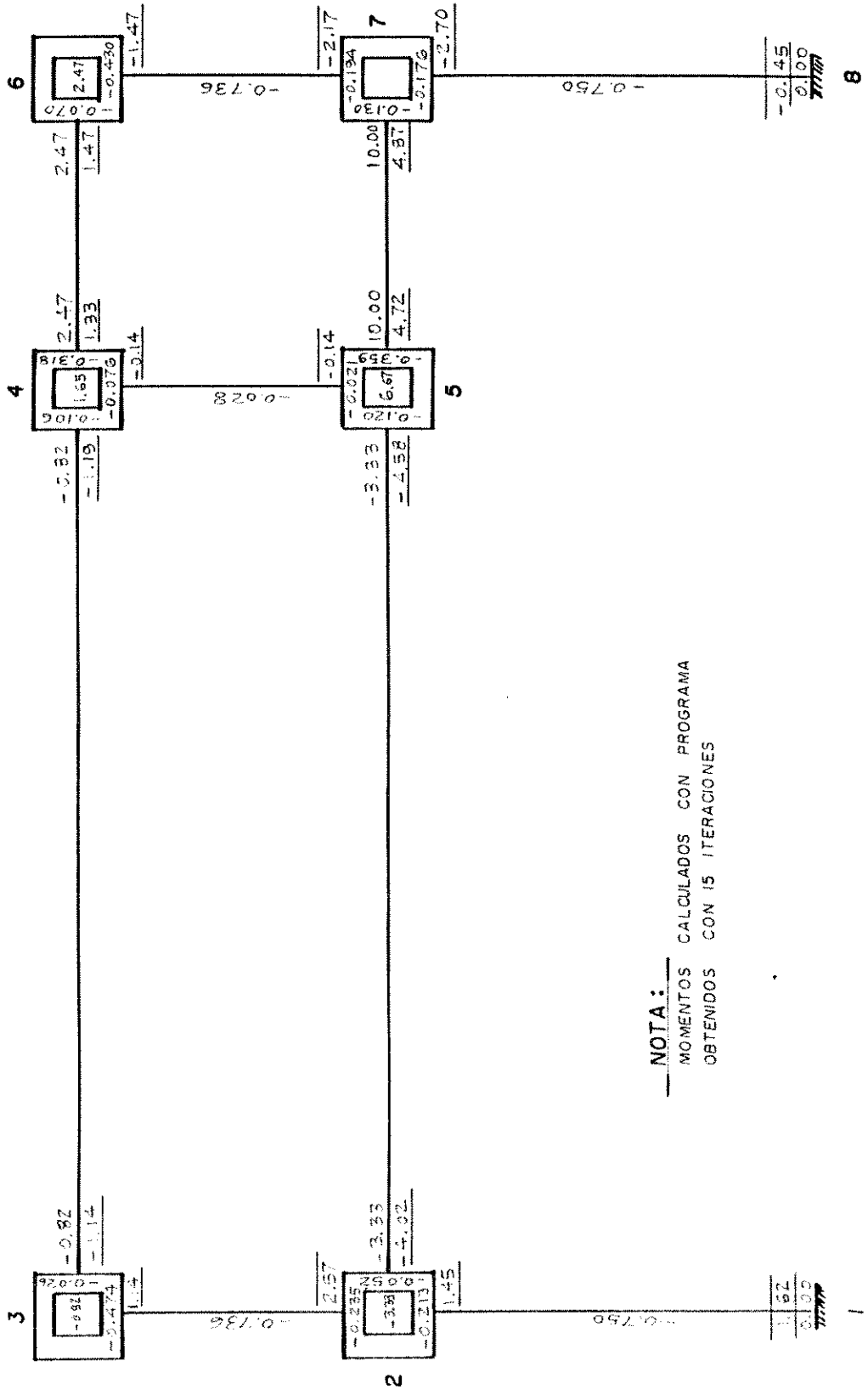
Como todos los datos empleados en la Hoja de Cálculo No. 5, para el cálculo del balance de momentos por el Método de Kani, fueron ya explicados, se continúa con el razonamiento y análisis de los resultados obtenidos.

Durante la rotación de los nudos 2, 3, 6 y 7, según se representa en el balance, en la Hoja de Cálculo, el valor de Δ ha permanecido constante, variando V' en magnitud según se requiere para mantener Δ .

Es ahora posible determinar el valor final de V' , simplemente sumando los cortes en las vigas, haciendo para ello diagramas de cuerpo libre para los miembros del Nivel II, de la manera mostrada en la Figura 2.38, obteniendo las acciones resultantes sobre la columna intermedia 45, mostradas en la Figura 2.39:

HOJA DE CÁLCULO No 5

KANI PARA MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO INDUCIDOS POR UNA FUERZA V QUE CAUSA LA DEFLEXIÓN VERTICAL EN EL MARCO



NOTA: MOMENTOS CALCULADOS CON PROGRAMA OBTENIDOS CON 15 ITERACIONES

Vigas 34 y 46 Nivel II y Vigas 25 y 57 Nivel I

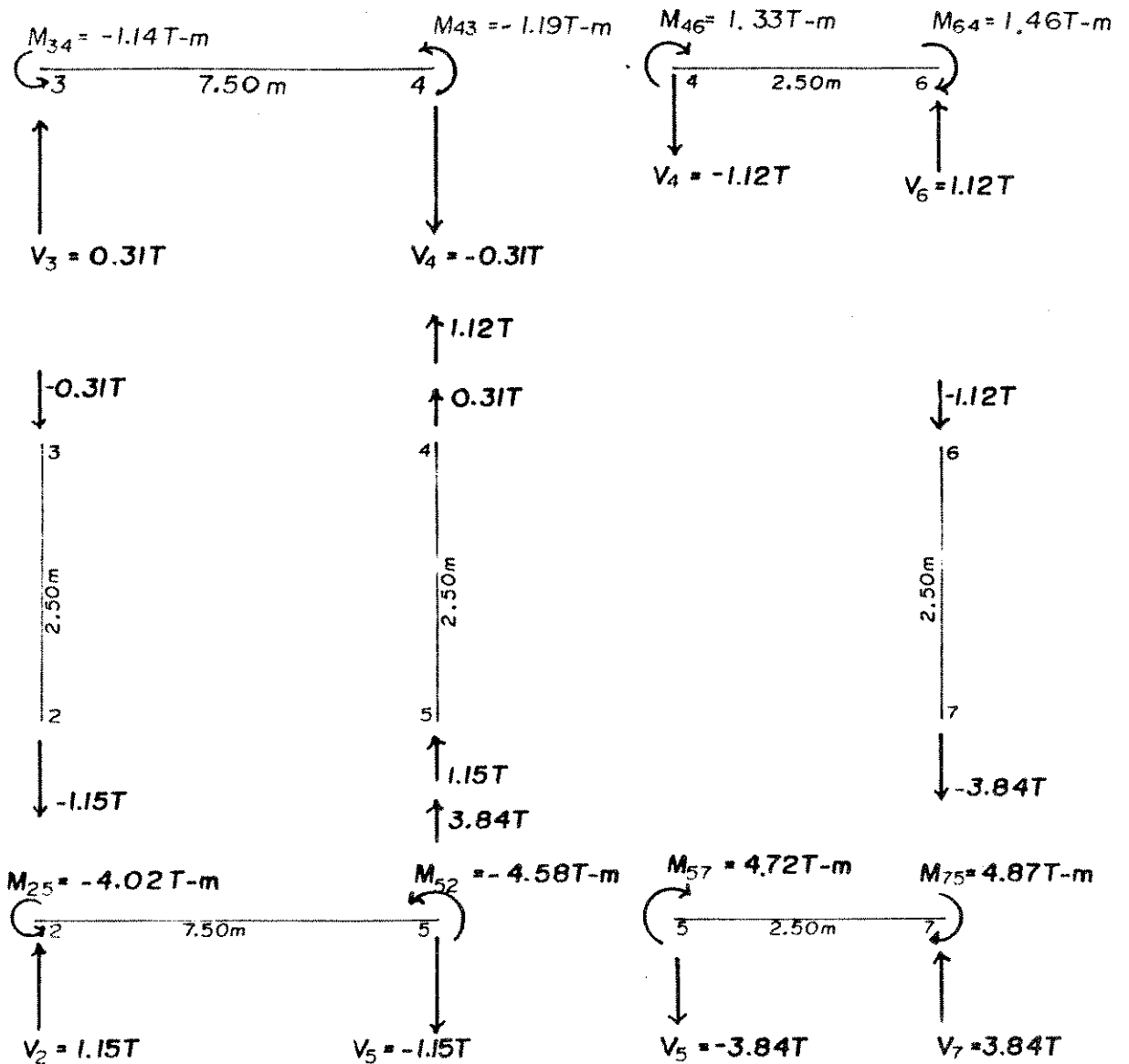


FIGURA 2.38

Diagramas de Cuerpo Libre resultantes en el Nivel II
 al aplicar los momentos de Corrección
 Marco Asimétrico

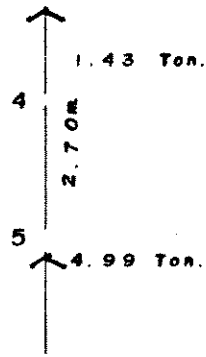


Figura 2.39
Acciones resultantes sobre la columna intermedia 45.

El valor final de V' es la fuerza necesaria para mantener la deflexión del marco, después que los nudos han girado. En otras palabras, es la fuerza que será congruente con el desplazamiento y momentos internos de la estructura, según han sido determinados por la segunda operación de balanceo. Luego, este valor final de V' será llamado la Fuerza Congruente de Nudo (FCN).

La fuerza congruente de nudo está dada por:

$$FCN = 1.12 + 0.31 + 1.15 + 3.84 = 6.42 \text{ Ton.}$$

y la inspección indica claramente que la FCN debe actuar hacia arriba.

Es obvio pues, que los resultados del último balance son momentos que existirán en el marco cuando actúa una fuerza de 6.42 Ton. hacia arriba en el nudo 5. Es necesario, sin embargo, determinar los momentos resultantes de un fuerza de 30.94 Ton., aplicada hacia abajo

en el nudo 4. Se usará un factor "y", aún desconocido que, multiplicado por 6.42 Ton, se use para representar esta fuerza actuando hacia arriba.

En el cuerpo libre para la columna intermedia 45 del nivel II, Figura 2.40, debe satisfacerse la condición $\sum F_y = 0$. De acuerdo con el convenio de signos establecido, se tiene:

$$6.42y - 30.94 = 0$$

$$6.42y = 30.94$$

$$y = 4.82$$

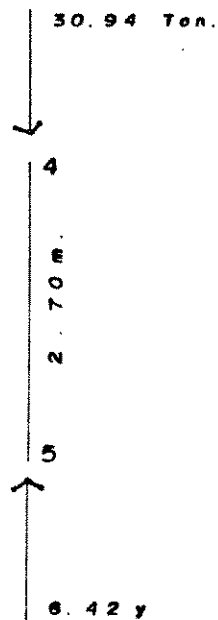


Figura 2.40
Cuerpo libre de la Columna intermedia 45
Nivel II

si este factor $\gamma = 4.82$ se aplica a los momentos obtenidos del segundo balance, los resultados serán los momentos causados por una fuerza de 30.94 toneladas, actuando hacia abajo en el nudo 4. Si estos momentos se agregan ahora a los momentos obtenidos del primer balance, el resultado será, los momentos finales para el marco, habiéndose cancelado el efecto de la F.S. Esta adición de momentos se muestra a continuación en la Tabla 2.21, página siguiente:

Tabla 2.21 Momentos finales obtenidos para Cargas de Trabajo: $C_{muerta} + C_{viva}$, por el Método de Kani. Marco Asimétrico

Nudo	Miembro	Moms. 1er. Balance	y*Moms. 2do. Balance	Moms. Finales
1	1-2	-1.71	7.81	6.10
2	2-3	4.09	12.39	16.48
2	2-5	-10.14	-19.38	-29.52
2	2-1	6.05	6.99	13.04
3	3-2	6.42	5.49	11.91
3	3-4	-6.42	-5.49	-11.91
4	4-3	5.81	-5.74	0.07
4	4-5	-2.32	-0.67	-2.99
4	4-6	-3.47	6.41	2.94
5	5-2	10.45	-22.08	-11.63
5	5-4	-2.08	-0.67	-2.75
5	5-7	-8.37	22.75	14.38
6	6-4	0.87	7.08	7.95
6	6-7	-0.67	-7.08	-7.95
7	7-5	3.42	23.47	26.89
7	7-6	-4.30	-10.26	-14.56
7	7-8	0.59	-13.01	-12.42
8	8-7	-4.44	-2.17	-6.61

La dirección de la deformación vertical puede determinarse del hecho obvio que el marco siempre se desplazará en la dirección opuesta a V .

El objetivo principal planteado en esta tesis, es establecer la magnitud del desplazamiento vertical. Pero el proceso indicado para calcular el Δ resultante en el marco Simétrico, no puede utilizarse ahora, para el marco Asimétrico, precisamente por la asimetría, en carga y geometría. El valor de Δ se obtendrá al aplicar el método de Rigidez.

Concluye así, el análisis para el marco asimétrico, para cargas verticales de trabajo, por el Método de Kani. A continuación, la figura 2.41 muestra los resultados obtenidos.

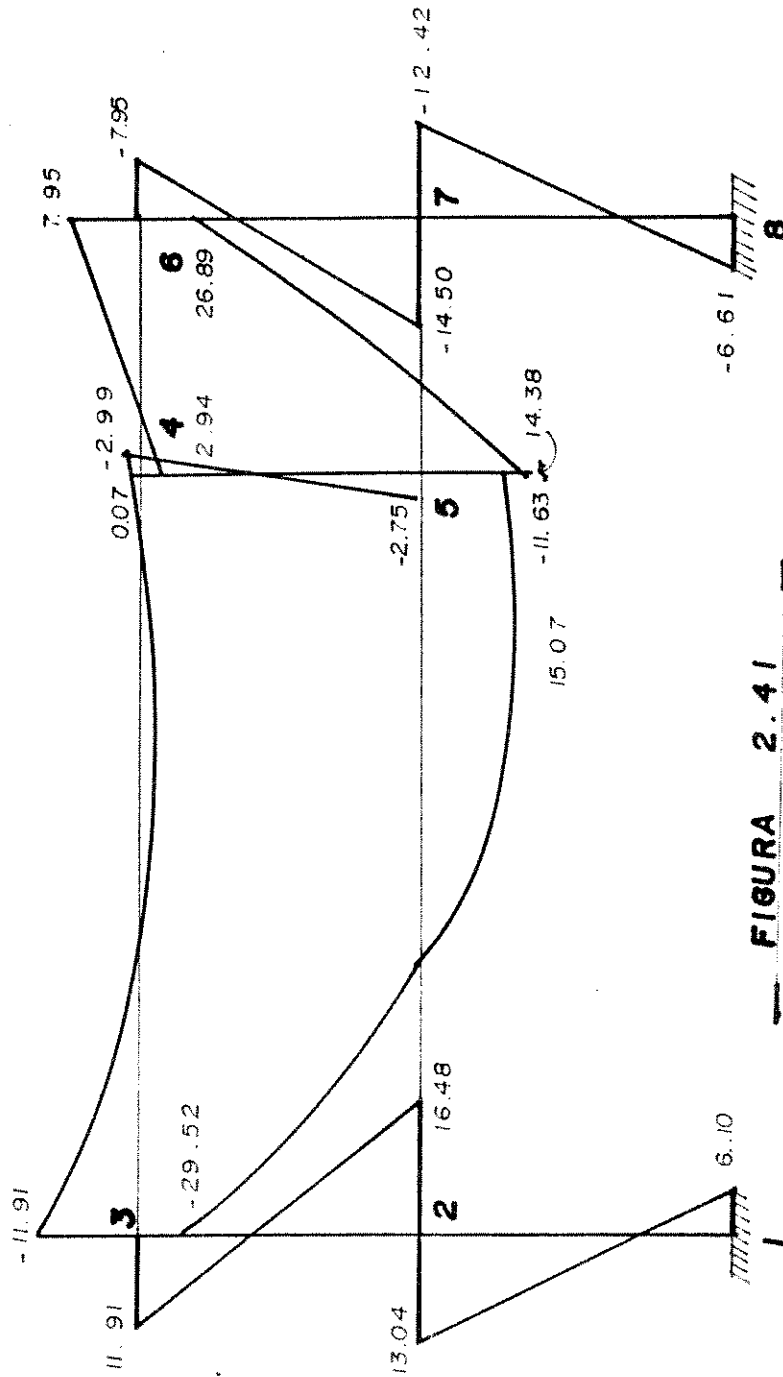


FIGURA 2.41
MARCO ASIMÉTRICO

DIAGRAMAS DE MOMENTOS POR CARGAS DE TRABAJO
CARGA MUERTA + CARGA VIVA (Tons - m.).
CALCULO POR EL MÉTODO DE KANI.

2.5.1 Análisis por sismo para el marco Asimétrico aplicando el método de Kani.

Como ya se advirtió anteriormente, es necesario el análisis por sismo, el cual se hace para cuando actúa de izquierda a derecha.

El cálculo se hace, utilizando un programa para calculadoras de bolsillo HP 41CV desarrollado en la Tesis de graduación del Ing. Tomas Moscoso C.

En cálculos hechos con anterioridad, se estableció que las fuerzas debidas al sismo son $F_1 = 4.47$ Ton., y $F_2 = 3.43$ Toneladas actuando en la forma indicada en la Figura 2.42:

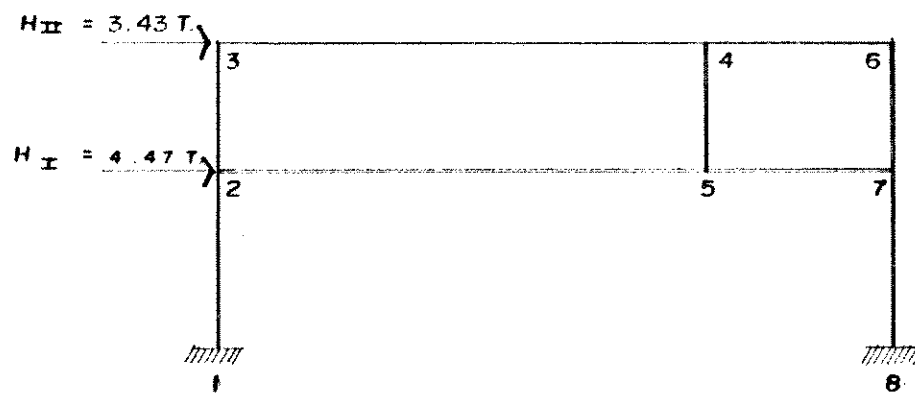


Figura 2.42
Fuerzas sísmicas actuando de izquierda a derecha
Marco Asimétrico.

que dan origen a las fuerzas cortantes de piso:

$$Q_{11} = 3.43 \text{ Ton.}$$

$$Q_1 = 7.90 \text{ Ton.}$$

y a los momentos de piso

$$M_{11} = (3.43 * 2.70) / 3 = 3.09 \text{ Ton-m.}$$

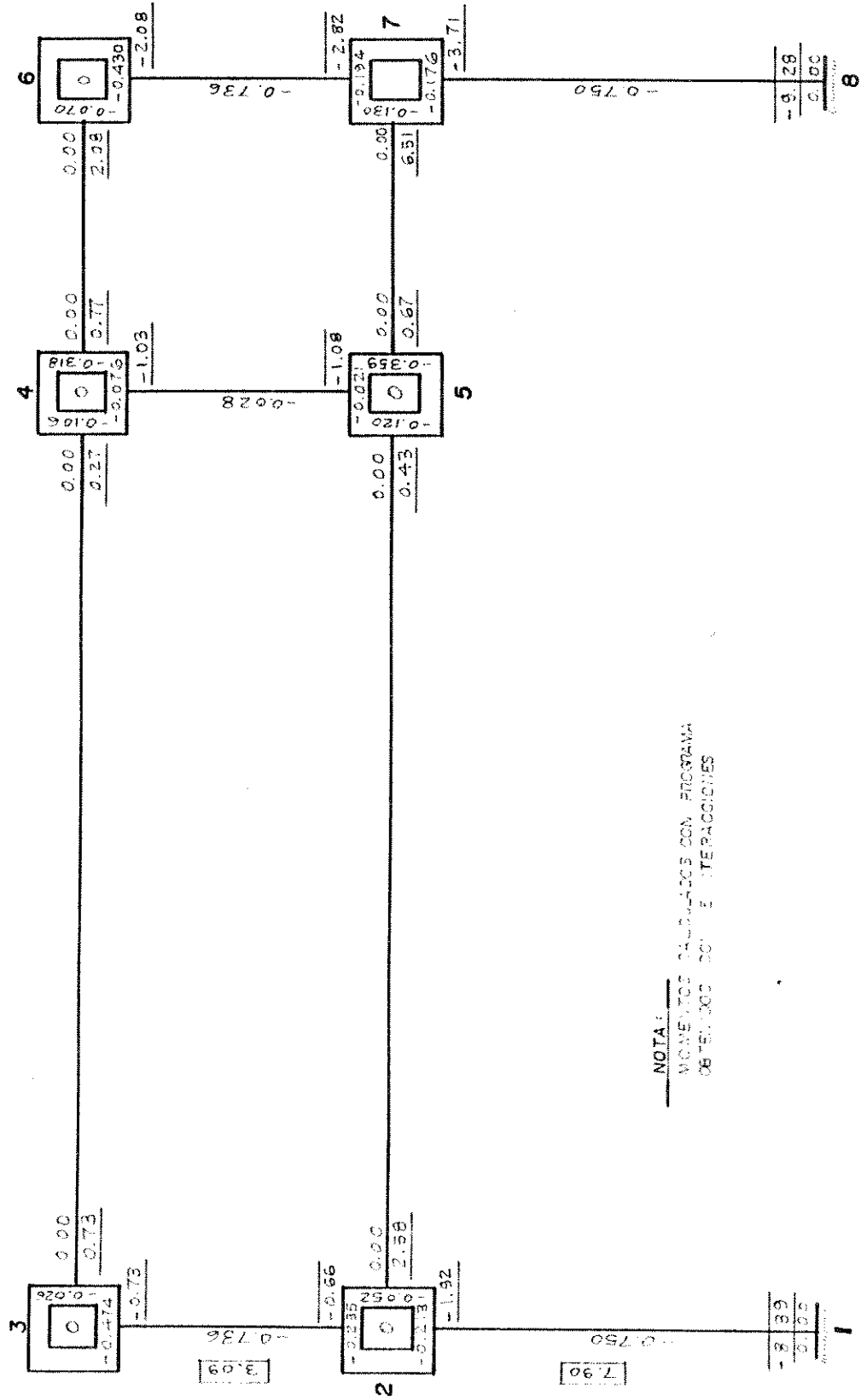
$$M_1 = (7.90 * 3.00) / 3 = 7.90 \text{ Ton-m.}$$

con estos valores, los factores de giro y de corrimiento calculados previamente, se construye la hoja de cálculo No. 6, cuyos resultados encerrados entre paréntesis, se obtuvieron después de quince iteraciones. El por qué un número de iteraciones mayor que el efectuado para el análisis por cargas verticales, lo explica como ya se indicó anteriormente, la asimetría en carga y en geometría del marco, en el sentido horizontal.

En la figura 2.43 se muestran los momentos obtenidos:

HOJA DE CÁLCULO N.º 6

ESTRUCTURA DE ACERO PARA EL PUNTO DE LA CERRAJA



NOTA: MOMENTOS CALCULADOS CON PROGRAMA
OBTENIDOS CON ITERACIONES

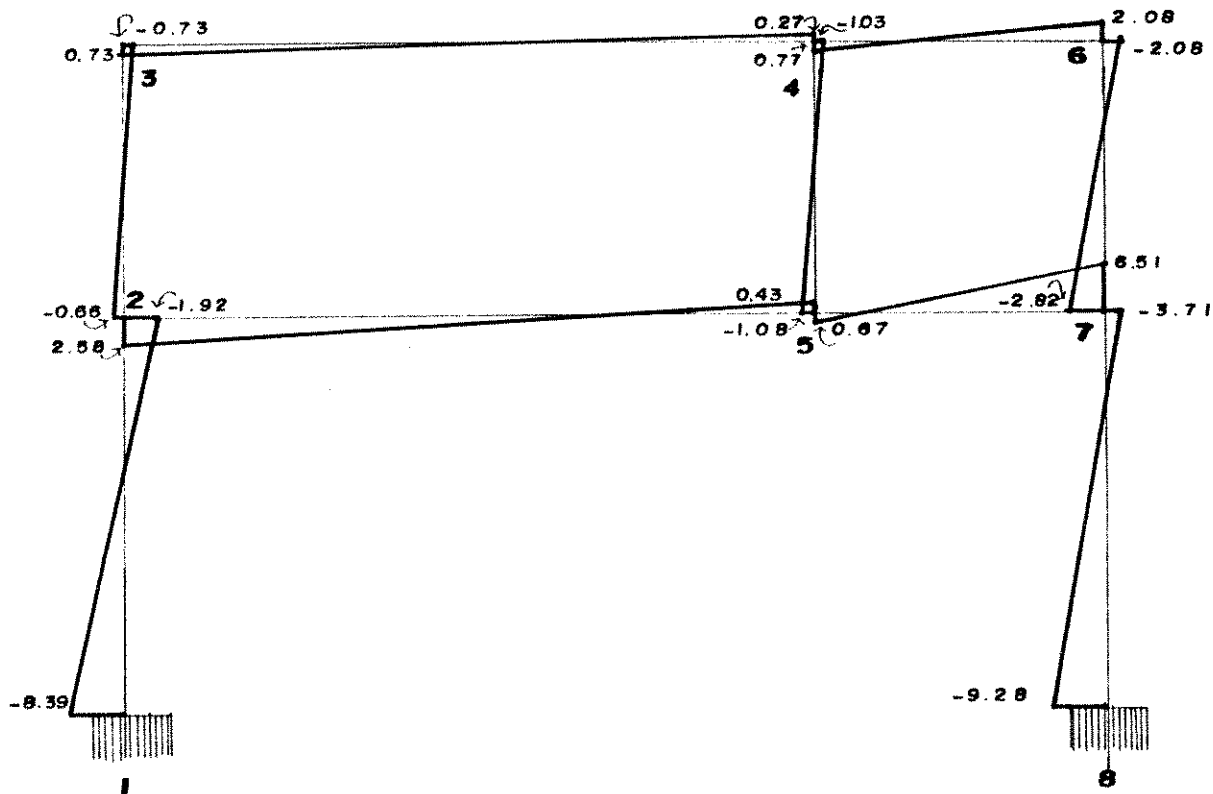


Figura 2.43
 Diagramas de momentos por Sismo (Ton-m).
 Sentido izquierda-derecha.
 Cálculo por el método de Kani.

2.6 Método de Rigidez Análisis del Marco Asimétrico

Se presentan en la figura 2.44, las características y acciones a las que está sometido el marco asimétrico. El marco tiene nueve miembros, ocho nudos, seis restricciones y dieciocho grados de libertad en el cuadro de referencia del Método Directo de Rigideces. En la tabla 2.22 se describen las cualidades de los miembros del marco.

La forma de identificación de los miembros y nudos en la figura 2.44, difiere de la forma como se hizo para el Marco Simétrico, debido a que en este caso, se empleo para el análisis, el programa conocido como "Framemac" Structural Software for the Macintosh proporcionado para este fin por los ingenieros: J. Douglas Ibarra S y Max Saravia Marroquín.

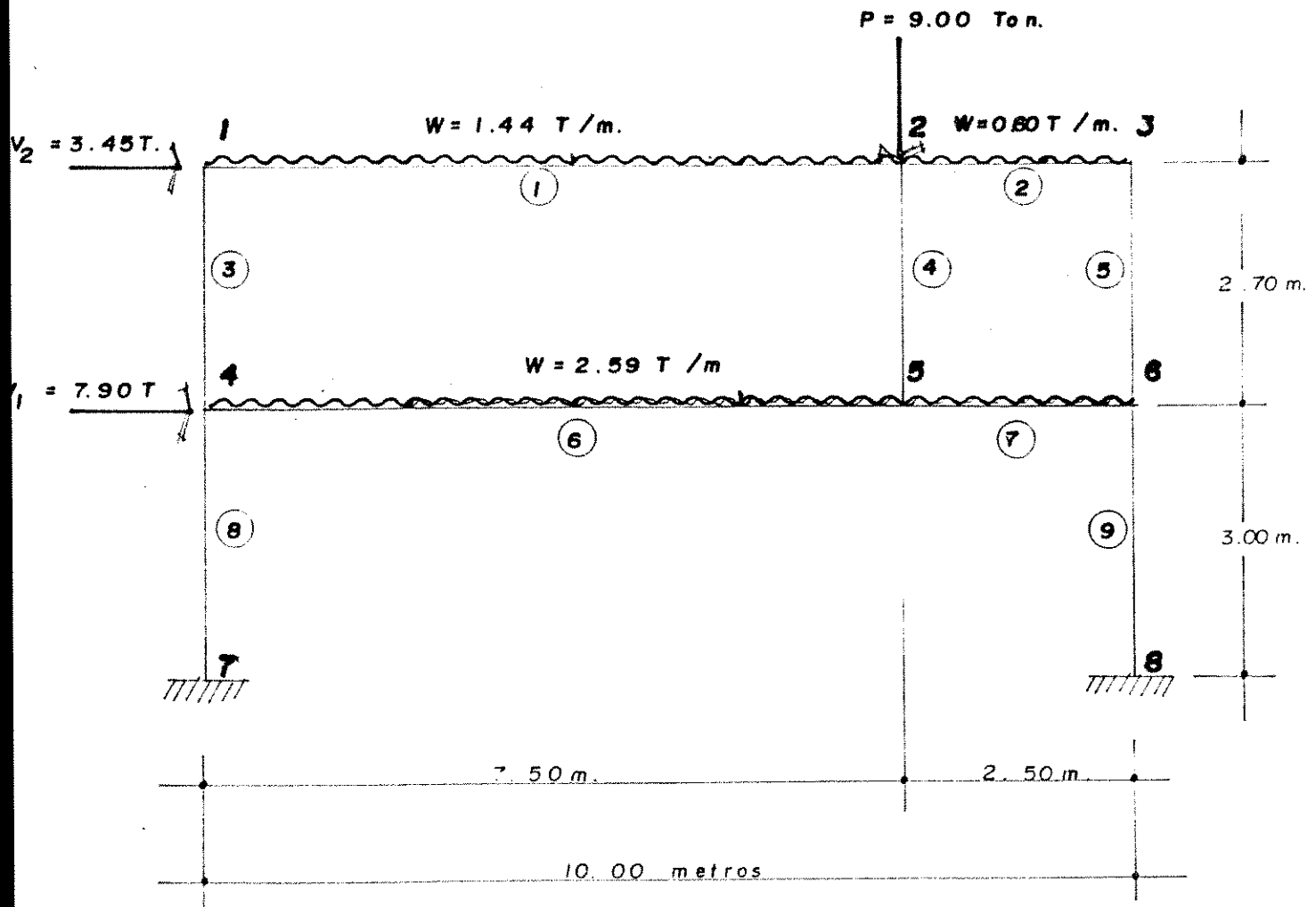


FIGURA 2.44

FUERZAS VERTICALES DE TRABAJO Y DE SISMO QUE ACTÚAN SOBRE EL MARCO ASIMÉTRICO.

Tabla 2.22 Información de los miembros del Marco

Miembro	Nudo j	Nudo k	Area cm ²	I cm ⁴	Longitud cm
1	1	2	1250	260,416,667	750
2	2	3	1250	260,416,667	250
3	1	4	4200	1,715,000,000	270
4	2	5	900	67,500,000	270
5	3	6	4200	1,715,000,000	270
6	4	5	2250	1,054,687,500	750
7	5	6	2250	1,054,687,500	250
8	4	7	4200	1,715,000,000	300
9	6	8	4200	1,715,000,000	300

UNIVERSIDAD DE LA CIUDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

En este caso, en todo el análisis se usan unidades de Toneladas (Ton.), metros (m), radianes, ton/m v ton-m.

La información de todos los nudos del marco se resume en la Tabla 2.23:

Tabla 2.23 Información de los nudos del Marco

Nudo	Coordenadas (m)		Lista de restricciones		
	x	y	x	y	z
1	0.00	5.70	0	0	0
2	7.50	5.70	0	0	0
3	10.00	5.70	0	0	0
4	0.00	3.00	0	0	0
5	7.50	3.00	0	0	0
6	10.00	3.00	0	0	0
7	0.00	0.00	1	1	1
8	10.00	0.00	1	1	1

Otra información importante y que es necesario tabular, son las acciones aplicadas en los nudos. Esto se hace en la tabla 2.24 en la siguiente página.

Tabla 2.24 Acciones aplicadas en los nudos.

Nudo	Fuerza en la dirección x	Fuerza en la dirección y	Par en el sentido z
	(Ton.)	(Ton.)	(Ton-m)
1	3.45	0.00	0.00
2	0.00	-9.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00
4	7.90	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

A continuación, en la Tabla 2.25 se describen las acciones a lo largo de los miembros:

Tabla 2.25 Acciones a lo largo de los miembros restringidos

Miembros	Fuerza en la dirección x	Fuerza en la dirección y	Par en el sentido z
	(Ton/m)	(Ton/m)	(Ton-m)
1	0.000	1.440	0.000
2	0.000	0.600	0.000
3	0.000	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.000
5	0.000	0.000	0.000

Tabla 2.25 Acciones a lo largo de los miembros restringidos. Continuación.

Miembro	Fuerza en la dirección x	Fuerza en la dirección y	Par en el sentido z
	(Ton/m)	(Ton/m)	(Ton-m)
6	0.000	2.590	0.000
7	0.000	2.590	0.000
8	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000

Las tablas anteriores, contienen todos los datos necesarios que hay que ingresar a la computadora, para que el programa "FRAMENAC" pueda realizar el análisis de la estructura. Debe tenerse en mente, que el presente análisis es total, es decir, se consideró también el efecto de la carga sísmica actuando de izquierda a derecha.

Los resultados obtenidos se describen a partir de la siguiente página.

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

Resultados obtenidos:

Todas las coordenadas y distancias están en metros referidas al extremo izquierdo del elemento o la base del mismo. Lo anterior indica que, para interpretar correctamente los resultados en las columnas del marco, éstas deben girarse 90 grados en el sentido de las agujas del reloj, es decir, colocarlas en posición horizontal.

Las deformaciones de nudos son positivas hacia arriba, a la derecha o en contra de las agujas del reloj.

Resultados sobresalientes:

Deformaciones máximas:

- Ningún nudo se movió a la izquierda.
- El nudo 1 se movió 0.121039 cm a la derecha.
- El nudo 2 se movió 0.294828 cm hacia abajo.
- Ningún nudo se movió hacia arriba.
- El nudo 4 giró 0.000443 radianes en el sentido de las agujas del reloj.
- El nudo 2 giró 0.001326 radianes en sentido contrario a las agujas del reloj.

Reacciones máximas:

-La reacción en el nudo 8 fue 12.536 toneladas hacia la izquierda.

-La reacción en el nudo 7 fue 1.186 tonelada a la derecha.

-No hubo reacciones hacia abajo.

-La reacción en el nudo 8 fue 33.050 toneladas hacia arriba.

-No hubo reacciones en el sentido de las agujas del reloj.

-La reacción en el nudo 8 fue 17.221 ton-m en sentido contrario a las agujas del reloj.

En las siguientes tablas aparece la información completa de los resultados obtenidos que incluye la figura 2.46.

Tabla 2.26 Deformaciones de nudos.

Nudo No.	Deflexión cm (Fx)	Deflexión cm (Fy)	Rotación radianes (Mz)
1	0.121039	-0.010248	-0.000295
2	0.087771	-0.294828	0.001326
3	0.079756	-0.012512	-0.000015
4	0.059252	-0.007929	-0.000443
5	0.058510	-0.282520	0.001225
6	0.056555	-0.010364	0.000127

Tabla 2.27 Deformaciones en los extremos de miembro (Sistema de coordenadas locales).

Nudos	Def. extremo izquierdo:			Def. extremo derecho:		
	en x (cm)	en y (cm)	rotación en z radianes	en x (cm)	en y (cm)	rotación en z radianes
1,4	-0.007929	-0.059252	-0.000443	-0.010248	-0.121039	-0.000295
1,2	0.121039	-0.010248	-0.000295	0.087771	-0.294828	0.001326
2,3	0.087771	-0.294828	0.001326	0.079756	-0.012512	-0.000015
2,5	-0.282520	-0.058510	0.001225	-0.294828	-0.087771	0.001326
3,6	-0.010364	-0.056555	0.000127	-0.012512	-0.079756	-0.000015
4,7	0.000000	0.000000	0.000000	-0.007929	-0.059252	-0.000443
4,5	0.059252	-0.007929	-0.000443	0.058510	-0.282520	0.001225
5,6	0.058510	-0.282520	0.001225	0.056555	-0.010364	0.000127
6,8	0.000000	0.000000	0.000000	-0.010364	-0.056555	0.000127

Tabla 2.28 Acciones en los extremos de miembros restringidos, debidas a las cargas.
(Sistema de coordenadas locales).

Nudos De. a	Fuerzas y momentos extremos izquierdos:			Fuerzas y momentos extremos derechos:		
	en x (Ton)	en y (Ton)	Momento (Ton-m)	en x (Ton)	en y (Ton)	Momento (Ton-m)
1,4	1.361	0.000	0.000	1.361	0.000	0.000
1,2	0.000	5.400	6.750	0.000	5.400	-6.750
2,3	0.000	0.750	0.312	0.000	0.750	-0.312
2,5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3,6	1.361	0.000	0.000	1.361	0.000	0.000
4,7	1.512	0.000	0.000	1.512	0.000	0.000
4,5	0.000	9.712	12.141	0.000	9.712	-12.141
5,6	0.000	3.237	1.349	0.000	3.237	-1.349
6,8	1.512	0.000	0.000	1.512	0.000	0.000

Tabla 2.29. Fuerzas y momentos finales.

Nudos De, a	Fuerzas y momentos, extremos izquierdos:			Fuerzas y momentos, extremos derechos:		
	en x (Ton.)	en y (Ton.)	Momento (Ton-m) en z	en x (Ton.)	en y (Ton)	Momento (Ton-m) en z
1,4	9.202	-8.602	-13.648	-6.480	8.602	-9.578
1,2	12.052	6.480	9.578	-12.052	4.320	-1.475
2,3	8.711	-4.402	-3.091	-8.711	5.902	-9.789
2,5	8.917	3.342	4.456	-8.917	-3.342	4.566
3,6	8.624	8.711	13.730	-5.902	-8.711	9.789
4,7	25.641	-1.186	3.723	-22.617	1.186	-7.280
4,5	0.483	13.415	20.928	-0.483	6.010	6.840
5,6	3.825	-14.927	-11.296	-3.825	21.402	-34.116
6,8	33.050	12.536	17.221	-30.026	-12.536	20.387

Tabla 2.30. Valores máximos y mínimos de corte y de esfuerzos de corte.

Nudos De, a	Corte máximo Toneladas	Corte mínimo Toneladas	Corte máximo absoluto Toneladas	Esfuerzo máximo de corte Kg/cm ²	Esfuerzo mínimo de corte Kg/cm ²	Esfuerzo máximo absoluto Kg/cm ²
1,4	0.000	-8.602	-8.602	0.000	-2.048	-2.048
1,2	6.480	-4.320	6.480	5.184	-3.456	5.184
2,3	0.000	-5.902	-5.902	0.000	-4.722	-4.722
2,5	3.342	0.000	3.342	3.713	0.000	3.713
3,6	8.711	0.000	8.711	2.074	0.000	2.074
4,7	0.000	-1.186	-1.186	0.000	-0.282	-0.282
4,5	13.415	-6.010	13.415	5.962	-2.671	5.962
5,6	0.000	-21.402	-21.402	0.000	-9.512	-9.512
6,8	12.536	0.000	12.536	2.985	0.000	2.985

Tabla 2.31. Valores máximos y mínimos de Momentos de Flexión y de esfuerzos de flexión.

Nudos De, a	Momento máximo (Ton-m)	Momento mínimo (Ton-m)	Momento máximo absoluto (Ton-m)	Esfuerzo máximo de flexión Kg/cm ²	Esfuerzo mínimo de flexión Kg/cm ²	Esfuerzo máximo absoluto Kg/cm ²
1,4	13.648	-9.578	13.648	27.854	-19.547	27.854
1,2	5.004	-9.578	-9.578	48.037	-91.949	-91.949
2,3	3.091	-9.789	-9.789	29.674	-93.977	-93.977
2,5	4.566	-4.456	4.566	101.468	-99.023	101.468
3,6	9.789	-13.730	-13.730	19.978	-28.020	-28.020
4,7	0.000	-7.280	-7.280	0.000	-14.857	-14.857
4,5	13.813	-20.928	-20.928	45.839	-69.452	-69.452
5,6	11.296	-34.116	-34.116	37.486	-113.216	-113.216
6,8	20.387	-17.221	20.387	41.605	-35.145	41.605

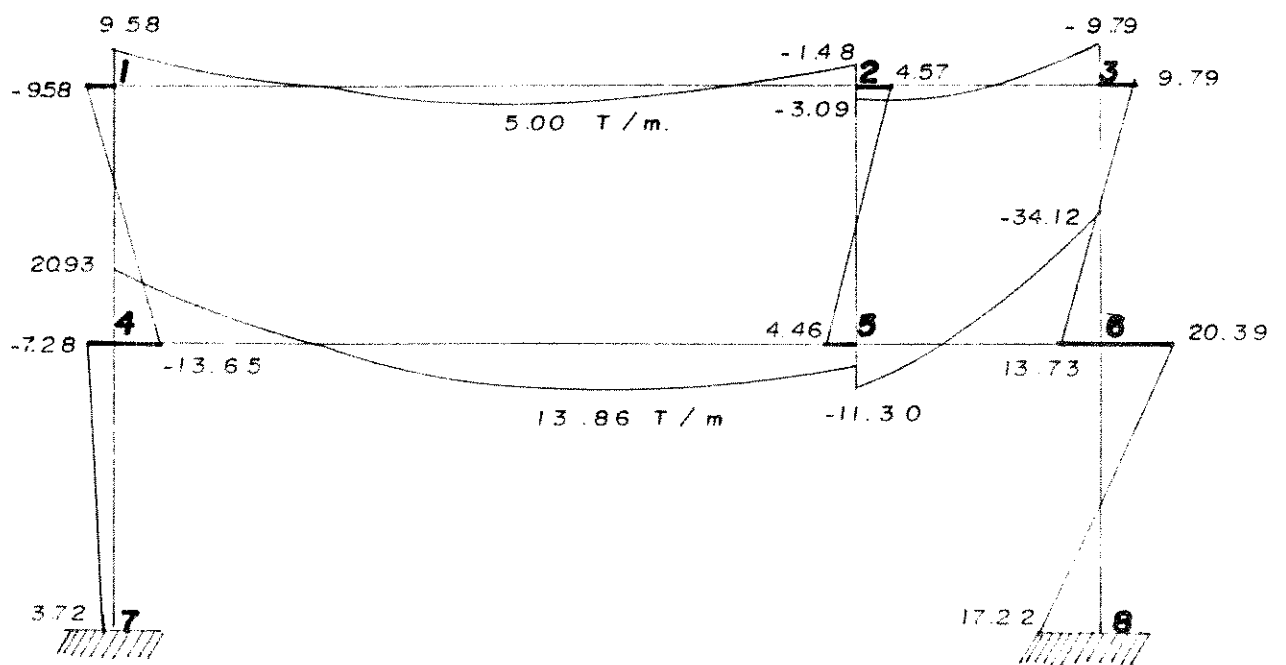
Tabla 2.32. Valores máximos de Deflexiones

Nudos De, a	Deflexión máxima Arriba (izquierda) (cm)	Deflexión máxima Abajo (derecha) (cm)	Deflexión máxima absoluta (cm)
1,4	0.000000	-0.121039	-0.121039
1,2	0.000000	-0.552276	-0.552276
2,3	0.000000	-0.294828	-0.294828
2,5	0.000000	-0.119966	-0.119966
3,6	0.000000	-0.079756	-0.079756
4,7	0.000000	-0.059252	-0.059252
4,5	0.000000	-0.444814	-0.444814
5,6	0.000000	-0.282520	-0.282520
6,8	0.000000	-0.058067	-0.058067

Tabla 2.33. Reacciones en los apoyos. Fuerzas positivas a la derecha o hacia arriba. Momentos positivos en sentido antihorario.

Nudos No.	Reacción sentido x Toneladas	Reacción sentido y Toneladas	Momento en z (Ton-m)
7	1.186	25.641	3.723
8	-12.536	33.050	17.221

Hasta aquí, la traducción y transcripción de los resultados obtenidos con el Programa FRAMEmac "Structural software for the Macintosh" para el Marco Asimétrico, bajo la acción de cargas Verticales de Trabajo y de sismo actuando en el sentido izquierda-derecha. Finalmente en la figura 2.45 se dibuja el Diagrama de Momentos resultantes.



— FIGURA 2.45 —
— MARCO ASIMÉTRICO —

DIAGRAMA DE MOMENTOS OBTENIDO POR EL MÉTODO DE RIGIDEZ PARA CARGAS VERTICALES DE TRABAJO MUERTA + VIVA + SISMO ACTUANDO DE IZQUIERDA A DERECHA.

FRAME MAC file: Untitled; Last modified at 12:31:00 PM on Fri, Sep 1, 1995

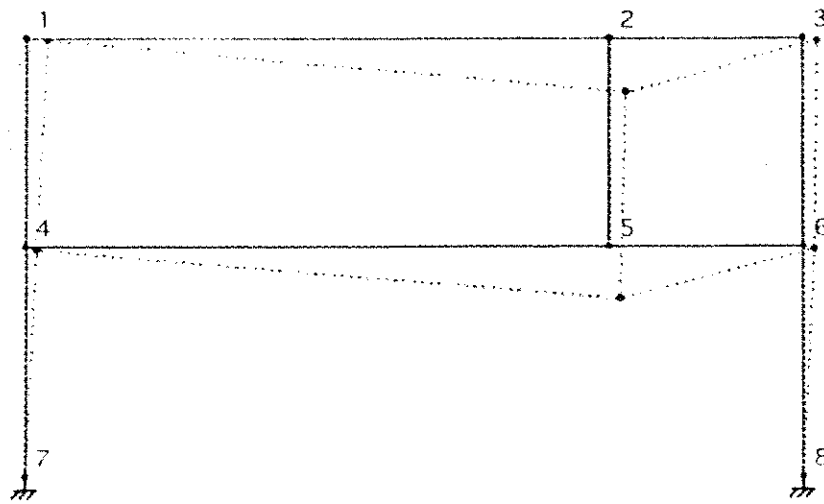


Figura 2.46

DEFORMACIÓN DEL MARCO ASIMÉTRICO
SEGÚN PROGRAMA **FRAME MAC**.

**CAPITULO III
COMPARACION DE RESULTADOS**

3.1 MARCO SIMETRICO

i) Analisis por sismo actuando de izquierda a derecha.

Tabla 3.1 Comparación de los momentos flectores obtenidos por carga sísmica actuando de izquierda a derecha. (Tons-m).

Miembro	Método del Factor	Método de Kani	Método de Rigidez
1-2	7.32	-9.17	13.47
2-1	4.41	-2.36	4.32
2-3	2.15	-1.67	1.07
2-5	6.56	4.03	-5.38
3-2	1.73	-1.19	1.51
3-4	1.73	1.19	-1.51
4-3	0.29	0.55	-0.67
4-5	0.58	-1.08	1.40
4-6	0.29	0.55	-0.73
5-2	0.31	0.60	-0.76
5-4	0.61	-1.18	1.53
5-7	0.31	0.60	-0.76
6-4	1.73	1.19	-1.59
6-7	1.73	-1.19	1.59
7-5	6.56	4.03	-5.25

Tabla 3.1 Continuación

Miembro	Método del Factor	Método de Kani	Método de Rigidez
7-6	2.15	-1.67	1.85
7-8	4.41	-2.36	3.40
8-7	7.52	-9.18	12.15

RECORDATORIO:

tener presente la convención de signos al interpretar los resultados:

-En el método de Kani la convención es:

Fuerzas positivas hacia arriba y hacia la derecha.

Momentos positivos en el sentido horario.

Deflexiones positivas hacia arriba y hacia la derecha.

Giros positivos en sentido antihorario.

-En el método de Rigidez:

Fuerzas positivas hacia arriba y hacia la derecha.

Momentos positivos en el sentido antihorario.

Deflexiones positivas hacia arriba y hacia la derecha.

Giros positivos en el sentido antihorario.

ii) Análisis para cargas de Trabajo: Carga 4000 lb.

A continuación en la Tabla 3.2 se comparan los resultados obtenidos por el Método de Kani y el de Rigidez para los momentos de flexión.

Tabla 3.2 Comparación de los momentos de flexión obtenidos por cargas de trabajo: $C_{muerta} + C_{viva}$ (Tons-m) para el Marco Simétrico.

Miembro	Método de Kani	Método de Rigidez
1-2	7.76	-8.74
2-1	15.53	-17.17
2-3	18.03	-16.39
2-5	-33.56	33.41
3-2	10.57	-10.51
3-4	-10.57	10.51
4-3	-5.86	5.94
4-5	0.00	0.00
4-6	5.86	-5.94
5-2	-25.58	25.73
5-4	0.00	0.00
5-7	25.58	-25.73
6-4	10.58	-10.51
6-7	-10.58	10.51
7-5	33.56	-33.41
7-6	-18.03	16.39
7-8	-15.53	17.17
8-7	-7.75	8.74

(iii) Comparación de las deflexiones verticales obtenidas:

Las deflexiones verticales se obtuvieron: Calculadas en base a los momentos obtenidos con el método de Kani y directamente, dadas por el método de Rigidez.

Tabla 3.3. Comparación de las deflexiones verticales obtenidas (cm), para el marco Simétrico, debido a las cargas de Trabajo.

Nudo No.	Calculadas	Método de Rigidez
4	-0.4284	-0.6450
5	-0.4644	-0.6302

3.2 MARCO ASIMETRICO.

i) Análisis por sismo

Tabla 3.4 Comparación de momentos por sismo (tons-m), actuando de izquierda a derecha.

Miembro	Método del Factor	Método de Kani
1-2	7.04	-8.39
2-1	4.04	-1.92
2-3	1.29	-0.66
2-5	5.33	2.58
3-2	1.03	-0.73
3-4	1.03	0.73
4-3	0.14	0.22
4-5	0.52	-1.03

Tabla 3.4 Continuación

Miembro	Método del Factor	Método de Kani
4-6	0.38	0.77
5-2	0.15	0.43
5-4	0.54	-1.08
5-7	0.39	0.67
6-4	2.68	2.08
6-7	2.68	-2.08
7-5	8.32	6.51
7-6	3.25	-2.82
7-8	5.07	-3.71
8-7	7.55	-7.28

ii) Análisis para cargas de Trabajo+sismo actuando de izquierda a derecha, Marco Asimétrico.

Tabla 3.5 Comparación de momentos por cargas de Trabajo + Sismo de izquierda a derecha, (Tons-m), Marco Asimétrico.

Miembro	Método de Kani	Método de Rigidez
1-2	-2.29	3.72
2-1	11.12	-7.28
2-3	15.62	-13.65
2-5	-26.94	20.93
3-2	11.18	-9.58
3-4	-11.18	9.58

Tabla 3.5 Continuación.

Miembro	Método de Kani	Método de Rigidez
4-5	9.34	-1.48
4-5	-4.02	4.57
4-6	3.71	-3.09
5-2	-11.20	6.84
5-4	-3.83	4.46
5-7	15.05	-11.50
6-4	10.03	-9.79
6-7	-10.03	9.79
7-5	33.40	-34.12
7-6	-17.32	15.73
7-8	-16.13	20.39
8-7	-15.89	17.22

iii) Comparación de las deflexiones obtenidas.

Como se indicó oportunamente, no es posible hacer comparación, ya que por la asimetría del marco no es aplicable la ecuación $M = 6EI\Delta/L^2$ después de haber calculado los momentos por el Método de Kani. Deben considerarse entonces solo los valores obtenidos directamente por el método de Rigidez.

CONCLUSIONES

i) Para una aproximación previa, puede utilizarse el método del Factor en un análisis preliminar. Antes de aplicar el método del factor hay que calcular los coeficientes de rigidez de vigas y columnas. No es necesario utilizar los valores absolutos de K , pues los esfuerzos dependen de las rigideces relativas de los elementos del marco.

ii) Se confirma lo indicado en la mayoría de textos de análisis estructural, en cuanto a que los métodos aproximados son buenos indicadores de las dimensiones y esfuerzos a que serán sometidos los elementos de una estructura.

iii) Los métodos aproximados permiten una estimación preliminar, en consecuencia, el método del Factor, es adecuado en el análisis de fuerzas laterales, las que pueden ser provocadas por sismo o viento.

iv) Con los resultados de un análisis aproximado se pueden comparar dos o más diseños y apreciar el comportamiento de una estructura.

v) El análisis aproximado es una herramienta básica para la toma de decisiones sobre la forma, materiales, costo y proporciones estructurales.

vi) Al aplicar el método de Kani a un marco simétrico la convergencia es bastante rápida.

vii) "Cuando se analiza una estructura bajo las condiciones de carga vertical y carga horizontal en forma separada, y posteriormente hacer el análisis con cargas combinadas, se observa que los momentos que gobiernan, son aquellos que son mayores cuando el análisis se ha hecho separadamente."

viii) Al comparar los resultados obtenidos por los métodos de Kani y Rigidez para cargas de sismo, se observa que el método de Rigidez es más conservador en cuanto a apoyos se refiere; esto corrobora el principio que los elementos de mayor rigidez absorben más carga. En este caso, las columnas extremas, donde se apoya la estructura.

ix) Al analizar una estructura simétrica como en el presente caso, la aplicación de un método aproximado, como el de Kani, y uno exacto, como el de Rigidez, los

resultados prácticamente son iguales.

x) Las deflexiones se obtuvieron en base a los momentos obtenidos con el método de Kani, aplicando luego la expresión $M = 6EI \delta / L^2$; y directamente por el método de Rigidez.

xi) Son más confiables los valores de las deflexiones obtenidas con el método de Rigidez, puesto que son las incógnitas planteadas en este método.

xii) En la comparación de resultados del análisis por sismo para el marco asimétrico, no se tomó en cuenta el método de Rigidez, pues, como se indicó oportunamente, se utilizó el programa "Framemar Structural Software for the Macintosh" para hacer el análisis global de cargas de trabajo más sismo.

xiii) Las discrepancias en los resultados obtenidos con el método de Kani y el de Rigidez, para los momentos finales del marco asimétrico, radican en lo siguiente: a) El tipo de estructura analizada, asimétrica en carga y geometría, vertical y horizontal; b) El refinamiento del método de Rigidez al utilizar los principios de energía.

xiv) Conociendo la capacidad del método de la Rigidez y sabiendo que las primeras respuestas que se obtienen al aplicarlo son los valores de los desplazamientos, pues son éstos los que constituyen sus incógnitas, razón por lo que también se le denomina **método de las rigideces o de los desplazamientos**, fue que se propuso como uno de los métodos a desarrollar en la presente tesis y, para presentar además, una secuencia histórica de la forma en que aparecieron; a saber: método del Factor, método de Kani y método de Rigidez.

xv) El método del Factor y el de Kani fueron formulados para resolverlos manualmente, mientras el de Rigidez, es esencialmente apropiado para la formulación matricial y el cálculo por computadora.

xvi) El álgebra matricial utiliza con ventaja las características de las computadoras y de ahí la aplicación actual de los métodos matriciales de análisis. Esto ha producido un cambio en la enseñanza, que se ha concentrado en el enfoque matricial de los problemas, con peligro de perder el sentido físico de los mismos, elemento valioso en la ingeniería civil.

xvii) No se construyó ningún tipo de envolventes considerando lo siguiente: 1) Existen por lo menos cuatro códigos para diseño estructural: a) UBC-88, b) AIC-3-06, c) Código sísmico para Guatemala (Universidad de Stanford) y d) Código ACI. 2) Se extralimita el marco de referencia de la presente tesis, el cual es el análisis estructural.

xviii) Al comparar las deflexiones obtenidas para los marcos simétrico y asimétrico, con la flecha máxima permisible más estricta del Código ACI, se establece que son menores en los rangos del 31% y 19% respectivamente.

RECOMENDACIONES

i) Diseñar estructuralmente hasta donde las limitaciones arquitectónicas lo permitan, estructuras simétricas. Independientemente de la impresión agradable que causa una estructura simétrica, su análisis estructural absorbe menos tiempo cuando se hace por un método aproximado como el de Kani.

ii) El analista estructural debe manejar indistintamente las convenciones de signos utilizadas por los distintos métodos, por ejemplo: En el método de Kani el criterio es, momentos y giros, positivos en sentido horario; método de Rigidez, momentos y giros, positivos en sentido antihorario. Estos son los lineamientos observados en la presente tesis.

iii) Aunque se emplee más tiempo de máquina y más espacio de memoria se recomienda al estudiante poco experimentado en el uso del método de Rigidez, considerar todos los desplazamientos posibles en los nudos, para no cometer errores y poder interpretar los resultados

de cualquier paquete estructural, tal como el "Frame-
mac" Structural Software for the Macintosh que ofrece
entre sus resultados: Acciones en los extremos de miem-
bros restringidos debidas a las cargas, ver Tabla 2.28,
que en el caso del marco simétrico se le dió como dato
a la computadora. En la Tabla 2.27, Deformaciones en
los extremos de miembro el resultado está dado para to-
dos los desplazamientos en cada nudo, en los ejes x,
y y z, es decir, considerando también las deformaciones
por carga axial, las que más tarde, ya con experiencia,
pueden omitirse considerando que los resultados que se
obtienen difieren en menos del 3 % de los que se obtie-
nen cuando se desprecian; simplificando además, la ma-
triz de rigidez, ya que se disminuyen los grados de li-
bertad.

REFERENCIAS

1. GERE Y WEAVER, Jr., James y William. Análisis de Estructuras reticulares. 6a. impresión. Ceesa, México, 1978.
2. KANI, G. Cálculo de Pórticos de varios pisos. Editorial Reverté S.A., Barcelona, 1973.
3. MOSCOSO CAMINADE, Tomás. Análisis Estructural Programado en calculadora de bolsillo. Tesis de graduación de ingeniero civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1986.
4. NORRIS Y WILBUR. Análisis Elemental de Estructuras. McGraw-Hill, México, 1974.
5. WHITE, BERGELY Y SEXSMITH. Ingeniería Estructural Volúmenes 1 y 2. Limusa, México, 1977.

PROPIEDAD
del Centro de Estudios de Ingeniería
y Arquitectura Central

BIBLIOGRAFIA

1. ACI STANDARD/COMITTEE REPORT. Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) and Comentary ACI-318R-89.
2. FRAMEmac. Structural software for the Macintosh. 113 McCabe Crescent, Thornhill, Ontario L4J 2S6 CANADA. Tel.: (416) 738-4601.
3. KARDESTUNCER, Hayrettin. Introducción al Análisis Estructural con matrices. McGraw-Hill, Colombia, 1975.
4. LUTHE, Rodolfo. Análisis Estructural. 2da. impresión por Representaciones y Servicios de Ingeniería. México; D.F., 1976.
5. FRENZLOW, C. Cálculo de Estructuras por el Método de Cross. Editorial Gustavo Gili, S.A., Barcelona, 1971.
6. PREVISIONES PARA DISEÑO SISMORESISTENTE RECOMENDADAS PARA GUATEMALA. Universidad de Stanford. Traducción del Ing. Estructural Adrián B. Juárez López, Guatemala, 1980.
7. SINGER, Ferdinand L. Resistencia de Materiales. Harper y Row, México, 1973.
8. STERLING KINNEY, J. Análisis de Estructuras Indeterminadas. Decimoquinta impresión, 1979. CELSA, México.
9. WINTER George, NILSON II, Arthur. Proyecto de Estructuras de Hormigón. Editorial Reverte S.A., Barcelona, 1977.