

U n i v e r s i d a d   N a c i o n a l   d e   I n g e n i e r í a

F A C U L T A D   D E   I N G E N I E R I A   M E C A N I C A



**Estudio Técnico de las Cimentaciones en Soportes  
para Líneas de Transmisión de Potencia.  
Aplicación del Método de los  
Momentos Equilibrantes ”**

T E S I S

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

**INGENIERO MECANICO ELECTRICISTA**

**CARLOS HERNAN CUBA AN;CAMA**

P R O M O C I O N :   1 9 8 6   -   [

L I M A   ■   P E R U   ■   1 9 9 1

ESTUDIO TECNICO ECONOMICO DE LAS CIMENTACIONES  
EN SOPORTES PARA LINEAS DE TRANSMISION DE  
POTENCIA. APLICACION DEL METODO DE LOS MOMENTOS  
EQUILIBRANTES.

PROLOGO.....	1
INTRODUCCION.....	4
<b>1.- CALCULO DE LOS DATOS PRELIMINARES.</b>	
1.1. El Tiro mecánico en los conductores.....	6
1.2. El Momento de vuelco en los soportes para líneas de Alta Tensión.....	10
1.3. Determinación de las Características Mecánicas del terreno.....	11
1.4. Influencia de las Normas establecidas para el cálculo del Momento de vuelco.....	18
<b>2.- CALCULOS EN SOPORTE PARA LINEAS DE TRANSMISION.</b>	
2.1 Cálculo de Fuerzas equivalentes de volteo y Fuerzas Verticales.....	23
2.2 Modelo de Cálculos de Fuerzas equivalentes para el diseño de las cimentaciones.....	24
2.2.1. Soportes monopostes en 60 KV.....	24
2.2.2. Torres de Acero en 138KV.....	54

2.3 Parámetros límites para el diseño.....	61
--	----

### 3.- CALCULO DE CIMENTACIONES PARA SOPORTES

#### MONOPOSTE.

3.1 Definiciones Previas.....	68
-------------------------------	----

3.2 El Método de Sulzberger para el diseño.....	70
---	----

3.2.1 El Momento equilibrante debido a las paredes laterales.....	70
--	----

3.2.2 El Momento equilibrante de Fondo de la Cimentación.....	71
--	----

3.2.3 La ecuación de Sulzberger y su apli- cación.....	71
---	----

3.3 Verificación del Cálculo.....	74
-----------------------------------	----

3.4 Sistematización del Método .....	76
--------------------------------------	----

### 4.- CIMENTACIONES PARA TORRES DE ALTA TENSION

4.1 Definiciones Previas.....	81
-------------------------------	----

4.2 Planteamiento del Problema.....	81
-------------------------------------	----

4.2.1 El Momento equilibrante de las pare- des de la Cimentación.....	81
--	----

4.2.2 El Momento equilibrante del fondo de la Cimentación.....	86
---	----

4.3 Verificación del Cálculo.....	87
4.4 Sistematización para el Cálculo Computacional.....	88

**5.- DISEÑO DE CIMENTACIONES EN POSTES Y TORRES PARA**

**LINEAS DE TRANSMISION.**

5.1 Análisis de Casos Concretos.....	97
5.1.1 Para postes de líneas en 69 Kilovoltios.....	97
5.1.2 Para Torres de Líneas en 138 Kilovoltios.....	111
5.2 Análisis de Sensibilidad.....	124
5.2.1 Efecto del cambio de sección sobre el Momento Estabilizante.....	124
5.2.2 Efecto de la profundidad de la cimentación sobre las sobre el Momento Estabilizante.....	128

**6.- ANALISIS ECONOMICO**

6.1 Análisis Preliminar: efecto de un buen diseño de la cimentación sobre el costo del proyecto de una línea de transmisión.....	131
6.2 Cálculo del Costo de la Cimentación.....	133



6.2.1 Aspectos que se consideraran para la evaluación del costo de la cimentación.....	134
6.2.2 Determinación del costo de la cimentación.....	138
6.3 Efecto de la variación de las dimensiones de la Cimentación sobre su costo.....	147
<b>7.- APLICACION DEL ESTUDIO A PROYECTOS DE LINEAS DE TRANSMISION.</b>	
7.1 Cálculo de las Cimentaciones de la Línea de Transmisión en 60 Kv. Trujillo Norte y Parte Oeste de la Ciudad de Trujillo.....	152
7.2 Cálculo de las Cimentaciones de la Línea de Transmisión en 60 KV Guadalupe - Pacasmayo...	170
7.3 Aplicación del Estudio a una Torre para una línea en 60 Kilovoltios.....	184
<b>8.- CONCLUSIONES.....</b>	<b>191</b>
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>193</b>
<b>ANEXOS.</b>	
Anexo A.- Programa Computacional para determinar las Cimentaciones de Líneas de Transmisión.	
Anexo B.- Fórmulas adicionales para el Cálculo	

de Soportes y Distancias mínimas de Seguridad.

Anexo C.- Soportes usados en la Línea de Transmisión de 60 Kv Trujillo Norte y Parte Oeste de la Ciudad de Trujillo.

Anexo D.- Tabla de Perfiles usados en una Torre Tipo "B" para una Línea de 138 Kv.

#### FLANOS.

1. Torre de Acero para Línea de 138 Kv: S.E. -01
2. Torre de Acero para Línea de 60 Kv: S.E. -02

## PROLOGO

El presente Proyecto de Tesis de Competencia Profesional conducente al Título de Ingeniero Mecánico-Electricista, expone un método organizado, sistemático y optimizado de Cálculo de las Cimentaciones de Soportes para Líneas de Transmisión de hasta el nivel de 138 Kilovoltios.

El Proyecto de Tesis efectúa en su primer capítulo un análisis teórico de como se encuentra el valor de la Fuerza Equivalente de Volteo que a su vez provoca el torque ó momento de vuelco.

En el mismo capítulo se analizan los coeficientes típicos de los terrenos donde se instalarán los soportes de las líneas.

De igual modo se hace mención a las hipótesis establecidas para el cálculo del momento de vuelco del soporte.

En el capítulo segundo, el proyecto de tesis expone los modelos de cálculo de la fuerza equivalente de volteo para soportes de concreto de 60 kilovoltios y torres de acero de 138 kilovoltios.

También en este capítulo, el proyecto de tesis desarrolla la Teoría de Sulzberger, donde se aplican las hipótesis de cálculo necesarias para el diseño de las

cimentaciones, así mismo se menciona las condiciones límites que tiene la Teoría de Sulzberger

El capítulo tercero, efectúa el análisis de las cimentaciones de sección cuadrada para soportes monopostes estableciendo los criterios principales y exponiendo las ecuaciones planteadas por Sulzberger. Verificándose el procedimiento y la forma de optimizar los cálculos empleando un programa de computo.

El capítulo cuarto, muestra el análisis de las cimentaciones de sección rectangular para Torres de Alta Tensión. Aquí se toma en cuenta una zapata adicional al macizo. Concluyendo el capítulo en un programa de computo general para cálculos de cimentación cuadrada y rectangulares con zapata o sin ella.

El capítulo quinto, presenta un análisis del diseño de las cimentaciones para dos casos concretos, para una línea de 69 Kilovoltios y para una línea de 138 Kilovoltios.

El capítulo sexto demuestra la evaluación del costo económico de una línea de transmisión de 69 Kilovoltios.

El capítulo séptimo, describe la aplicación del estudio a líneas de transmisión existentes, calculando las cimentaciones de dos líneas de 60 Kv, una con soportes monoposte y la otra con torres de acero.

El capítulo octavo, aquí se detallan las conclusiones y recomendaciones que se obtienen del presente proyecto.

## INTRODUCCION

Actualmente en el Perú, se calculan las cimentaciones para soportes de líneas aéreas, empleando los siguientes métodos:

1.- Método de Valenci

2.- Método de Sulzberger

El segundo método se utiliza en mayor porcentaje en los diversos proyectos de líneas de Transmisión ejecutadas.

Sin embargo, no existe un método sistemático que permita efectuar los cálculos en forma eficiente y dirigido a minimizar costos en el diseño, por cuanto es de necesidad de emplear la menor cantidad de concreto y horas-hombre posible sin perjudicar el comportamiento mecánico del soporte.

El objetivo fundamental del presente proyecto de Tesis de Competencia Profesional conducente a obtener el Título de Ingeniero Mecánico-Electricista es presentar un estudio sistemático partiendo de la aplicación del método de Sulzberger para el Cálculo de las Cimentaciones de líneas aéreas, optimizando el cálculo mediante un programa de computo con la finalidad de obtener las dimensiones mínimas necesarias y por tanto obtener menores costos dentro del proyecto de una línea aérea especialmente de alta tensión.

Para conseguirlo, se analizan y establecen hipótesis de diseño tomando como base las ecuaciones mecánicas deducidas por Sulzberger.

Este estudio se ha hecho para líneas de transmisión de hasta 138 Kv y para soportes monoposte de concreto y torres de alta tensión pudiendo adaptarse a cualquier tipo de soporte sea de concreto, fierro ó torres de celosía.

También el estudio toma en consideración los tipos de terrenos y se puede aplicar tanto para zonas urbanas como para zonas rurales.

## CAPITULO 1

### CALCULO DE LOS DATOS PRELIMINARES

#### 1.1 El Tiro Mecánico en los Conductores.

El tiro en los conductores es quizás el dato más importante para el diseño de los soportes y como consecuencia, en el diseño de la cimentación.

En Líneas de transmisión, el tiro en el conductor, tiende a "voltear", el soporte, y su valor depende de varios factores:

- La temperatura de la zona de instalación.
- La presión del viento durante todo el año, que ejerce fuerzas adicionales sobre el conductor y por tanto la fuerza de volteo se incrementa.
- La costra de hielo, que en la estación más fría, se "cuelga" del conductor ejerciendo un peso adicional al conductor, por tanto elevando la fuerza equivalente vertical del soporte.

Supongamos que el esfuerzo con que fue instalado un cable de líneas de transmisión fué de 5 kg/mm<sup>2</sup> a la temperatura promedio de 10°C, durante todo el año, inclusive en forma diaria, esta temperatura es cambiante,



Particularmente en la estación fría, la temperatura podría llegar eventualmente a  $-5^{\circ}\text{C}$ , y por tanto el conductor se "contrae", incrementando el tiro del conductor (en kg.), que a su vez incrementa la fuerza de volteo y desde luego disminuye el coeficiente de seguridad de trabajo de la cimentación

Esta es una de las razones por la que los diseñadores de Líneas de Transmisión de Potencia, tienen que establecer lo más cercano posible a la realidad los datos de temperaturas siguientes:

- Temperatura promedio de la zona de instalación.- la cual sirve para determinar el esfuerzo óptimo de templado y con el cual el conductor trabajará la mayor parte del año.
- Temperatura Mínima de la zona, la cual resulta ser probablemente la más importante, debido a que a esta temperatura se manifiesta el mayor o máximo tiro con que tiende a voltear el conductor al soporte.
- Temperatura Máxima de la zona, la cual permitirá diseñar la altura más adecuada del soporte, debido a que esta temperatura tiene efecto sobre la flecha del conductor y la longitud del mismo. Por otra parte, si la

temperatura máxima es mayor, el soporte es más alto y por tanto el punto de ubicación de la fuerza es mayor y por tanto se eleva el valor del Momento de volteo, el cual debe ser equilibrado por la cimentación.

Los tiros a cada una de las temperaturas que se mencionan, son calculadas utilizando la ecuación de cambio de estado, para cálculo mecánico de conductores.

Dicha ecuación de cambio de estado tiene la forma:

$$\sigma_{o2} \left( \sigma_{o2} + \alpha E (\theta_2 - \theta_1) + \frac{W_{r1} a^2 E}{24 A^2 \sigma_{o1}} - \sigma_{o1} \right) = \frac{W_{r2} a^2 E}{24 A^2}$$

en donde:

$\sigma_{o1}$ ,  $\sigma_{o2}$  son los esfuerzos ( $\text{kg/mm}^2$ ) inicial y final en el conductor, siendo generalmente dato el primero.

$\theta_1$ ,  $\theta_2$  son las temperaturas inicial y final (en °C), ambos son datos.

$W_{r1}$ ,  $W_{r2}$  son los pesos (inicial y final) equivalentes de los conductores (en  $\text{Kg/m}$ ), correspondientes a las temperaturas  $\theta_1$  y  $\theta_2$  respectivamente.

$a$  es la distancia (m) horizontal interpostal.

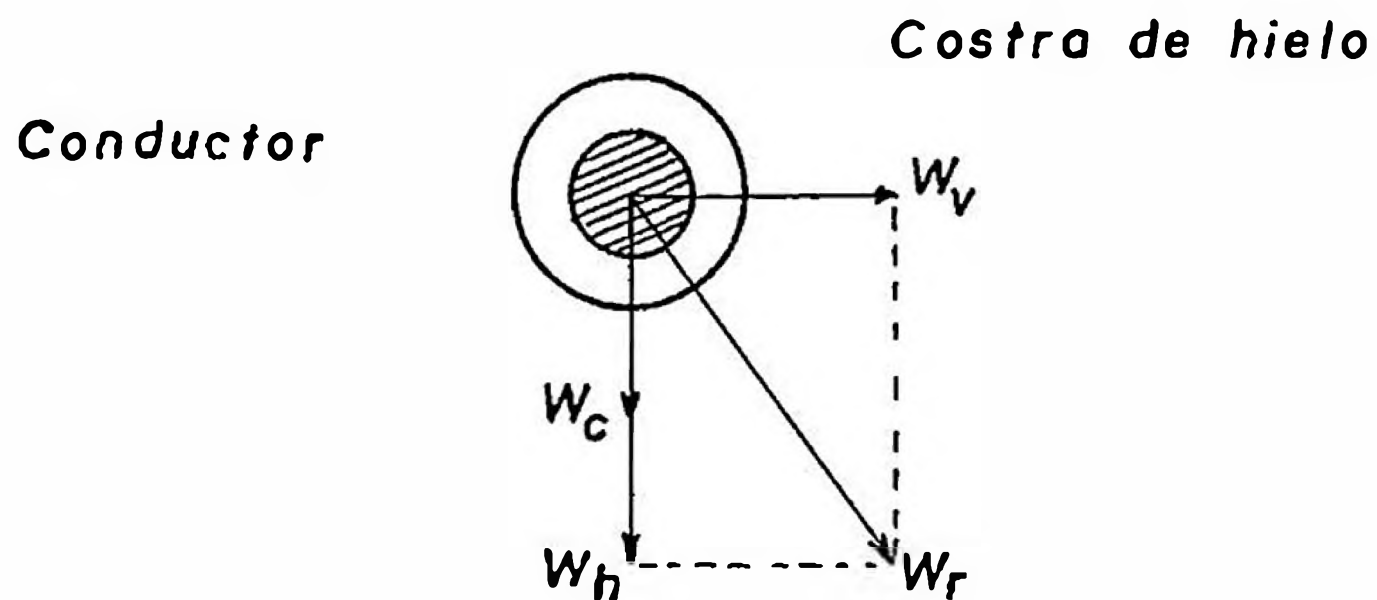
$E$  es el Módulo de elasticidad ( $\text{kg/mm}^2$ ) del conductor.

$A$  es la sección del cable ( $\text{mm}^2$ ).

$\alpha$  es el coeficiente de dilatación térmica del cable en  $^{\circ}\text{C}^{-1}$ .

En cuanto a los efectos del viento y la costra de hielo, estos se manifiestan ejerciendo fuerzas adicionales sobre el conductor.

El diagrama siguiente, muestra las fuerzas que son ejercidas sobre el cable:



en donde:

$W_v$  es la fuerza unitaria ( $\text{kg}/\text{m}$ ) ejercida por el viento.

$W_h$  es el peso unitario adicional ( $\text{kg}/\text{m}$ ) ejercida por la costra de hielo.

$W_f$  es el peso resultante total que servirá para el cálculo mecánico del cable y por tanto tiene influencia sobre la cimentación del soporte, materia de la presente tesis.

$$W_f = \sqrt{(W_c + W_h)^2 + W_v^2}$$

## 1.2 El Momento de Vuelco en los Soportes para Líneas de Alta Tensión

El Momento de Volteo es originado por la Fuerza resultante de la Composición de las Fuerzas sobre el Soporte.

En este sentido, el presente proyecto asumirá como dato el resultado de la composición vectorial aludida; sin embargo es necesario establecer la forma en que ha sido calculada dicha fuerza.

En primer lugar, es necesario recordar que los soportes para líneas de transmisión son diseñados teniendo en cuenta tres hipótesis mínimas de Cálculo:

- a.- Hipótesis de Viento.
- b.- Hipótesis de Desequilibrio de tracciones.
- c.- Hipótesis de Rotura de conductor.

Sin embargo, se comprenderá que un soporte de Línea de Transmisión deberá resistir necesariamente cualquiera de las fuerzas resultantes calculadas en cada hipótesis. Es decir habrá una resultante en la hipótesis de viento, una resultante en la hipótesis de desequilibrio de tracciones y una resultante en la hipótesis de la rotura de un conductor, por tanto el soporte y necesariamente la cimentación diseñada, será capaz de mantenerse en equilibrio sin sufrir desplazamientos que haga peligrar

el choque entre conductores vivos (con tensión) o que la flecha de los mismos alcance valores peligrosos respecto a la superficie del terreno.

### 1.3 Determinación de las Características Mecánicas del Terreno.

Para un adecuado diseño de una línea de transmisión, especialmente en lo que se refiere al cálculo de la cimentación, es necesario contar con los resultados de las pruebas efectuadas al terreno. La medición del coeficiente de compresibilidad, a lo largo del eje de la línea.

Si se cuenta con la ubicación exacta de la posición de los soportes, el diseño de las cimentaciones serán más exactas, cuando se emplean los datos obtenidos.

El coeficiente de compresibilidad se obtiene midiendo el esfuerzo que es necesario para introducir una placa de 1 cm<sup>2</sup>, a la profundidad de un centímetro.

Generalmente dicho valor es medido a 2.00 metros de profundidad, para obtener datos más seguros.

Sin embargo, cuando se trata de líneas con tensión de transmisión menores de 60 Kv., puede ser que estas pruebas hagan más caro el costo de la línea, por lo que en este caso normalmente se toman los datos del coeficiente de compresibilidad, dados por la Comisión

para la revisión de las prescripciones federales suizas, publicadas en el libro de Redes Eléctricas de Alta y Baja Tensión del Ing. Gaudencio Zoppetti Júdez, Editorial Gustavo Gili S.A., Sexta Edición- 1978; también es posible obtener éstos datos de la Revista Electrotécnica de la Asociación Argentina de Electrónicos N°2 Vol. I Marzo-Abril de 1,964.

Para efectuar los cálculos y pruebas el presente proyecto de tesis tomará los datos de la segunda publicación mencionada en el párrafo anterior.

Los mencionados datos característicos, pueden ser utilizados a falta de información, sin embargo es necesario efectuar en todo caso por lo menos una inspección al terreno, donde se colocarán los soportes, a fin de asignar una característica precisa que coincida con algún tipo de terrenos, según tabla (pág 13 ).

Por otra parte, es posible encontrar diversidad de tipos de terrenos, a lo largo de la línea, sin embargo no es muy recomendable diseñar un cimiento para cada tipo de terreno.

A criterio del presente trabajo, será sólo necesario establecer una clasificación de no mas de cuatro tipos de cimientos en todo el proyecto.

## TIPOS DE TERRENO

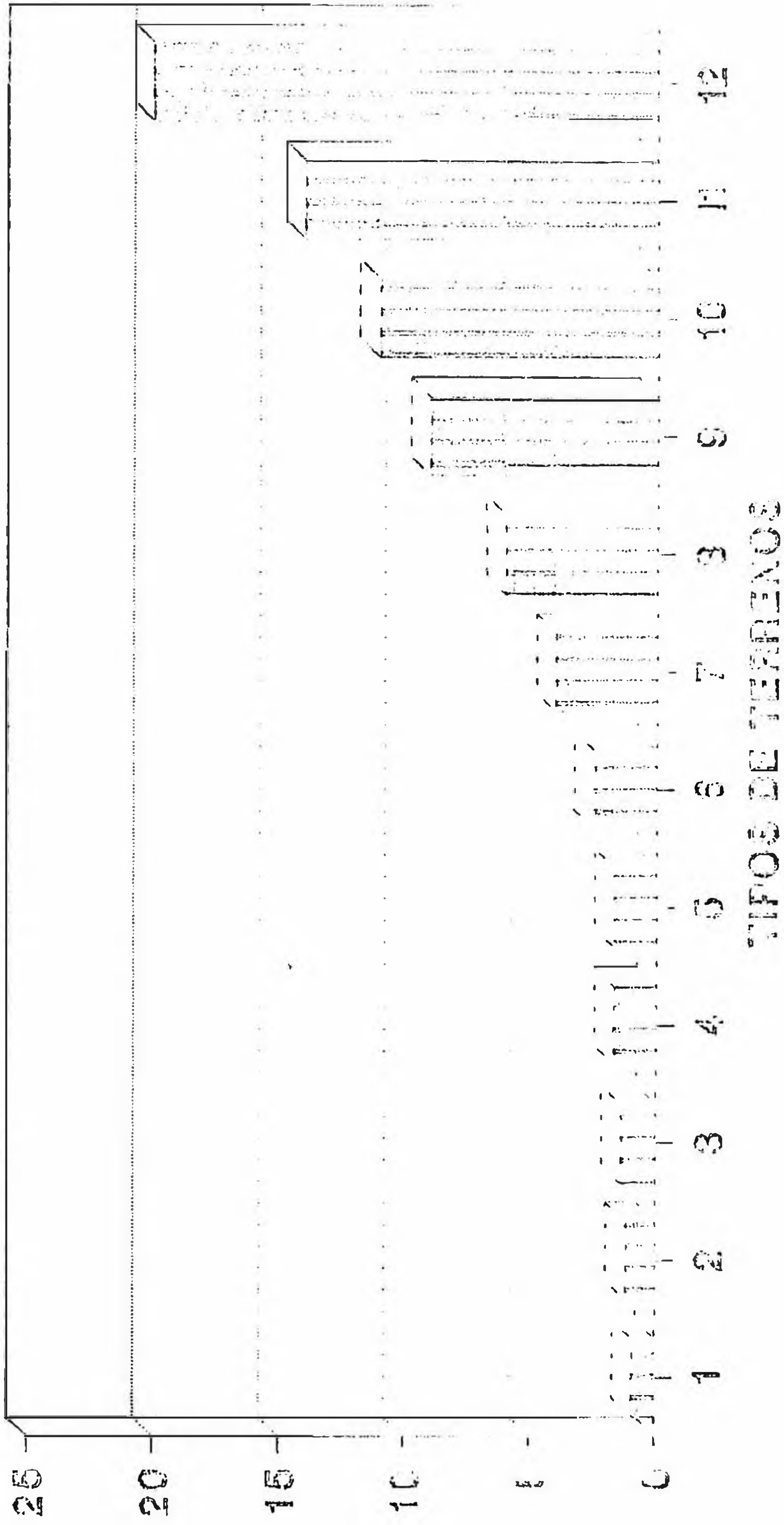
NATURALEZA DEL TERRENO	TIPOS DE TERRENO	COEF. DE COMPRESIÓN - MILLER & TONKINOFF
TERRENO FANOSOS Y TURBA LISOS	1	0.5 - 0.9
TURBA DURA, SENO FIMO DE COSTA	2	0.9 - 1.3
TERRENO VEGETAL Y SENO MUY DURA	3	1.3 - 1.6
TERRENO VEGETAL Y SENO SENO	4	1.6 - 2.0
TERRENO VEGETAL MUY DURA	5	1.6 - 2.0
SACILLO MUY DURA	6	2.0 - 3.0
SACILLO SENO	7	3.0 - 5.0
SACILLO DURA	8	5.0 - 8.0
TERRENO VEGETAL CON SENO. SACILLO Y POCOS PIEDRAS	9	0.0 - 10.0
TERRENO VEGETAL CON SENO. SACILLO Y MUCHAS PIEDRAS	10	10.0 - 20.0
SENO MEDIO CON SENO	11	12.00 - 16.00
SENO SENO CON SENO	12	16.0 - 20.0



# COEF. DE COMPRESIBILIDAD

## a 2.00 mt. DE PROFUNDIDAD

Coef. de Compresibilidad Ton/m<sup>2</sup> x 1000

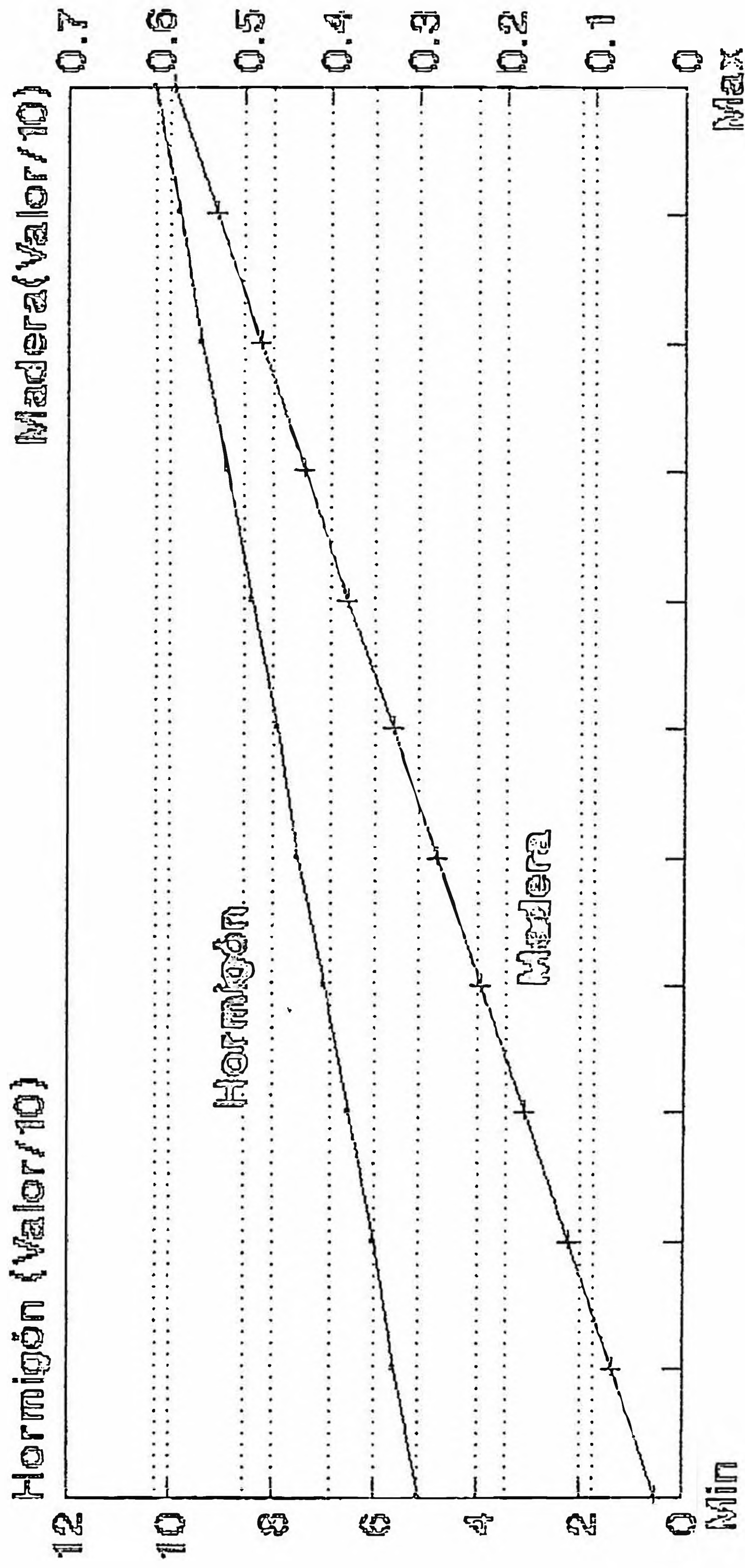


Coef. en Ton/m<sup>2</sup>



# COEF. DE ROZAMIENTO

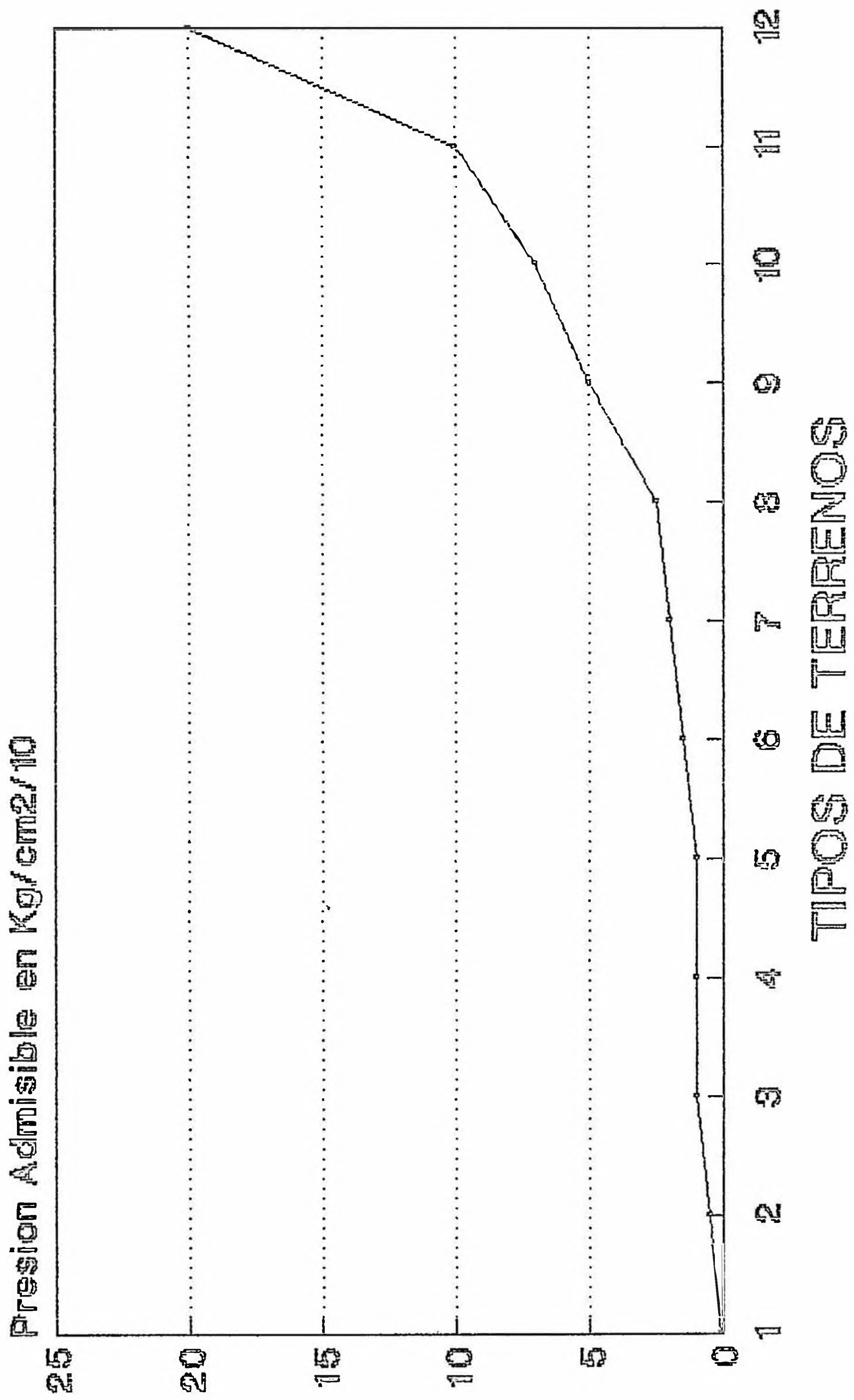
## Terreno-Hormigón



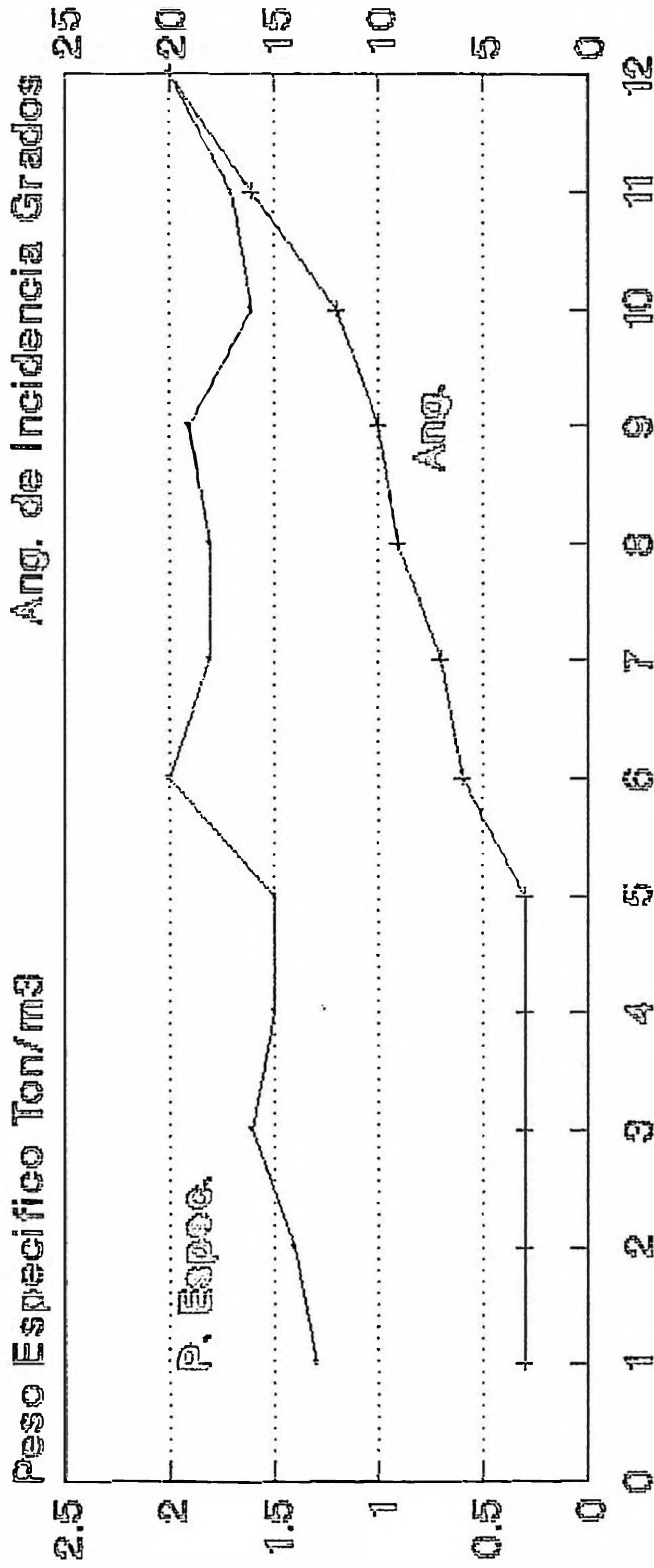
Rango de Valores

— Hormigón — Madera

# PRESION ADMISIBLE DE LOS TERRENOS



# ANGULO DE INCIDENCIA Y PESO ESPECIFICO



Tipos de Terrenos

Valores Promedios

— Peso específico — Angulo

#### 1.4 Influencia de las Normas Establecidas para el Cálculo del Momento de Vuelco.

En concordancia con las normas internacionales, generalmente aceptadas, detallamos para cada hipótesis, que fuerzas son necesarias tener en cuenta por cada tipo de soporte.

- Estructura de Suspensión:

I.- Hipótesis de Viento:

Cargas Permanentes:

Peso del soporte, incluyendo crucetas, para el caso de torres se entiende que será el peso total de la estructura armada.

Así mismo, los demás pesos originados por el peso de las cadenas de aisladores y sus accesorios así como el peso del conductor.

De igual modo será necesario tener en cuenta las fuerza vertical originada por el peso del personal de mantenimiento.

Otra carga igualmente importante, es la debida a la fuerza resultante de la presión del viento, sobre los conductores, crucetas, cadena de aisladores, y sobre el soporte mismo.



La fuerza resultante, que se denomina fuerza equivalente, deberá multiplicarse por un factor de seguridad para obtener la fuerza nominal de diseño, su valor es de 2.5 para ésta hipótesis.

## II. Hipótesis de Desequilibrio de Tensiones.

### Cargas Permanentes:

Se considera el peso total sobre la estructura que debe incluir el peso del soporte mismo de las cadenas de aisladores y del peso de los conductores.

Esta hipótesis, considera además que deberá calcularse la resultante, teniendo en cuenta el 8% de tiros unilaterales de todos los conductores.

El coeficiente de seguridad será de 2.0.

## III. Hipótesis de Rotura del Conductor:

### Cargas Permanentes:

Al igual que en el caso anterior, es necesario considerar el peso del soporte, cadenas de aisladores, y accesorios y conductores.

Se efectuará el cálculo suponiendo la rotura de un conductor como mínimo, en el punto mas desfavorable para la estructura motivo del diseño. El esfuerzo será el 50% del tiro máximo calculado para el conductor.

En este caso el coeficiente de seguridad será de 2.00.

- Estructura de Angulo:

I.- Hipótesis de Viento:

Todas las cargas permanentes, incluyen el peso del soporte, peso de los conductores y cadenas de aisladores.

Así mismo, el peso del personal de mantenimiento.

Carga debida a la presión del viento, sobre el soporte, conductores, crucetas y cadenas de aisladores.

Es necesario calcular la fuerza resultante del tiro de los conductores debido al angulo topográfico de la línea.

El coeficiente de seguridad en este caso será de 2.5.

II. Hipótesis de Desequilibrio de tracciones.

Considerar las cargas permanentes, anteriormente explicadas (pesos totales).

8% de los Tiros unilaterales de todos los conductores.

Coeficiente de seguridad de 2.00.

III.- Hipótesis de rotura de Conductor.

De igual forma las cargas permanentes explicadas.

Suponer por lo menos la rotura de un conductor, en el punto mas desfavorable. Dicho esfuerzo será el 50% del tiro máximo calculado para el conductor.

- Estructura de retención:

## I.- Hipótesis de Viento.

Todas las cargas de peso permanentes.

Peso del personal de mantenimiento.

Carga debida a la acción del viento sobre el soporte, cadenas de aisladores y conductores.

Coefficiente de seguridad de 2.00.

## II.- Hipótesis de desequilibrio de tracciones.

Todas las cargas permanentes.

50% de las tracciones unilaterales de los conductores.

Coefficiente de seguridad de 2.00.

Es necesario aclarar que la fuerza debido a los conductores es el valor máximo encontrado en el cálculo mecánico de los conductores, que generalmente es la mínima temperatura.

## III.- Hipótesis de rotura del conductor.

Todas las cargas permanentes.

Rotura de por lo menos un conductor en el punto mas desfavorable.

El esfuerzo a considerar será el 50% del esfuerzo máximo sobre el conductor.

Coefficiente de seguridad: 2.00

## - Estructura de Fin de Línea.

## I.- Hipótesis de Viento.

Cargas permanentes:

Todos los pesos, incluyen el soporte, cadenas de aisladores y conductores.

Peso del personal de mantenimiento.

Carga del viento sobre el soporte, conductores y cadenas de aisladores.

100% de las tracciones unilaterales de todos los conductores.

· Coeficiente de seguridad: 2.5.

II.- Hipótesis de Desequilibrio de Tracciones.

Todas las cargas permanentes.

100% de las tracciones unilaterales de los conductores.

Coeficiente de seguridad: 2.5.

III.- Hipótesis de rotura de Conductor.

De igual forma los pesos de caracter permanente.

Rotura de por lo menos un conductor en el punto mas desfavorable para el soporte.

Coeficiente de seguridad de 2.00.



## CAPITULO 2

### CALCULOS EN SOPORTES PARA LINEAS DE TRANSMISION

#### 2.1. Cálculo de Fuerzas Equivalentes de Volteo y Fuerzas Verticales.

La metodología a seguir para el cálculo de las fuerzas equivalentes de volteo y fuerzas verticales es similar tanto para soportes de concreto, madera o acero (Torres de celosia).

Además para el cálculo se tomará en cuenta las normas establecidas en 1.4.

Haremos mención que no existen normas para los tipos de soportes a usar en Líneas de Transmisión.

Sin embargo la tendencia que para tensiones entre 20Kv y 66 Kv se usan soportes de concreto en zonas urbanas y en zonas rurales se usan soportes de madera (eucaliptos ó pino canadiense).

Para tensiones entre 66 Kv y 220 Kv se usan torres de acero, tanto en zonas urbanas como en zonas rurales.

La altura del soporte depende del nivel de tensión de la línea.

## 2.2 Modelo de Cálculos de Fuerzas Equivalentes para el Diseño de las Cimentaciones.

### 2.2.1 Soportes Monoposte en 60 Kv.

Cálculo de las fuerzas equivalentes para los soportes monoposte, utilizadas en el Proyecto del Estudio definitivo de la línea de Transmisión en 60 Kv entre la Sub estación Trujillo Norte y la parte Oeste de la Ciudad de Trujillo.

#### Clasificación de los Soportes

Los postes son de concreto armado centrifugado, con crucetas de concreto armado vibrado, para alineamiento hasta  $5^\circ$  de ángulo topográfico y tendrán ménsulas con estructuras independientes para cada terna en ángulos topográficos entre  $5^\circ-20^\circ$ .

Para ángulos topográficos entre  $20^\circ-60^\circ$  serán también estructuras independientes para cada terna, con cadenas de aisladores sujetadas directamente del poste mediante pernos-ojo.

Para ángulos entre  $60^\circ-90^\circ$  serán similares a los anteriormente descritos, pero con doble cadena de aisladores por fase.

La estructura de retención tipo "R" (doble anclaje) será independiente para cada terna, con disposición vertical

de conductores (doble anclaje) y ménsulas con cadenas en alineamiento de pase.

La estructura terminal será similar a la anterior, pero el anclaje será simple.

Estructura:	Tipo S	:	Suspensión	(	0°	-	5°)
	Tipo A-1	:	Angulo	(	5°	-	20°)
	Tipo A-2	:	Angulo	(	20°	-	60°)
	Tipo A-3	:	Angulo	(	60°	-	90°)
	Tipo R	:	Retención				
	Tipo T	:	Terminal				

#### 2.2.1.1. Altura Mínima de las Estructuras:

$$Ht = A + B + C + D + E + F \text{ (m)}$$

A : Altura libre del poste

B : Distancia vertical entre soportes extremos.

C : Longitud vertical de la cadena de aisladores más baja.

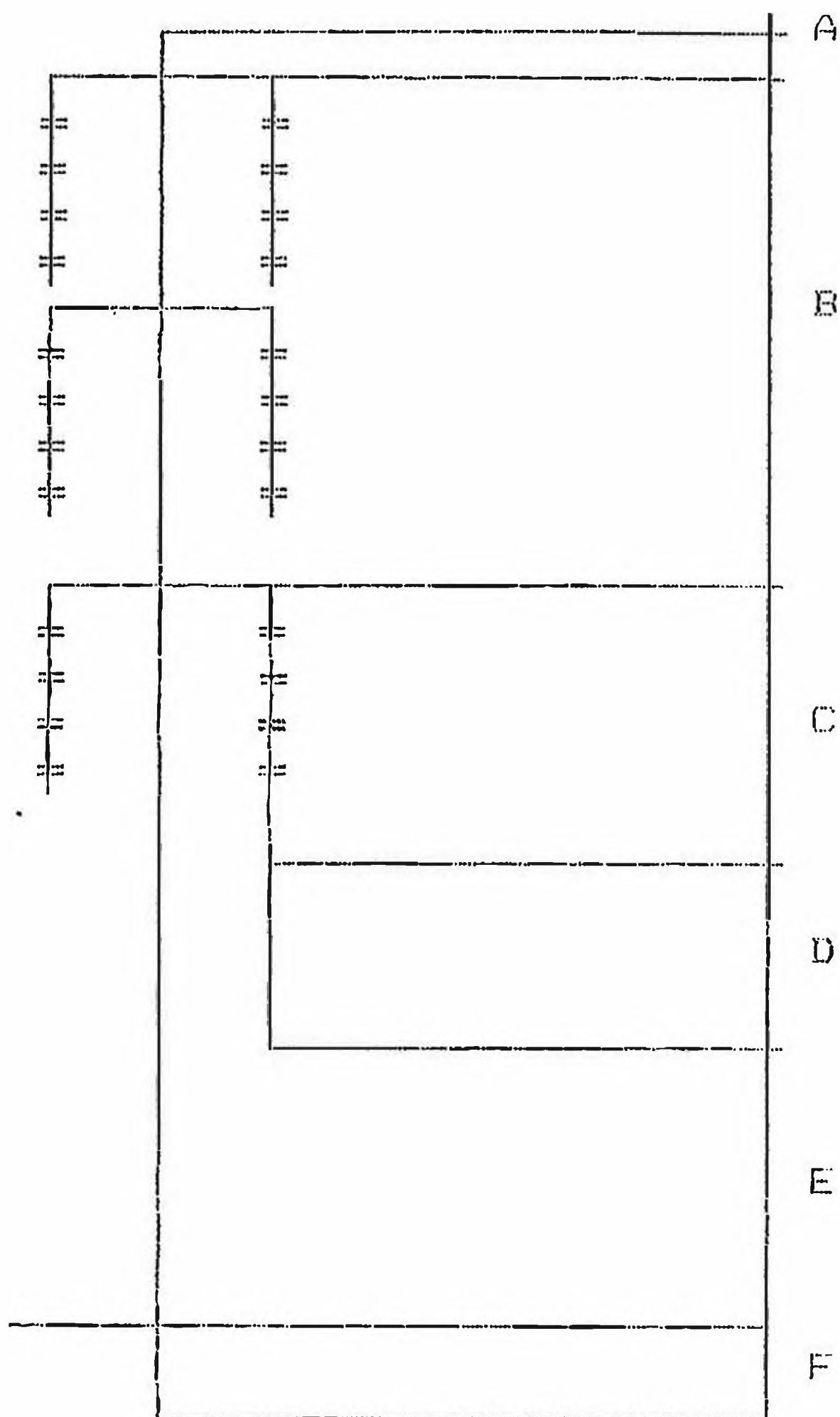
D : Flecha máxima.

E : Distancia del conductor más bajo al suelo.

F : Altura de empotramiento.

(10% Ht, según el C.N.E. Tomo IV)

a) Estructura de suspensión:



$$A = 0.20 \text{ m.}$$

$$B = 4.40 \text{ m.}$$

$$C = 1.10 \text{ m.}$$

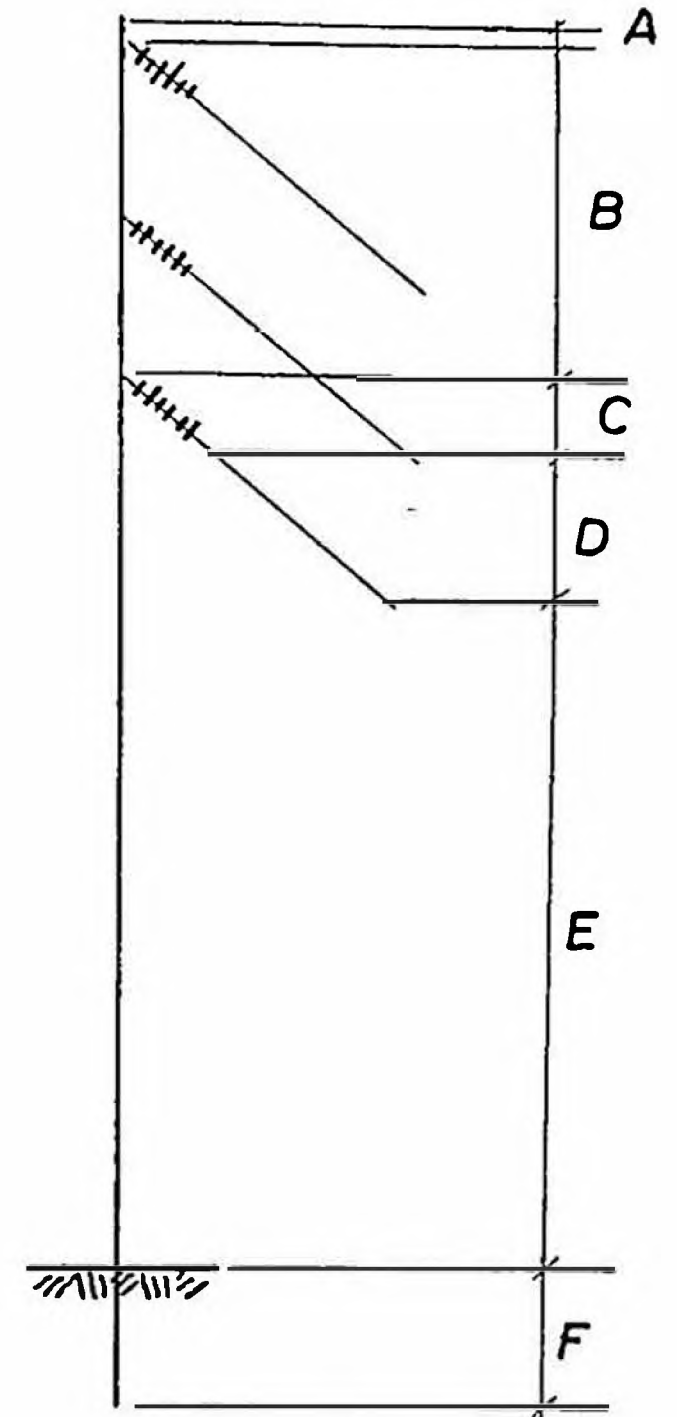
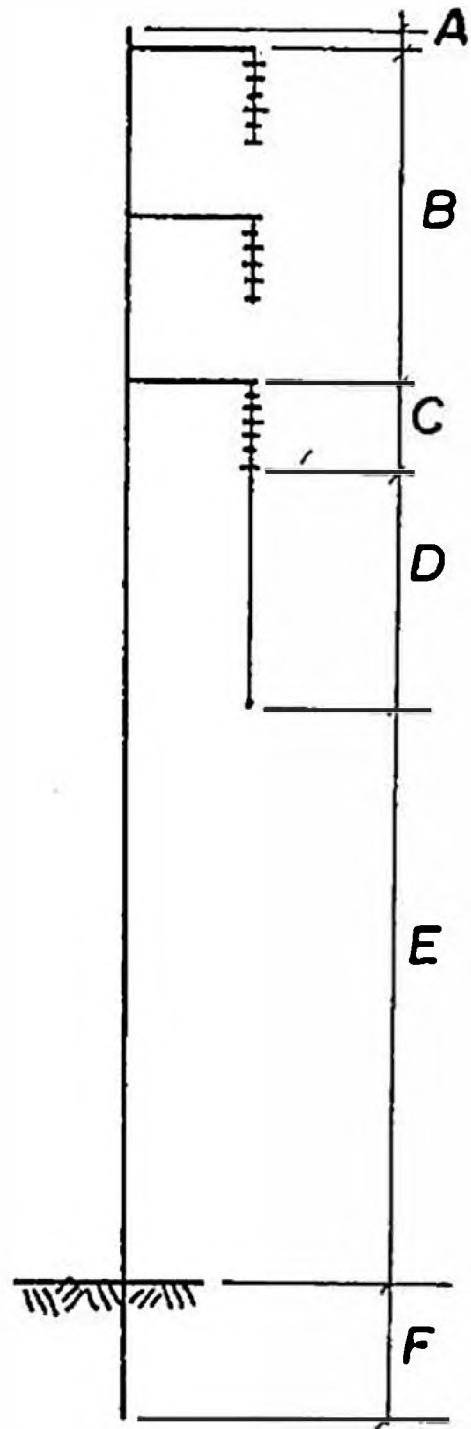
$$D = 3.75 \text{ m.}$$

$$E = 6.00 \text{ m. (reglamento español)}$$

Tomemos  $E = 6.75 \text{ m.}$ , dándole el factor de seguridad correspondiente a esta distancia.

$$Ht = 18 \text{ m.}$$

b) Estructuras de ángulo A-1 y A-2



$$A = 0.20 \text{ m.}$$

$$B = 4.40 \text{ m.}$$

$$C = 1.10 \text{ m.}$$

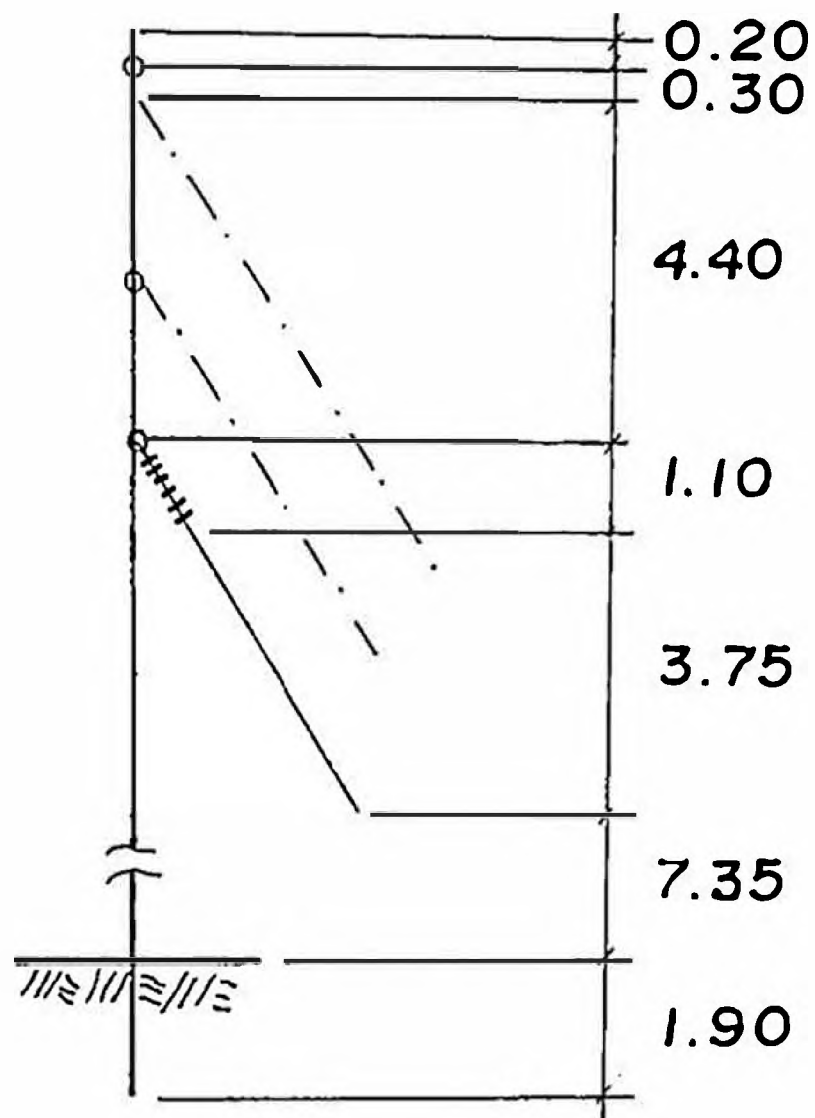
$$D = 3.75 \text{ m.}$$

$$E = 6.75 \text{ m.}$$

$$F = 1.80 \text{ m.}$$

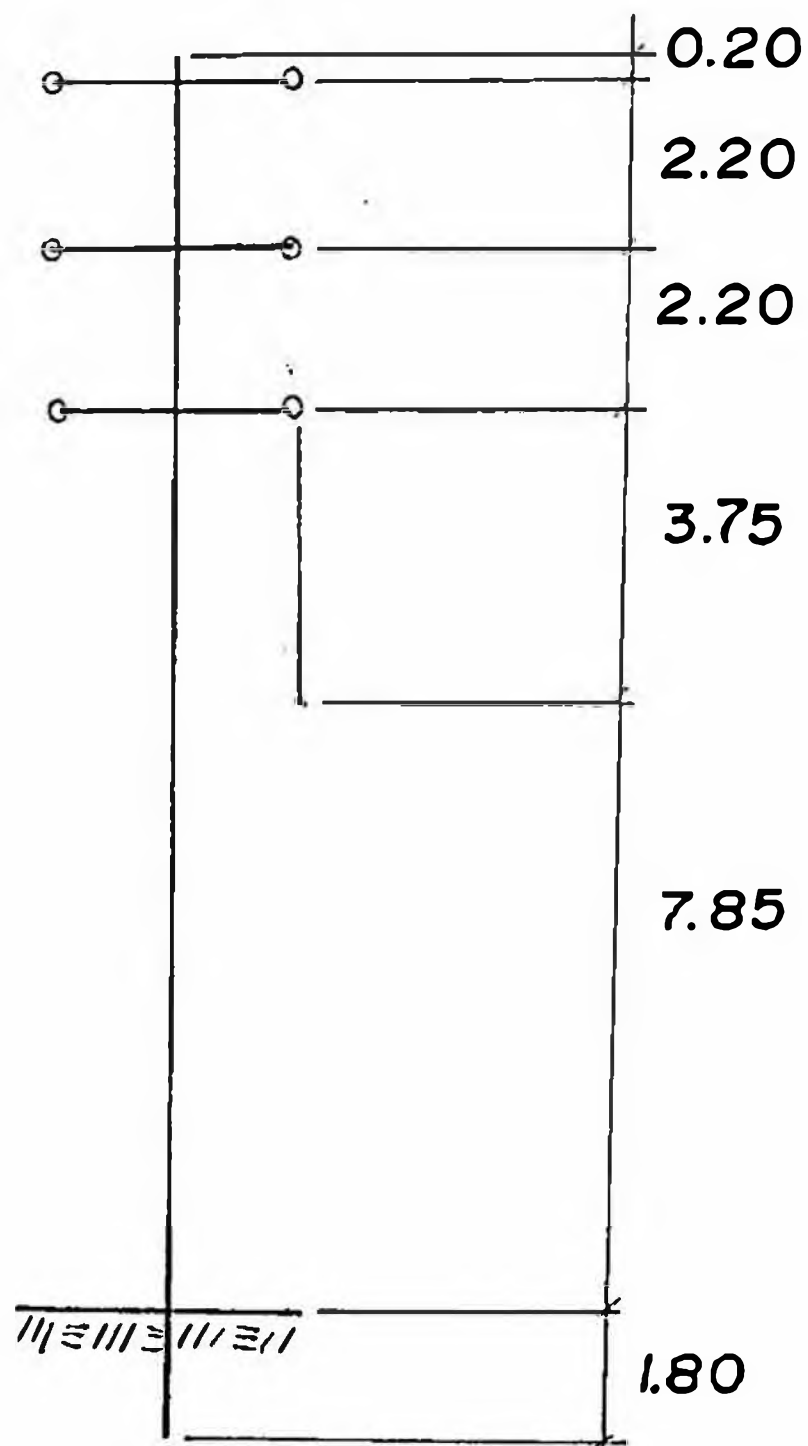
$$Ht = 18.00 \text{ m.}$$

c) Estructura de ángulo tipo A-3



$Ht = 19.00 \text{ m.}$

d) Estructura de Retención: Tipo "R"



$Ht = 18.00 \text{ m.}$

### 2.2.1.2. Fórmulas a Emplearse:

a) Fuerza del viento sobre los conductores

$$F_{v_c} = 0.0042 V^2 D d \cos (\beta/2)$$

donde:

$F_{v_c}$  = Fuerza del viento sobre los conductores (Kg.)

$V$  = Velocidad del viento (Km/h)

$D$  = Diámetro del conductor (m)

$d$  = Vano viento

$\beta$  = Angulo Topográfico

b) Fuerza del viento sobre el poste

$$F_{v_p} = 0.0042 V^2 (1/2) (H_t - H_e) (D_p + D_e)$$

donde:

$F_{v_p}$  = Fuerza del viento sobre el poste (Kg)

$H_t$  = Altura total del poste (m)

$H_e$  = Altura de empotramiento (m)

$D_p$  = Diámetro en la punta del poste (m)

$D_e$  = Diámetro de empotramiento (m)

c) Altura de aplicación de la fuerza del viento sobre el poste.

$$H_{v_p} = \frac{(H_t - H_e) (2D_p + D_e)}{3 (D_p + D_e)}$$

donde:

$H_{v_p}$  : Altura de aplicación de la fuerza del viento sobre el poste (m).

d) Fuerza equivalente sobre el poste, referido a 0.10 m. de la punta.

$$F = \frac{\sum (F_i \times H_i)}{H}$$

donde:

F = Fuerza equivalente sobre el poste a 0.10 m. de la punta (Kg).

H<sub>i</sub> = Altura de aplicación de la fuerza "i" (m).

F<sub>i</sub> = Fuerza "i" considerada

H = altura de aplicación de la fuerza "F" (m)

### 2.2.1.3. Cálculos preliminares:

#### a) Cargas verticales

- Peso del conductor/fase

$$W_c = 0.348 \times 210$$

$$W_c = 73.10 \text{ Kg.}$$

- Peso promedio de la estructura y personal de mantenimiento.

$$W_a = 50 \text{ Kg.}$$

#### b) Cargas transversales

- Fuerza de viento sobre los conductores/fase  $\beta = 0^\circ$  (estructuras de alineamiento).

$$F_{vc} = 50.64 \text{ Kg/fase}$$

- Tiro debido al ángulo topográfico

$$T = 2T_c \text{ sen } (\beta/2)$$

- Fuerza del viento sobre la cadena de aisladores.

$$F_{va} = 10 \text{ Kg.}$$

- Fuerza del viento sobre el poste

. Para postes de 18 m



$$F_{\sqrt{p}} = 95 \text{ Kg} \quad H_{\sqrt{p}} = 7.25 \text{ m.}$$

. Para postes de 19 m.

$$F_{\sqrt{p}} = 110 \text{ Kg.} \quad H_{\sqrt{p}} = 7.70 \text{ m.}$$

#### c) Cargas longitudinales

$$- 8\% \text{ Tiro máximo} = 8\% \times 850.16 = 68.01 \text{ Kg.}$$

$$- 50\% \text{ Tiro máximo} = 50\% \times 850.16 = 425.08 \text{ Kg.}$$

$$- 100\% \text{ Tiro máximo} = 100\% \times 850.16 = 850.16 \text{ Kg.}$$

d) Cargas transversales en estructuras de ángulo, en las estructuras angulares A-1, A-2 y A-3 y efectuaremos las consideraciones para el mayor ángulo.

- Fuerza del viento sobre la cadena de aisladores.

$$F_{\sqrt{a}} = 10 \text{ Kg.}$$

- Fuerza del viento sobre el conductor

$$. S : 50.64 \cos (2.5^\circ) = 50.59 \text{ Kg.}$$

$$. A-1 : 50.64 \cos (10^\circ) = 49.87 \text{ Kg.}$$

$$. A-2 : 50.64 \cos (30^\circ) = 43.86 \text{ Kg.}$$

$$. A-3 : 50.64 \cos (45^\circ) = 35.81 \text{ Kg.}$$

- Tiro transversal debido al ángulo topográfico.

$$T = 2T_c \text{ sen } (\beta/2)$$

$$. S : 1,700.32 \text{ sen } (2.5^\circ) = 74.67 \text{ Kg.}$$

$$. A-1 : 1,700.32 \text{ sen } (10^\circ) = 295.28 \text{ Kg.}$$

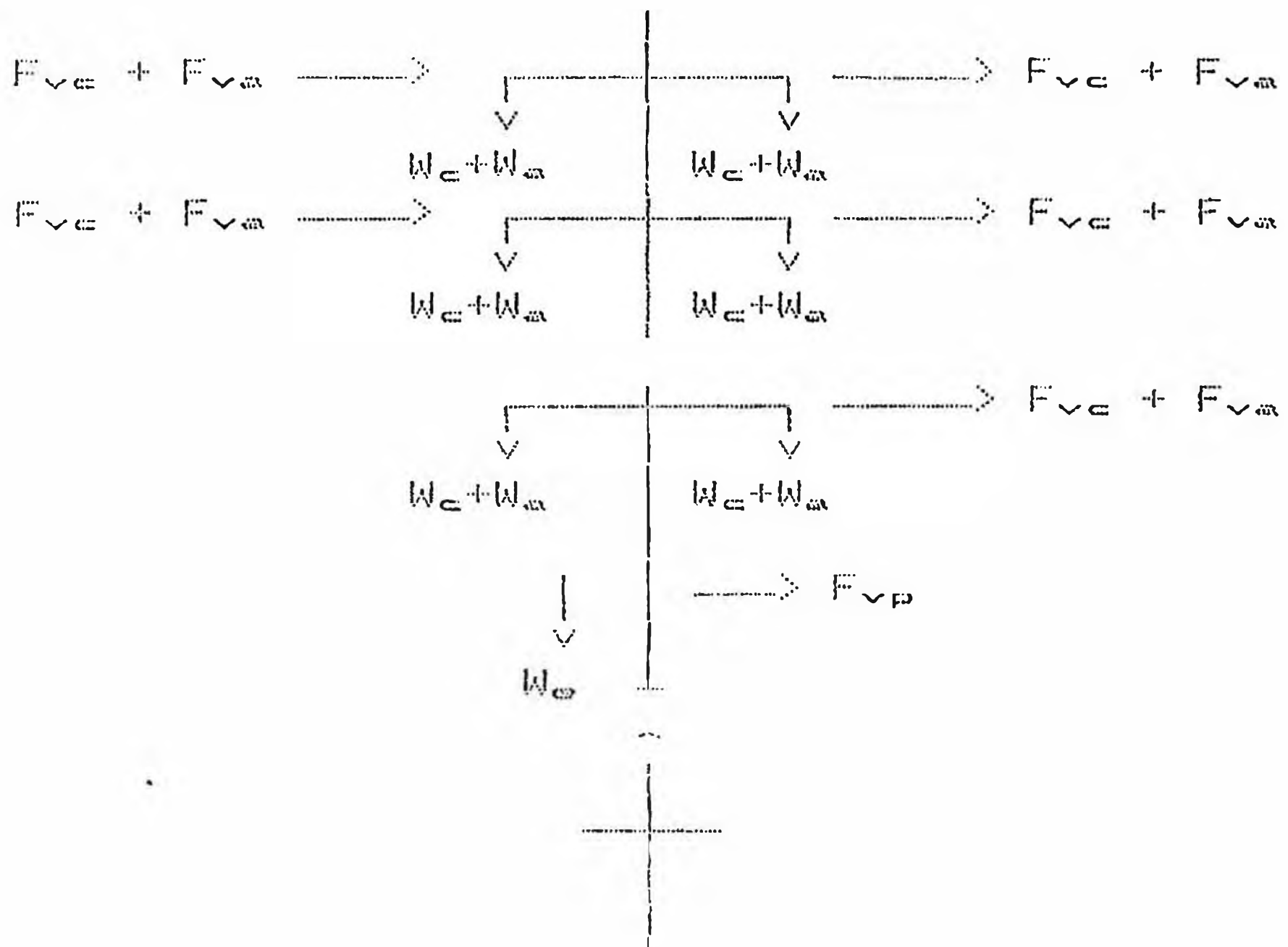
$$. A-2 : 1,700.32 \text{ sen } (30^\circ) = 850.16 \text{ Kg.}$$

$$. A-3 : 1,700.32 \text{ sen } (45^\circ) = 1202.31 \text{ Kg.}$$

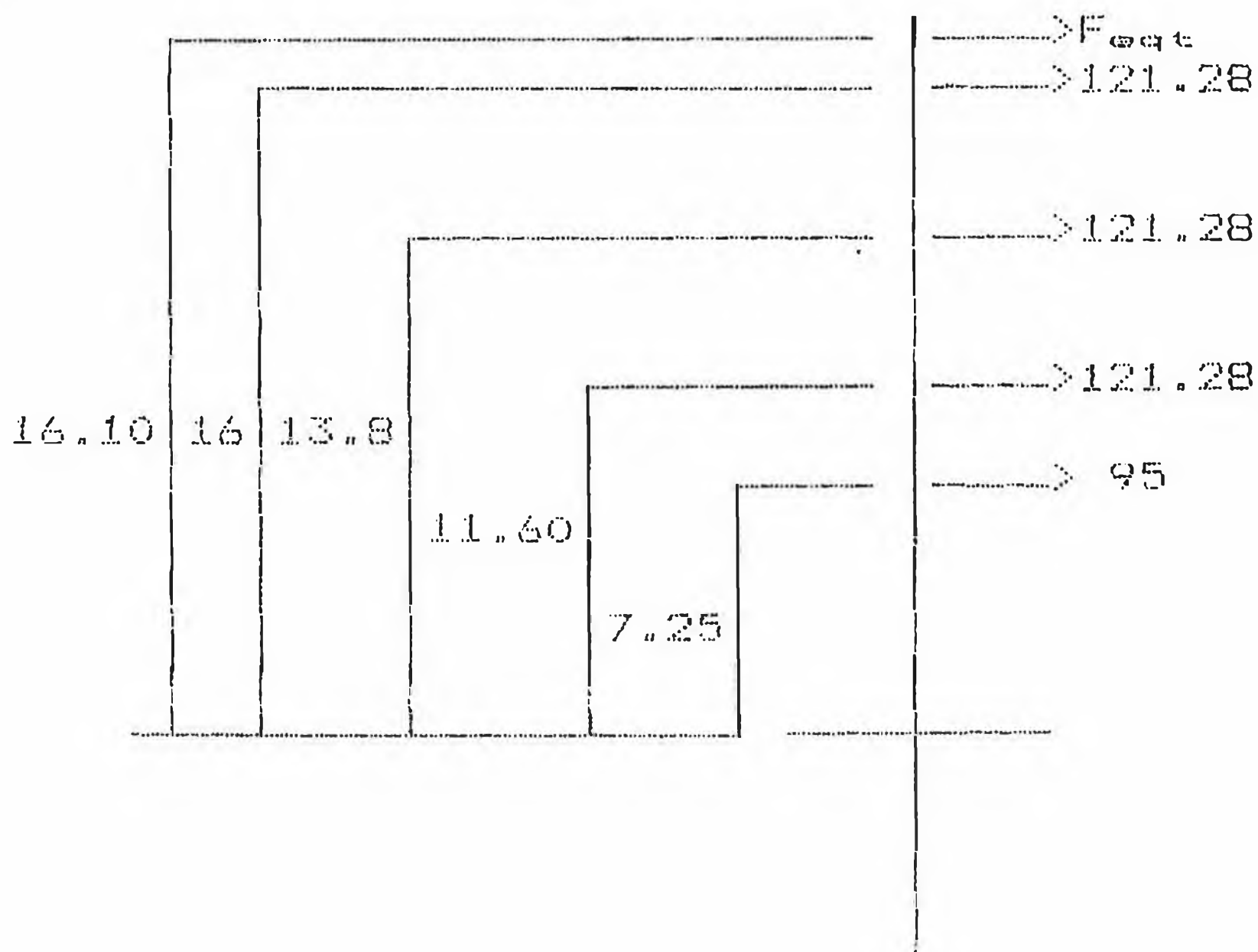
#### 2.2.1.4 Estructura de Suspensión tipo "S"

a) Hipótesis I

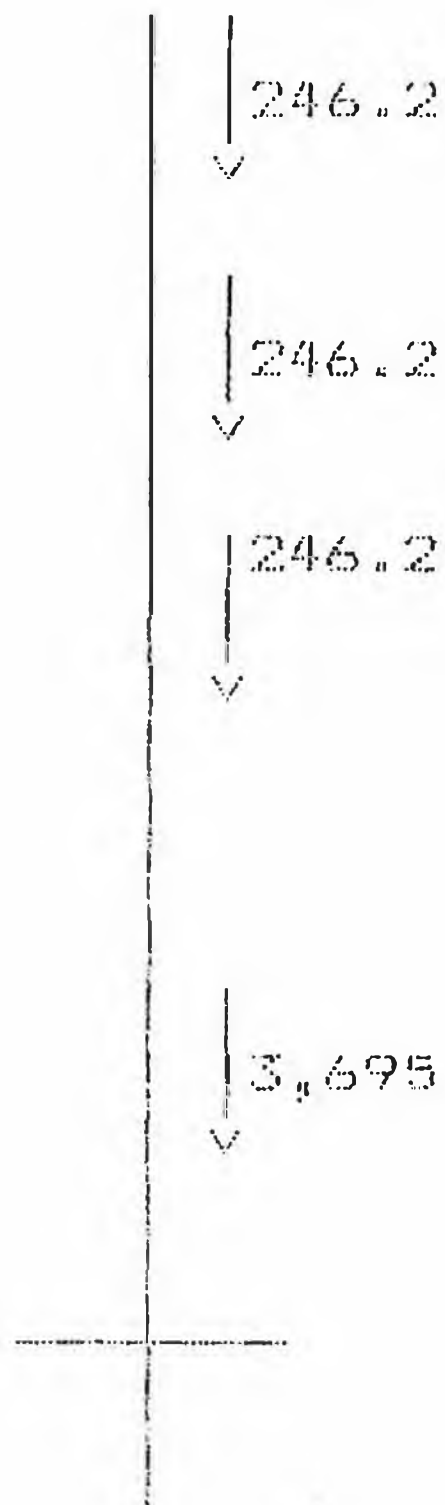
- Diagrama de cargas



Cargas Transversales



## Cargas Verticales



- La fuerza equivalente vertical

$$F_{eqv} = 4,433.60 \text{ Kg}$$

- La fuerza equivalente transversal (a 10 cms. de la punta).

$$\Sigma Mo = F_{eqt} \times 16.10$$

$$F_{eqt} = \frac{121.28 \times 16 + 121.28 \times 13.8 +}{16.10}$$

$$\frac{121.28 \times 11.60 + 95 \times 7.25}{16.10}$$

$$F_{eqt} = 354.64 \text{ Kg.}$$

- La carga nominal del poste en la punta será:

$$F_n = 354.64 \times 2.5$$

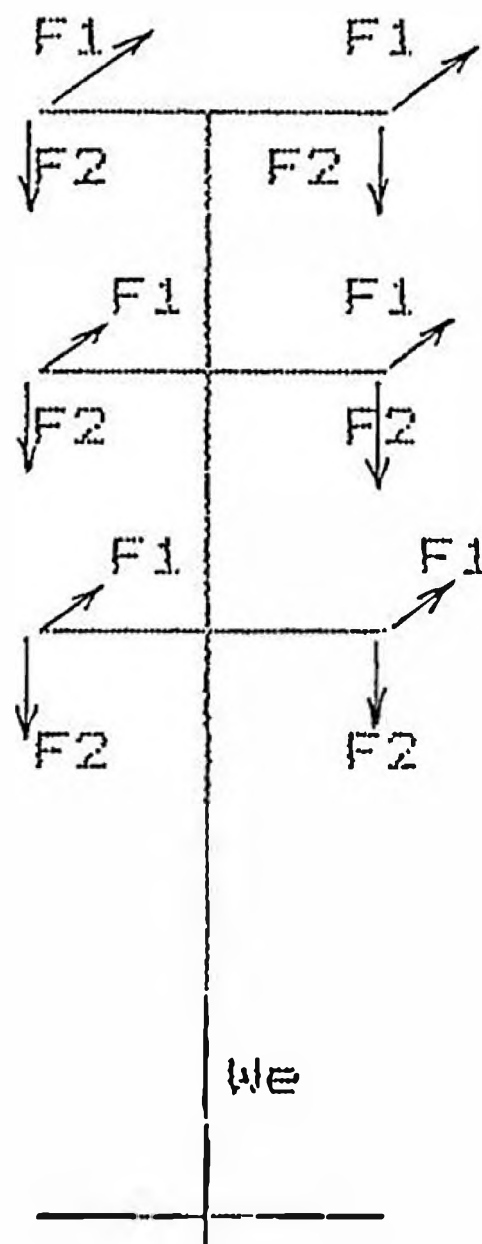
$$F_n = 888.60 \text{ Kg.}$$

b) Hipótesis II

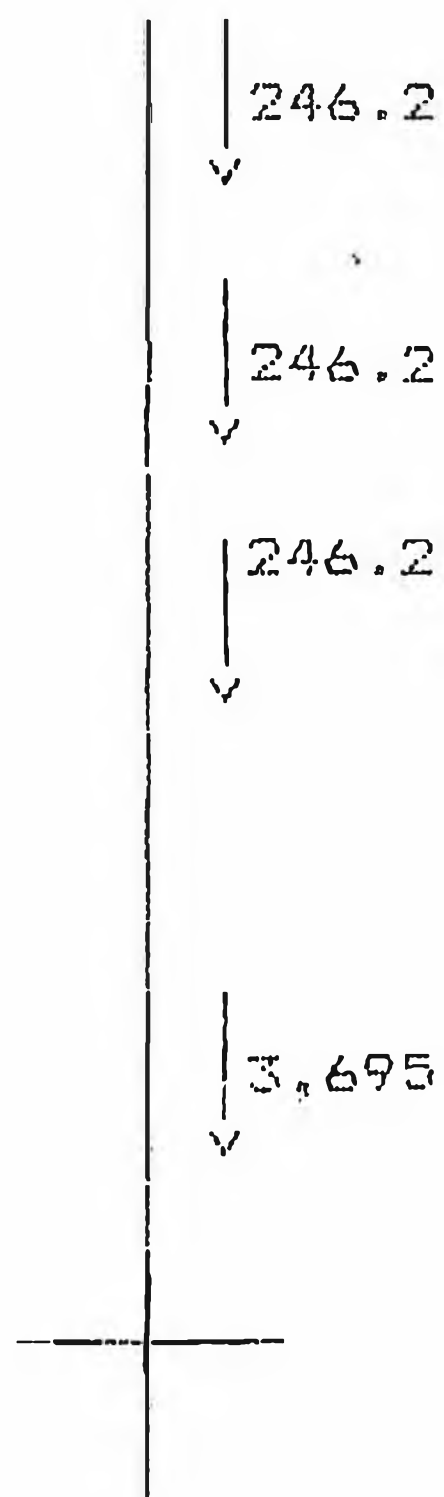
- Diagrama de cargas

$$F1 = 2\% T$$

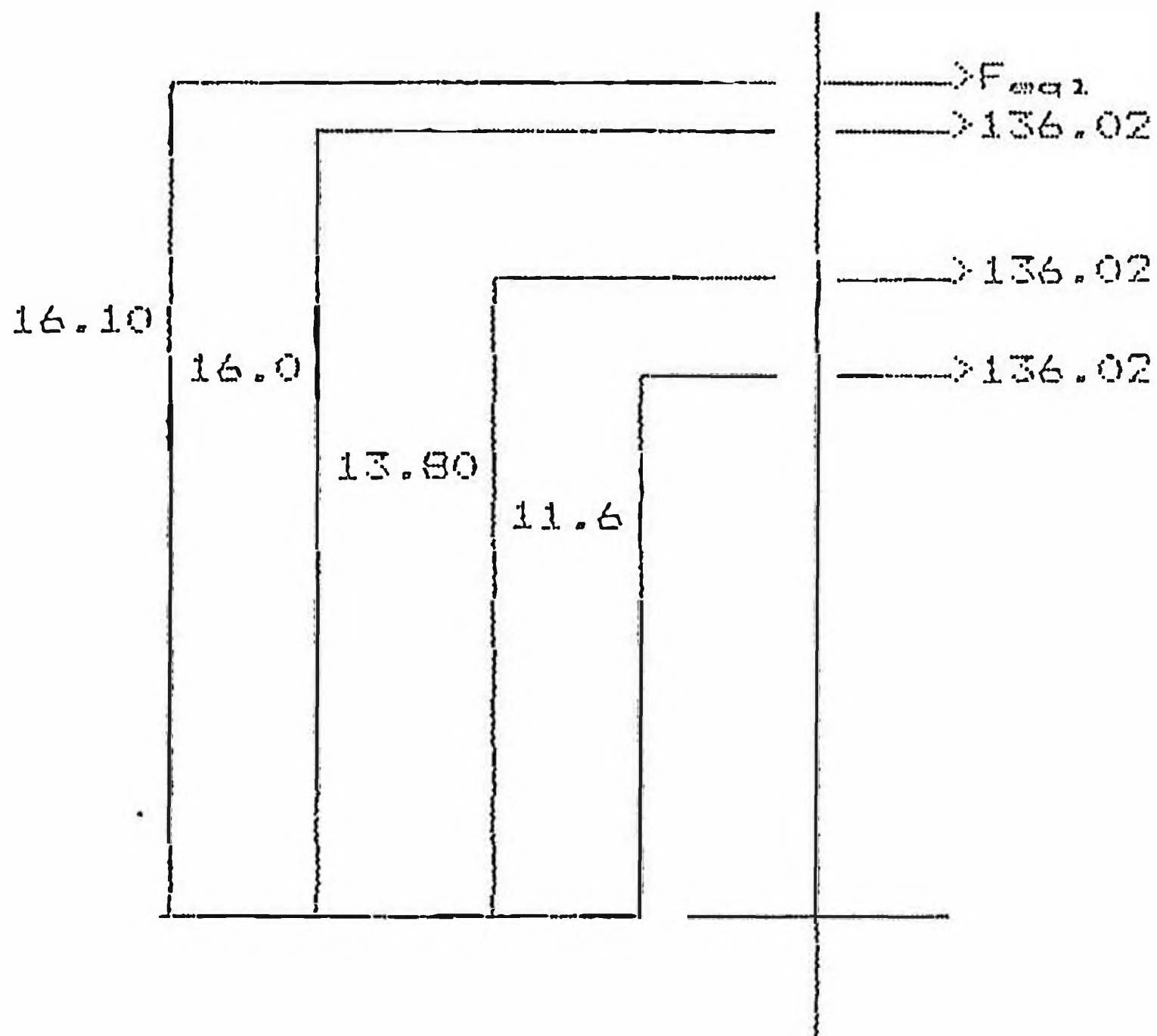
$$F2 = Wc + Wa$$



Cargas Verticales



## Cargas Longitudinales



- Fuerza equivalente vertical

$$F_{eqv} = 4,433.60 \text{ Kg.}$$

- Fuerza equivalente longitudinal

$$F_{eq1} = \frac{136.02 \times 11.60 + 136.02 \times 13.80}{16.10} + \frac{136.02 \times 16}{16.10}$$

$$F_{eq1} = 349.76 \text{ Kg.}$$

- La carga nominal del poste en la punta será:

$$F_n = 349.76 \times 2.00$$

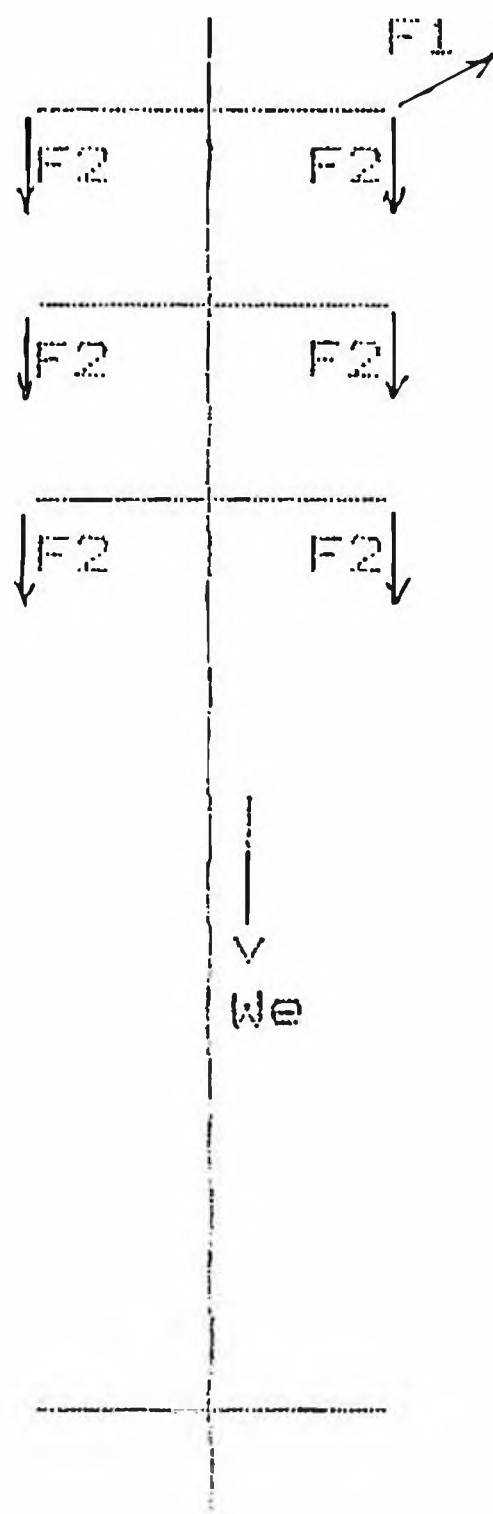
$$F_n = 699.52$$

c) Hipótesis III

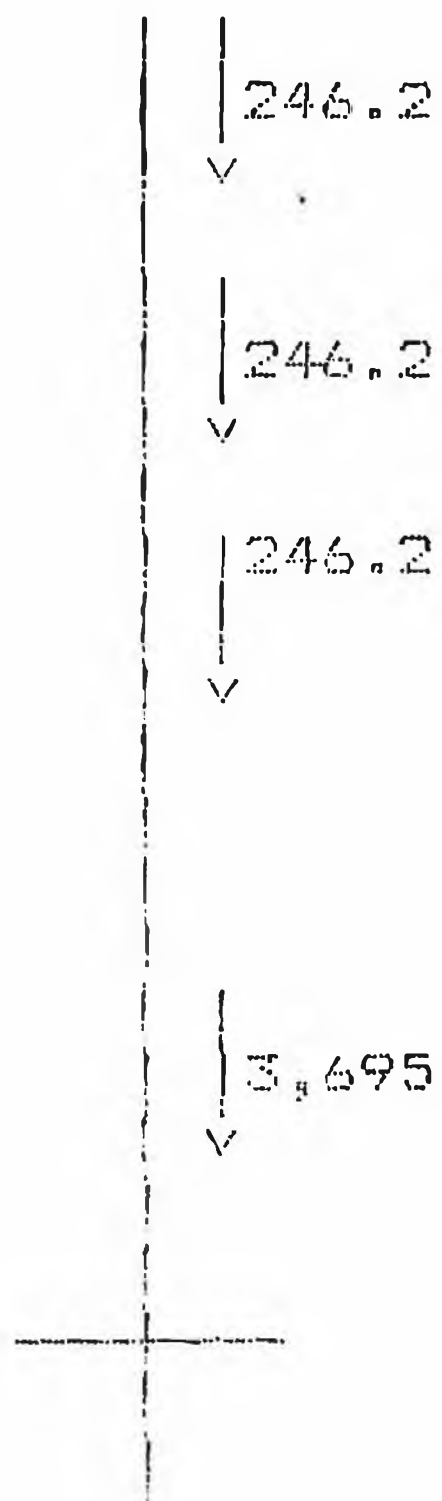
- Diagrama de cargas

$$F1 = 50\% \text{ Tiro}$$

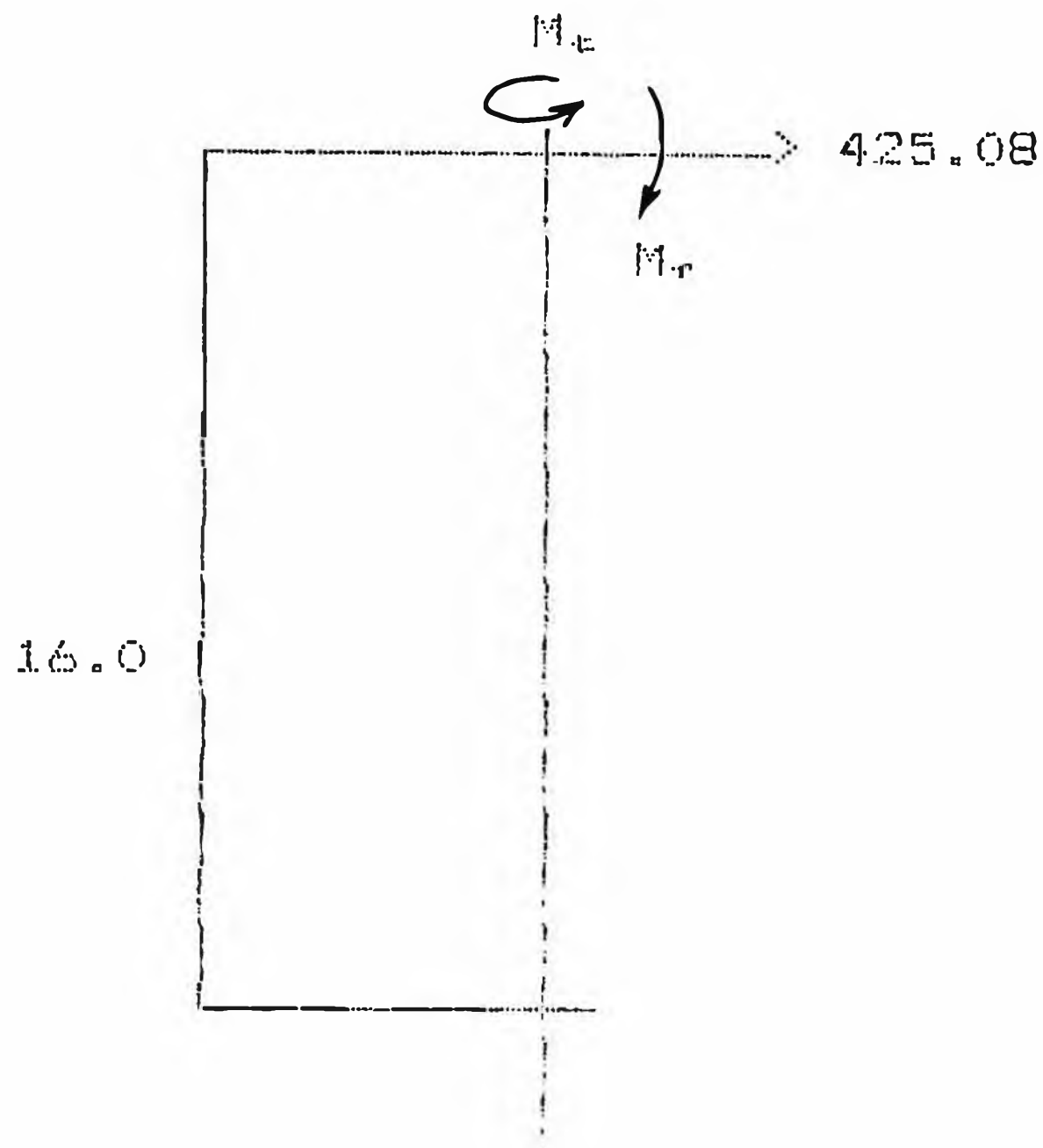
$$F2 = Wc + Wa$$



### Cargas Verticales



## Cargas Longitudinales



- Fuerza equivalente vertical

$$F_{eqv} = 4,433.60 \text{ Kg.}$$

- Momento Flector

$$M_r = 425.08 \times 16$$

$$M_r = 6,801.28 \text{ Kg-m}$$

- Momento Torsor

$$M_t = 425.08 \times 1.71$$

$$M_t = 726.88 \text{ Kg-m}$$

- Momento equivalente en la base de la estructura

$$M_{eq} = \frac{M_r}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{M_r^2 + M_t^2}$$

$$M_{eq} = 6,820.65 \text{ Kg-m.}$$

- Fuerza equivalente a 10 cm. de la punta.

$$F_{eq} = 423.64 \text{ Kg.}$$

- Carga nominal del poste

$$F_n = 423.64 \times 2$$

$$F_n = 847.28 \text{ Kg.}$$

De las tres hipótesis consideradas, seleccionamos la mayor carga nominal en la punta.

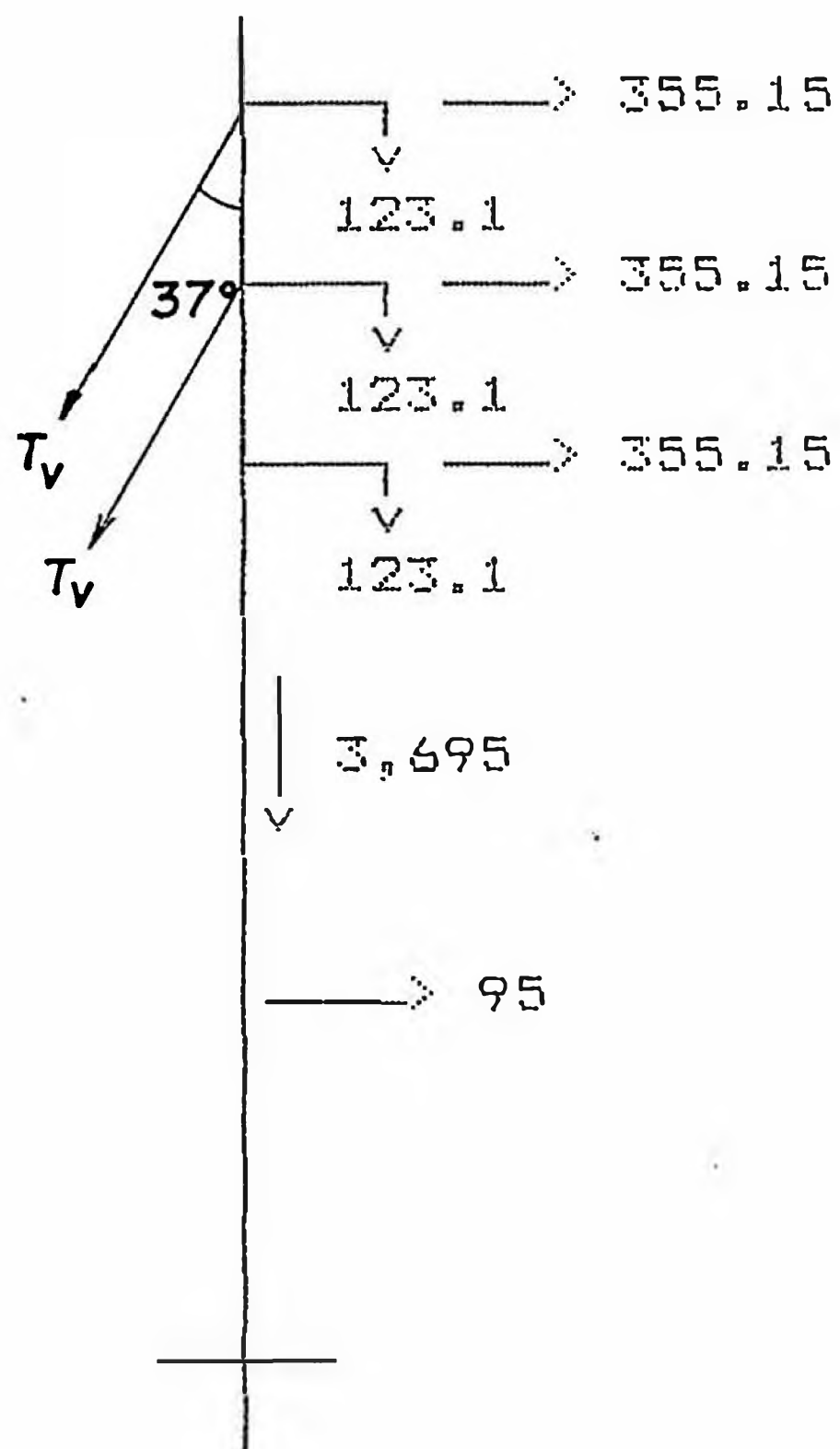
$$F_n = 888.60 \text{ Kg.}$$

Estructura de suspensión tipo "S" 18.00 m x 900 Kg.

### 2.2.1.5 Estructura de ángulo tipo A-1 (5°-20°)

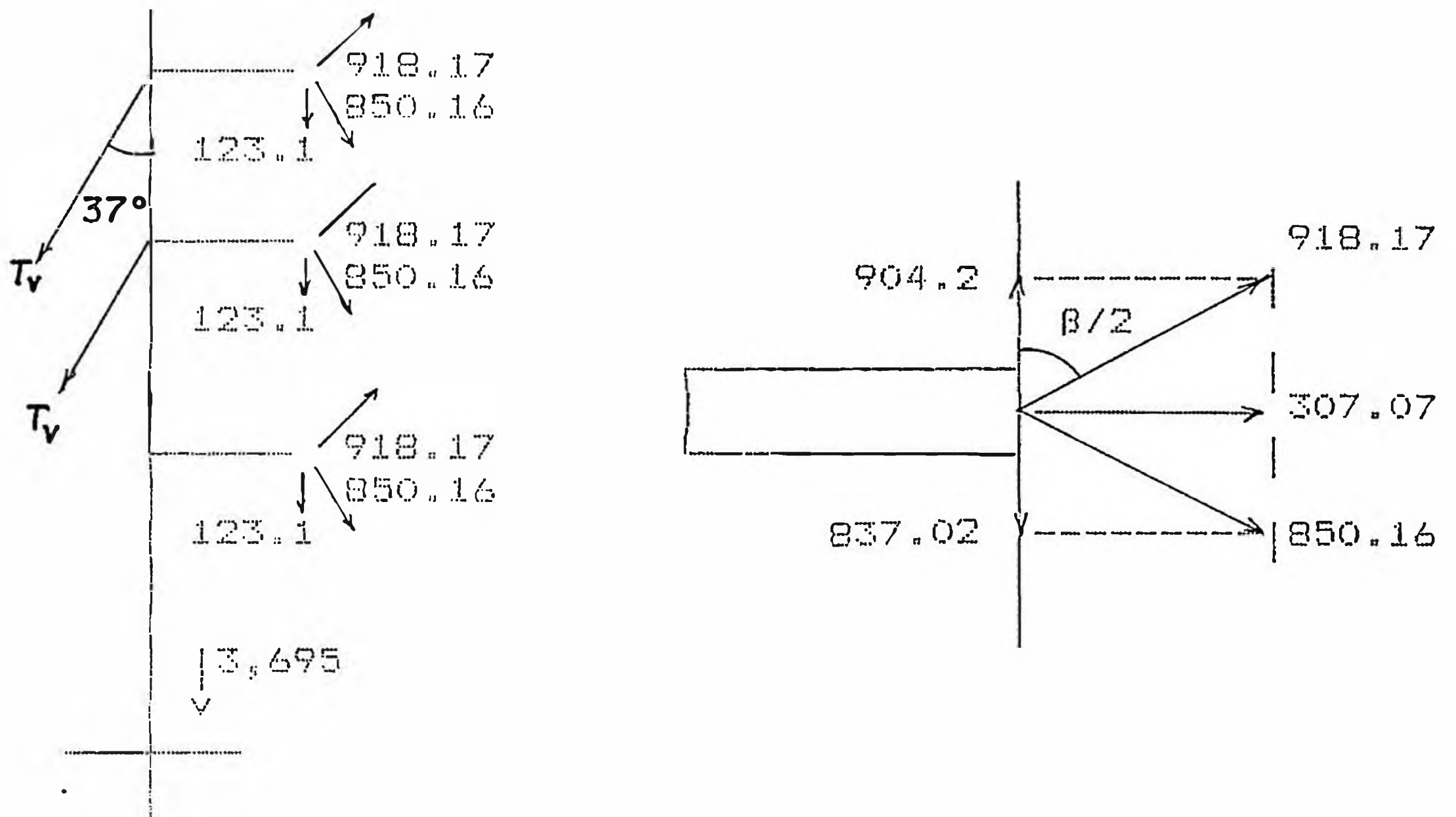
Diagrama de Cargas

Hipótesis I

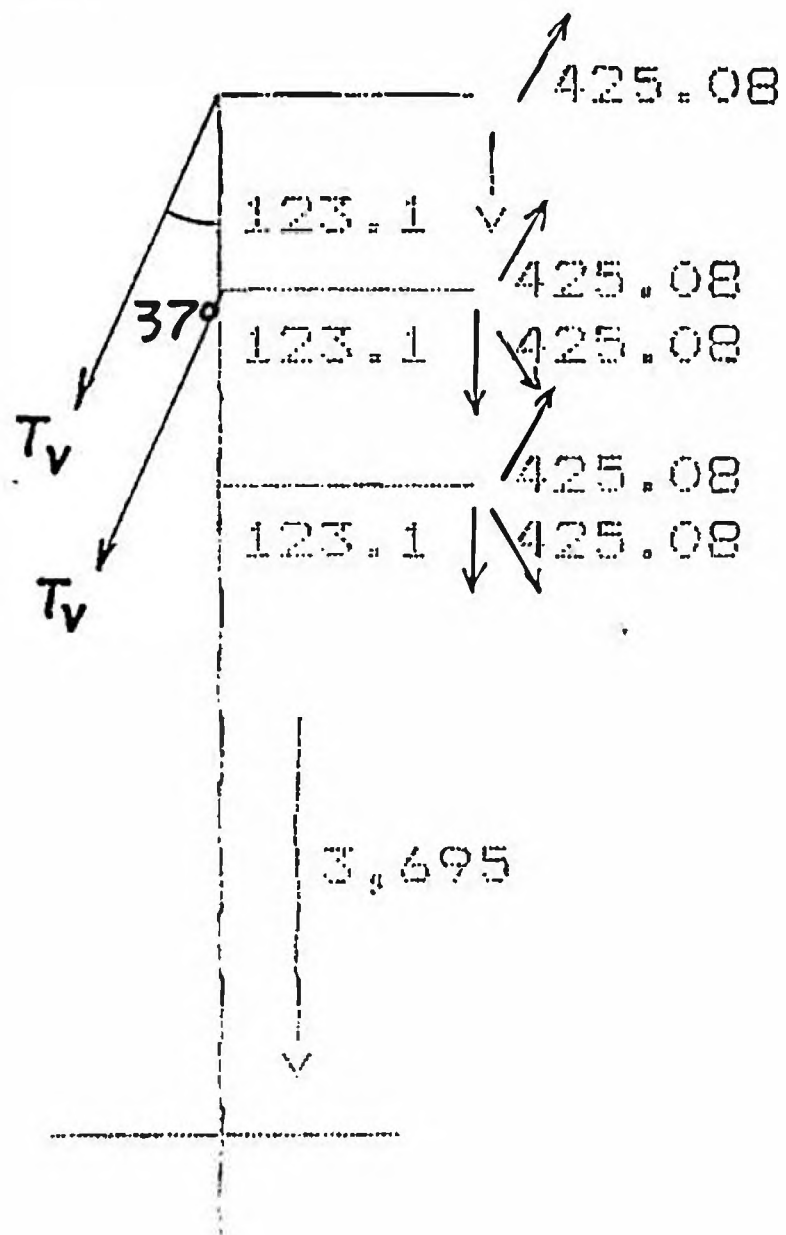




Hipótesis II



Hipótesis III



a) Hipótesis I

- Cálculo del momento flector

$$M_r = 355.15 \times (16 + 13.8 + 11.60) + 95 \times 7.25 + 3 \times 123.1 \times 1.71$$

$$M_r = 16,023.50 \text{ Kg} \cdot \text{m.}$$

## - Cálculo de retenidas

Considerando igual los tiros en los cables de retenidas

$$T_{\downarrow} \text{ sen } 37^{\circ} (16 + 13.80) = 16,023.50$$

$$T_{\downarrow} = 893.47 \text{ Kg.}$$

Tiro de rotura del cable Alumoweld

$$3/8" \text{ } \varnothing : 4,550 \text{ Kg.}$$

Factor de seguridad: F.S.

$$F.S. = \frac{4,550}{893.47} \quad F.S. = 5.09$$

## - Fuerza equivalente vertical

$$F_{eq\downarrow} = 5,491.41 \text{ Kg (absorbida por el concreto)}$$

## - Fuerza equivalente en la punta

$$F_{eq} = 995.25 \text{ Kg.}$$

## b) Hipótesis II

## - Cálculo de la retenida

$$T_{\downarrow} \text{ sen } 37^{\circ} (16+13.80) = 13,344.20$$

$$T_{\downarrow} = 744.07 \text{ Kg.}$$

$$F.S. = 6.11$$

## - Cálculo del momento Torsor

$$M_t = 3x(904.2 - 837.2) \times 1.71$$

$$M_t = 343.71 \text{ Kg-m.}$$

## - Momento equivalente

$$M_{eq} = 13,346.41 \text{ Kg-m.}$$

## - Fuerza equivalente en la punta

$$F_{eq} = 828.97 \text{ Kg.}$$

## - Fuerza equivalente vertical

$$F_{eq\downarrow} = 4,164.20 \text{ Kg.}$$

## c) Hipótesis III

- Cálculo del momento flector

$$M_f = 425.08 \operatorname{sen} 10^\circ \times 16 + 2 \times 425.02 \\ \operatorname{sen} 10^\circ \times 13.8 + 2 \times 425 \operatorname{sen} 10^\circ \times 11.60 + \\ 123.1 \times 3 \times 1.71$$

$$M_f = 5,562.30 \text{ Kg-m.}$$

- Cálculo del momento Torsor

$$M_t = 425.08 \cos 10^\circ \times 1.71$$

$$M_t = 715.84 \text{ Kg-m.}$$

- Cálculo de la retenida

$$T_{\downarrow} \operatorname{sen} 37^\circ (16 + 13.80) = 5,562.30$$

$$T_{\downarrow} = 310.15 \text{ Kg.}$$

- Momento equivalente

$$M_{eq} = 5,585.24$$

- Fuerza equivalente en la punta

$$F_{eq} = 346.90 \text{ Kg.}$$

- Factor de seguridad de la retenida

$$F.S. = \frac{4,550}{310.15} \quad F.S. = 14.67$$

Asumiendo rotura de una retenida

$$F.S. = 6.79$$

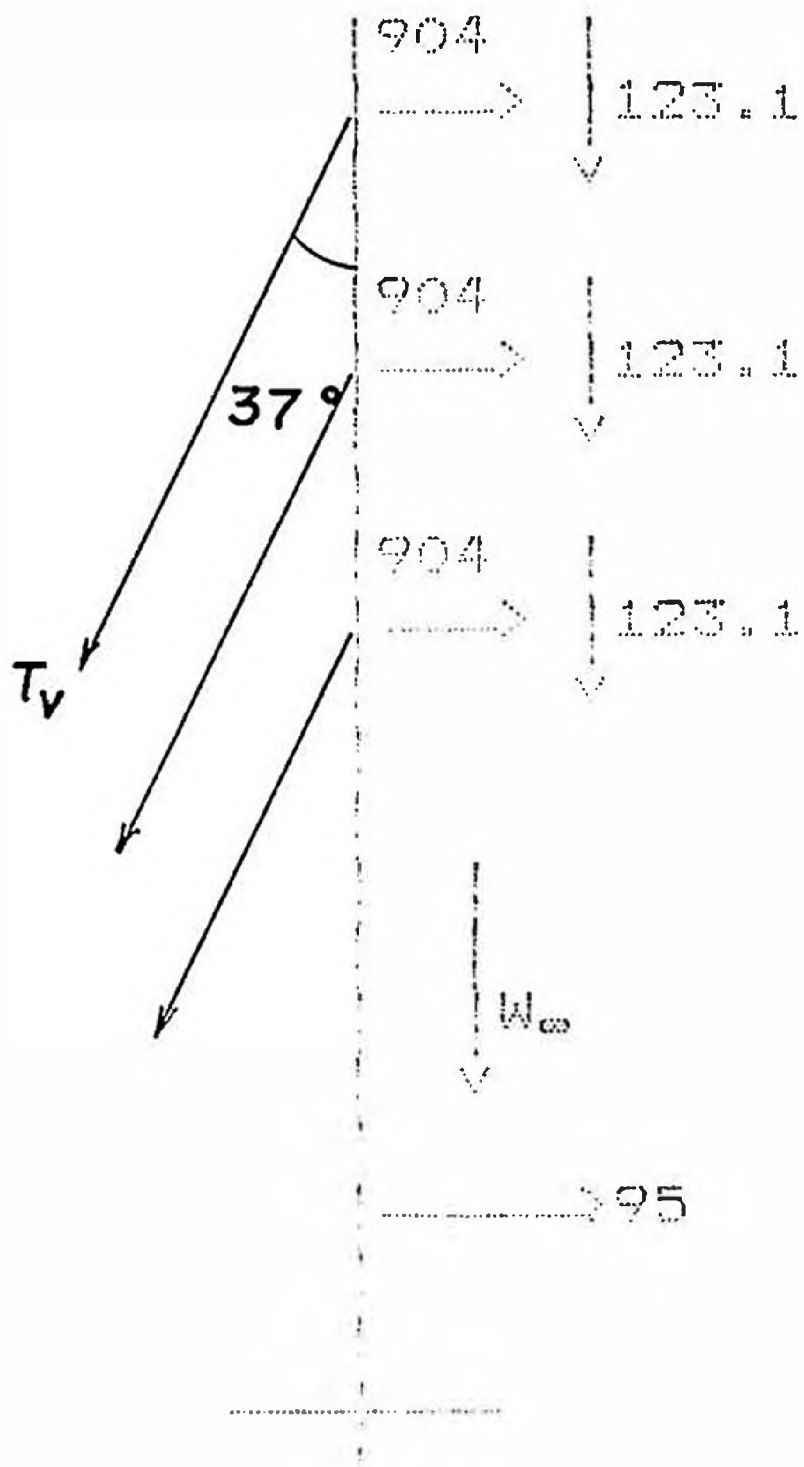
Para estructura de ángulo A-1 utilizaremos estructura:

18.00 m x 1,000 Kg. en la punta.

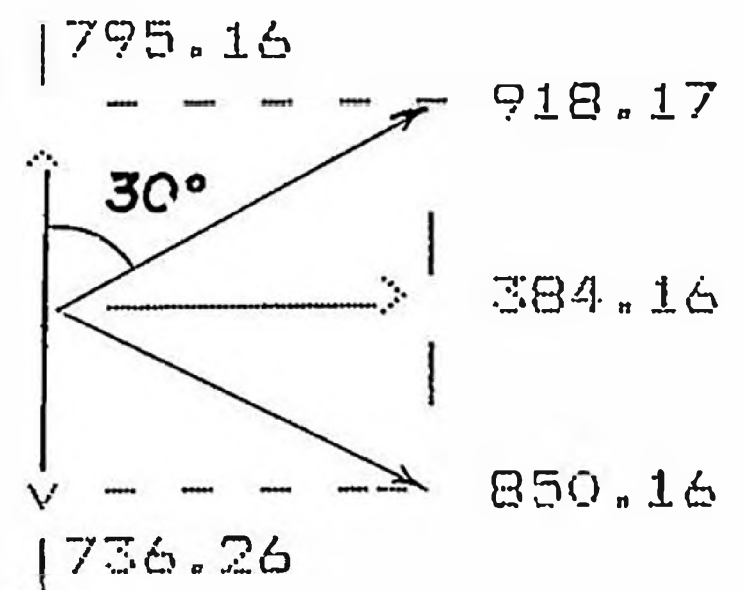
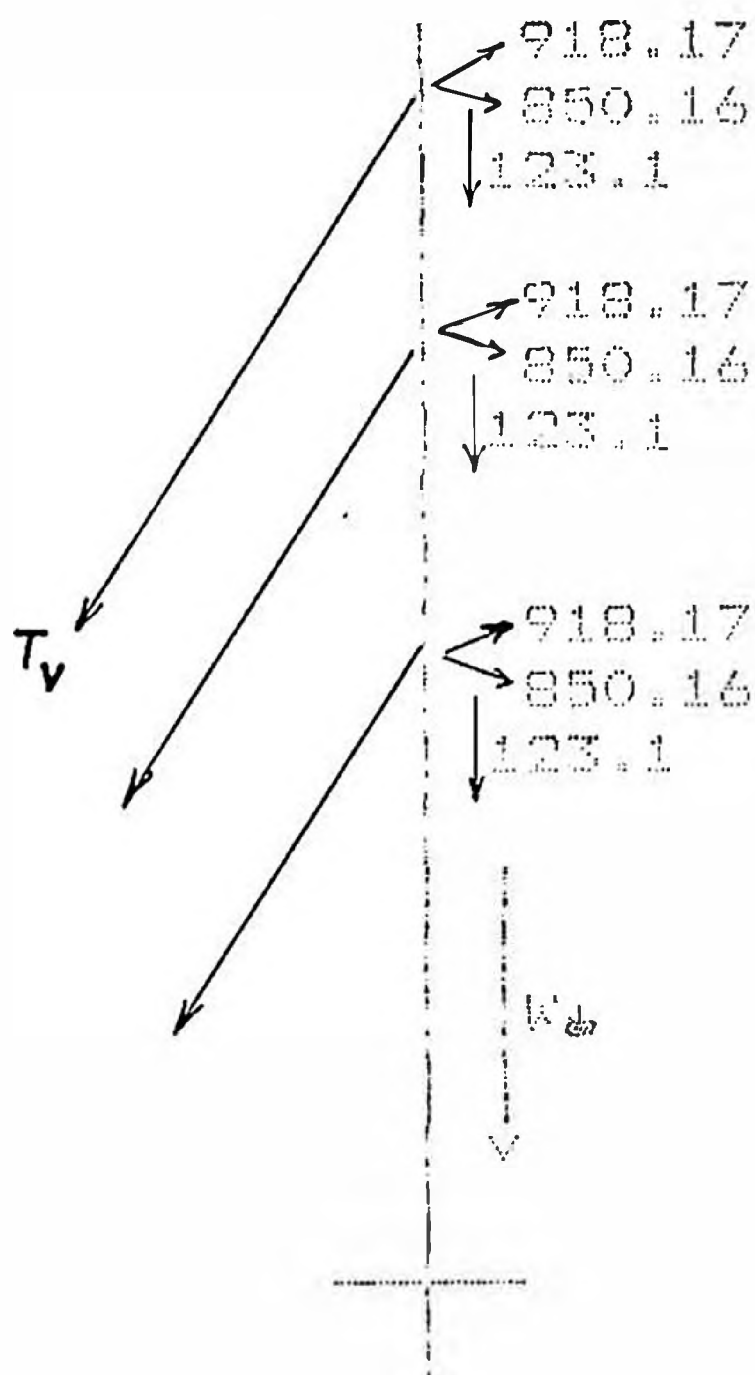
2.2.1.6 Estructura del ángulo: tipo A-2

Diagrama de Cargas

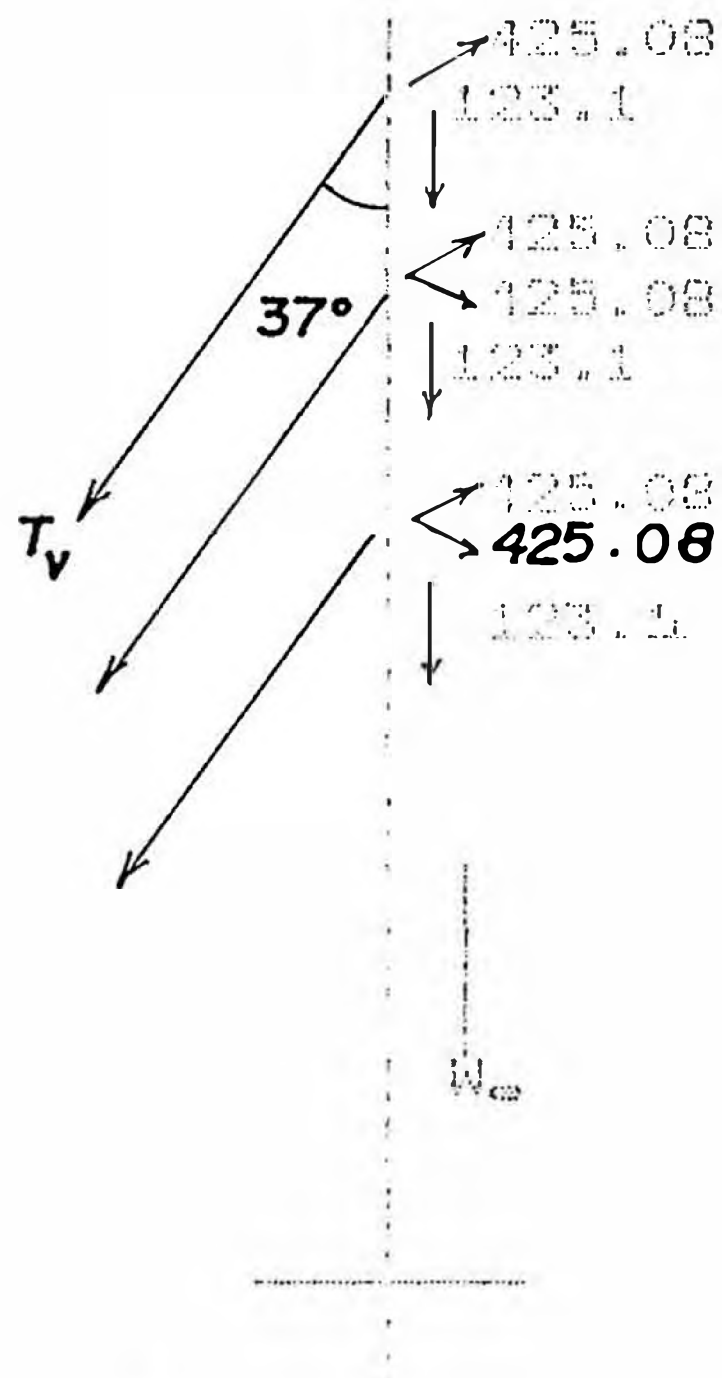
Hipótesis I



Hipótesis II



## Hipótesis III



## a) Hipótesis I

- Cálculo del momento flector

$$M_r = 904 (16 + 13.8 + 11.60) + 95 \times 7.25 + 3 \times 123.1 \times 1.71$$

$$M_r = 38,745.58 \text{ Kg-m.}$$

- Fuerza equivalente en la punta

$$F_{eq} = 2,406.55 \text{ Kg (lo que será contrareestado por las retenidas).}$$

- Cálculo de retenidas

Considerando igual los tiros en las retenidas

$$T_v \text{ sen } 37^\circ (16 + 13.8 + 11.60) = 36,604.22$$

$$T_v = 1,469.15 \text{ Kg.}$$

$$F.S. = 3.10$$

- Cálculo del momento torsor

$$M_t = 3 \times (795.16 - 736.26) \times 1.71$$

$$M_c = 302.16 \text{ Kg-m.}$$

- Momento equivalente

$$M_{eq} = 36,604.22 \text{ Kg-m.}$$

- Fuerza equivalente en la punta

$$F_{eq} = 2,273.60 \text{ Kg.}$$

c) Hipótesis III

- Cálculo del momento flector

$$M_{r1} = 425.08 \text{ sen } 30^\circ \times 16 + 2 \times 425.08 \times \text{sen } 30^\circ \times 13.8 + 2 \times 425.08 \times \text{sen } 30^\circ \times 11.60$$

$$M_{r1} = 14,197.67 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{r2} = 425.08 \times \text{sen } 30^\circ \times 16$$

$$M_{r2} = 3,400.64 \text{ Kg-m.}$$

$$M_r = 14,599.25 \text{ Kg-m.}$$

- Cálculo de la retenida

$$T_v \text{ sen } 37^\circ (16 + 13.8 + 11.60) = 14,599.25$$

$$T_v = 585.96 \text{ Kg.}$$

$$F.S. = \frac{4,550}{585.96} \quad F.S. = 7.76$$

Asumiendo rotura de una retenida

$$F.S. = 4.76$$

- Fuerza equivalente del poste en la punta

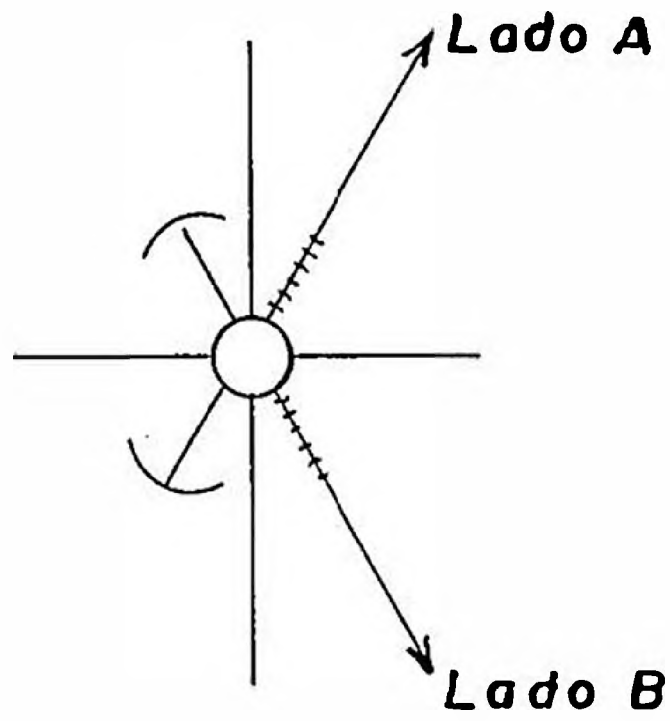
$$F_{eq} = 906.78 \text{ Kg.}$$

Para estructura de ángulo A-2 utilizaremos estructura:

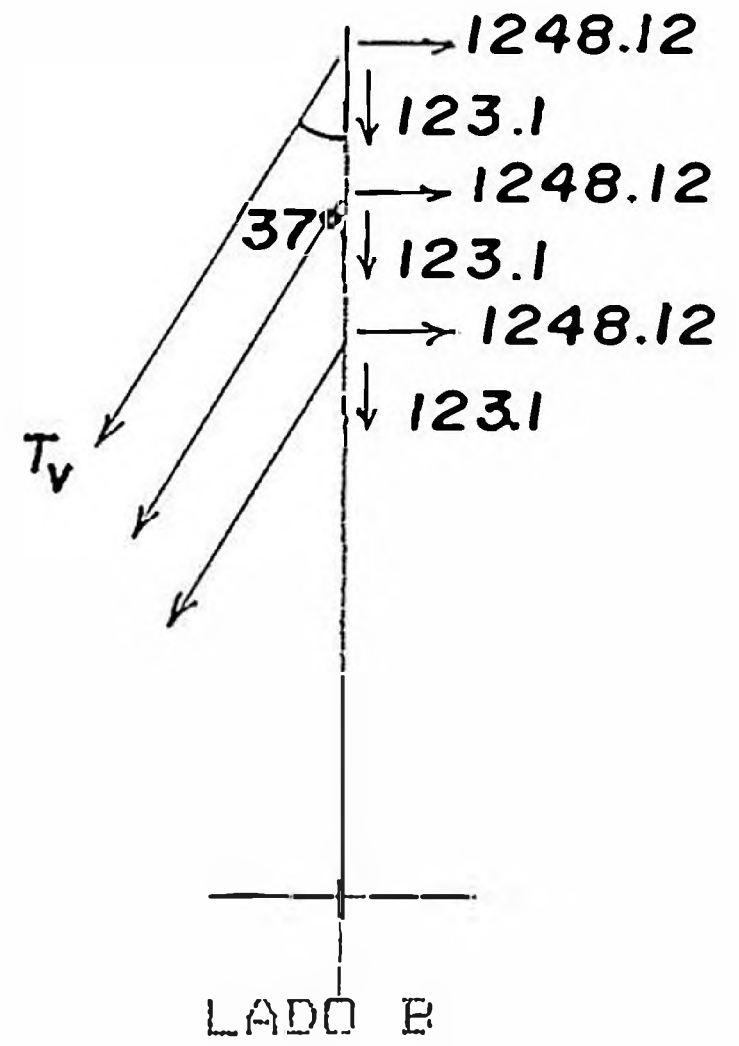
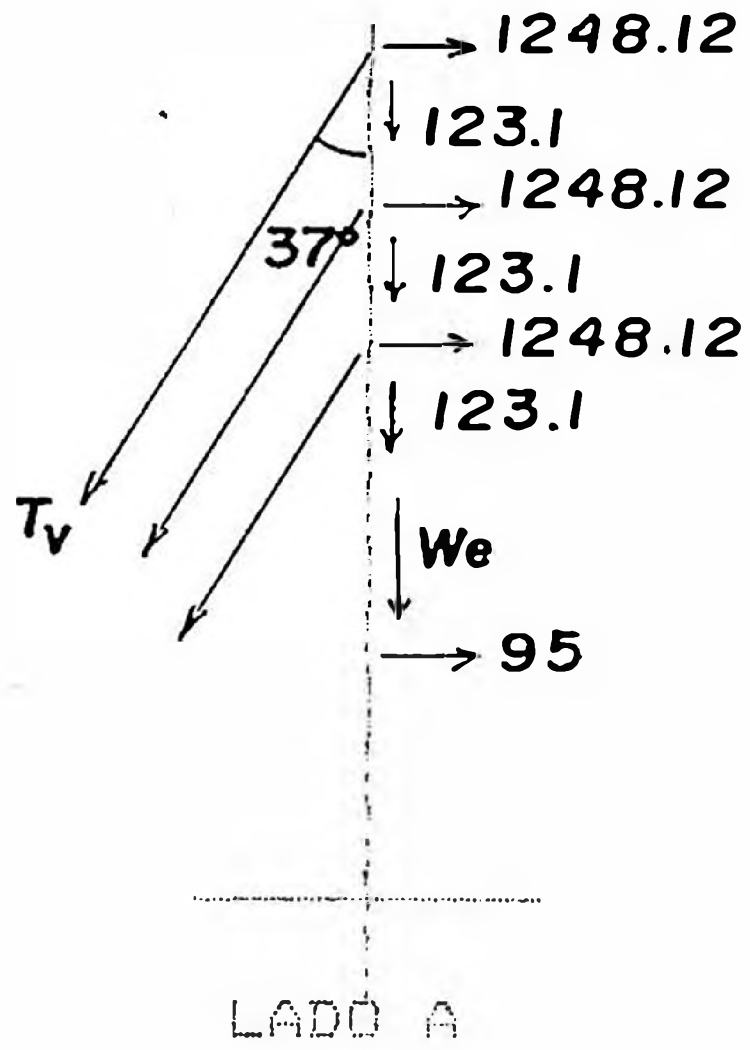
$$18.00 \text{ m.} \times 1,000 \text{ Kg.}$$

2.2.1.7 Estructura de ángulo tipo A-3  $\beta=60^\circ-90^\circ$

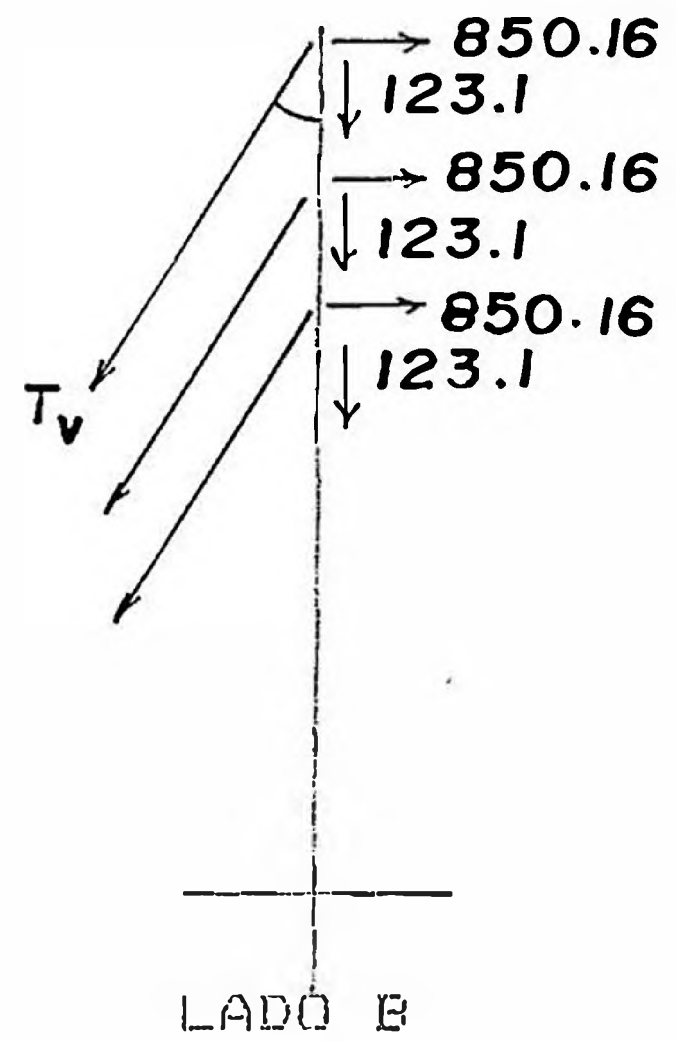
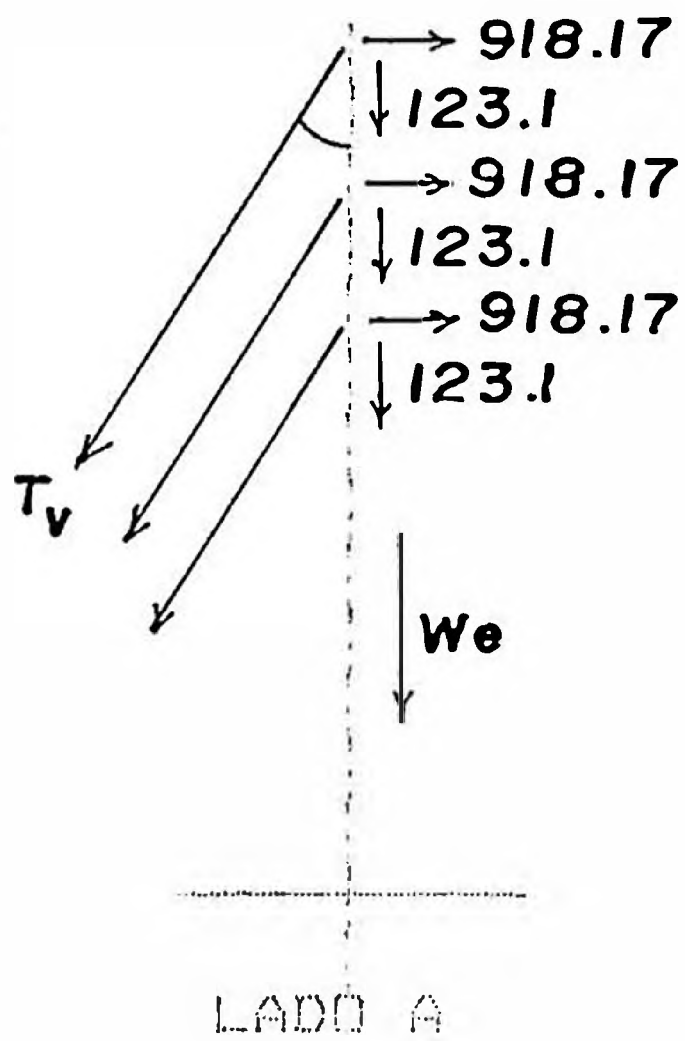
Diagrama de cargas



HIPOTESIS I

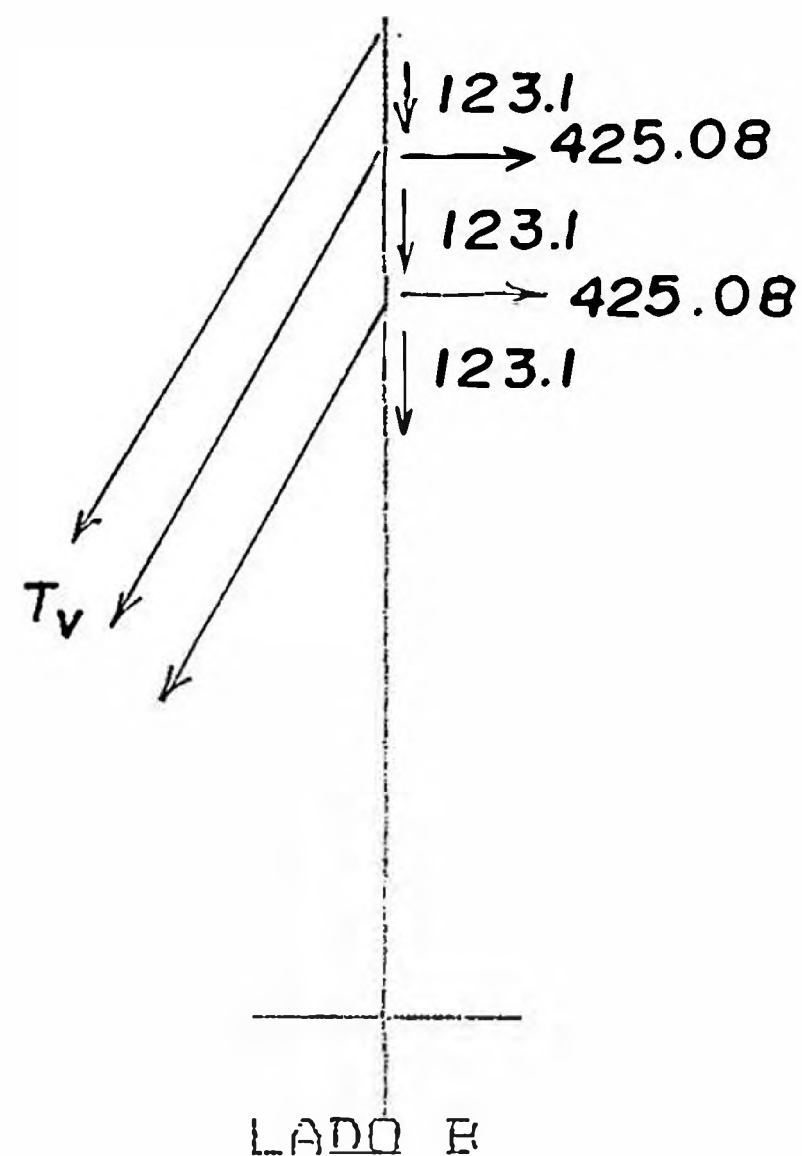
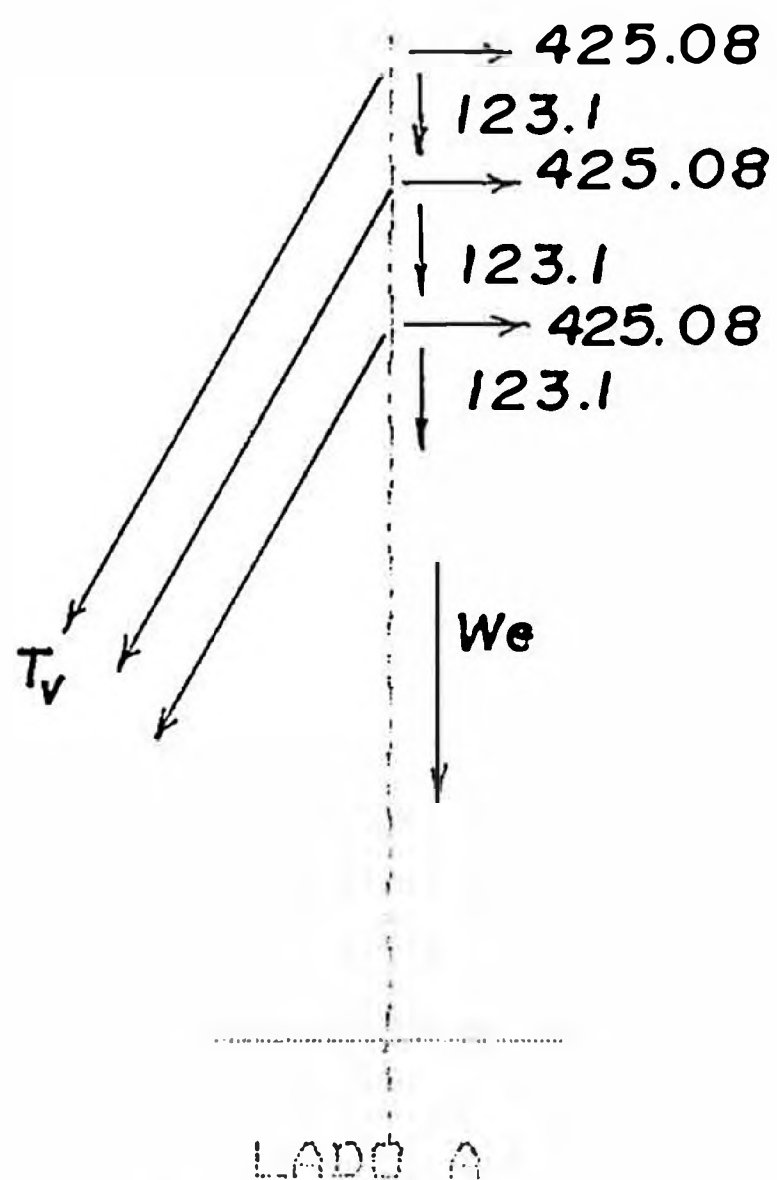


HIPOTESIS II





## HIPOTESIS III



## a) Hipótesis I

- Cálculo del momento flector

$$M_{r1} = 1,248.12 (16 + 13.8 + 11.60) + 95 \times 7.25$$

$$M_{r1} = 52,360.92 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{r2} = 1,248.12 (15.70 + 13.50 + 11.30) + 95 \times 7.25$$

$$M_{r2} = 51,237.61 \text{ Kg-m.}$$

$$M_r = \sqrt{M_{r1}^2 + M_{r2}^2}$$

$$M_r = 73,259.53 \text{ Kg-m.}$$

- Fuerza equivalente en la punta

$$F_{eq} = 4,550.28 \text{ Kg (lo que será contrarrestado por las retenidas).}$$

- Cálculo de retenidas

Considerando igual los tipos en las retenidas.

$$T_v \text{ sen } 37^\circ (16 + 13.8 + 11.60) = 52,360.92$$

$$T_v = 2,101.57 \text{ Kg.}$$



$$F.S. = \frac{4,550}{2,701.57} \quad F.S. = 2.16$$

## b) Hipótesis II

## - Cálculo del Momento Flector

$$M_{r1} = 918.17 (16 + 13.8 + 11.60)$$

$$M_{r1} = 38,012.24 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{r2} = 850.16 (15.70 + 13.50 + 11.30)$$

$$M_{r2} = 34,431.48 \text{ Kg-m.}$$

$$M_1 = 51,287.98 \text{ Kg-m.}$$

## - Fuerza equivalente en la punta

$$F_{eq} = 3,185.58 \text{ Kg (lo que será contrarestado por las retenidas).}$$

## - Cálculo de retenidas

$$T_{\downarrow} \text{ sen } 37^\circ (16 + 13.8 + 11.60) = 38,012.24$$

$$T_{\downarrow} = 1,525.67 \text{ Kg.}$$

$$F.S. = 2.99$$

## c) Hipótesis III

## - Cálculo del Momento Flector

$$M_{r1} = 425.08 (16 + 13.80 + 11.60)$$

$$M_{r1} = 17,598.31 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{r2} = 425.08 (13.50 + 11.30)$$

$$M_{r2} = 10,541.98 \text{ Kg-m.}$$

$$M_1 = 20,514.23 \text{ Kg-m.}$$

## - Fuerza equivalente en la punta

$$F_{eq} = 1,274.18 \text{ Kg.}$$

## - Cálculo de retenidas (caso más crítico)

$$T_{\downarrow} \text{ sen } 37^\circ (16 + 13.8 + 11.60) = 20,514.23$$

$T_v = 823.36 \text{ Kg.}$

F.S. = 5.53

Suponiendo rotura de una retenida,

$T_v = 1,151.24 \text{ Kg.}$

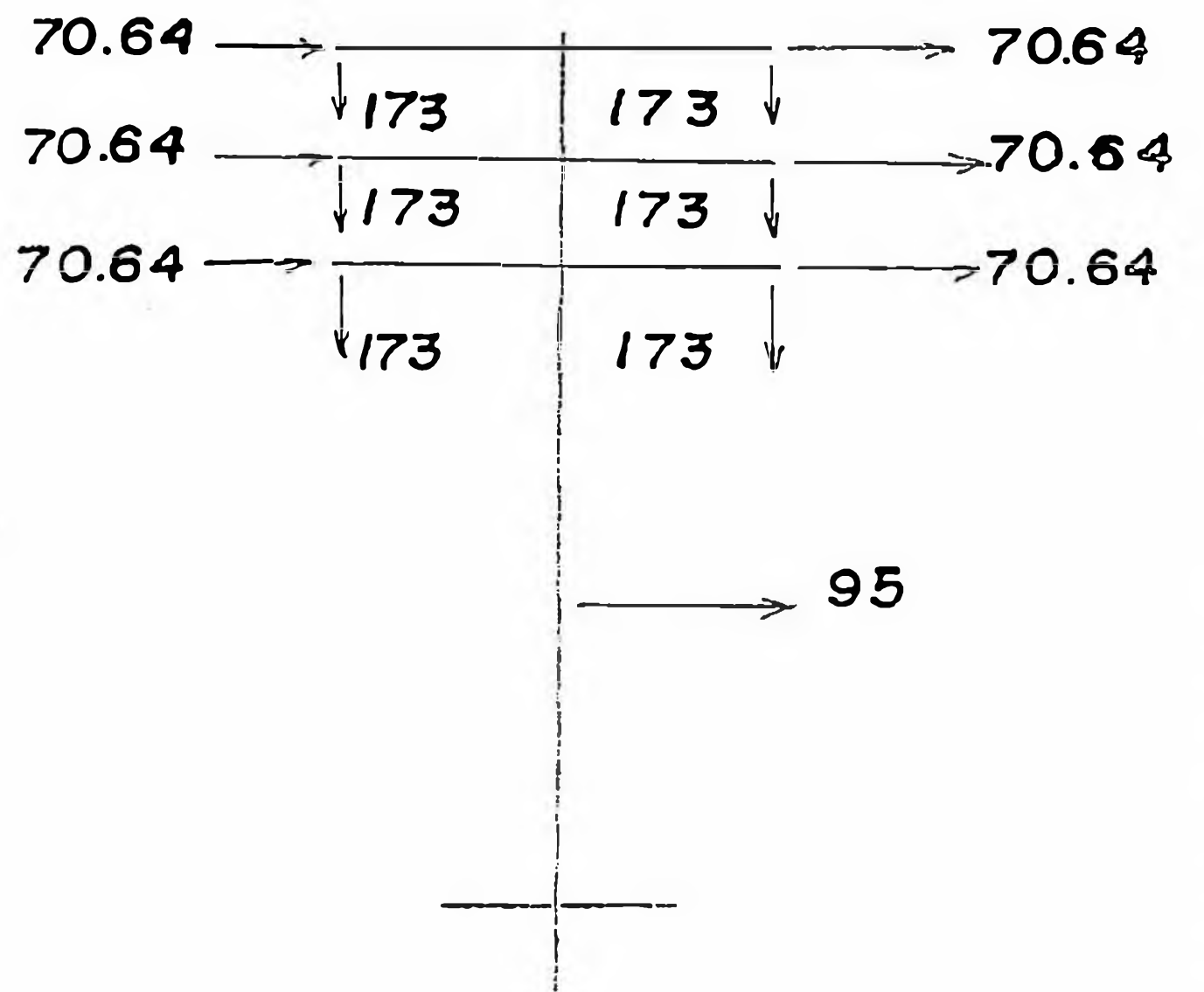
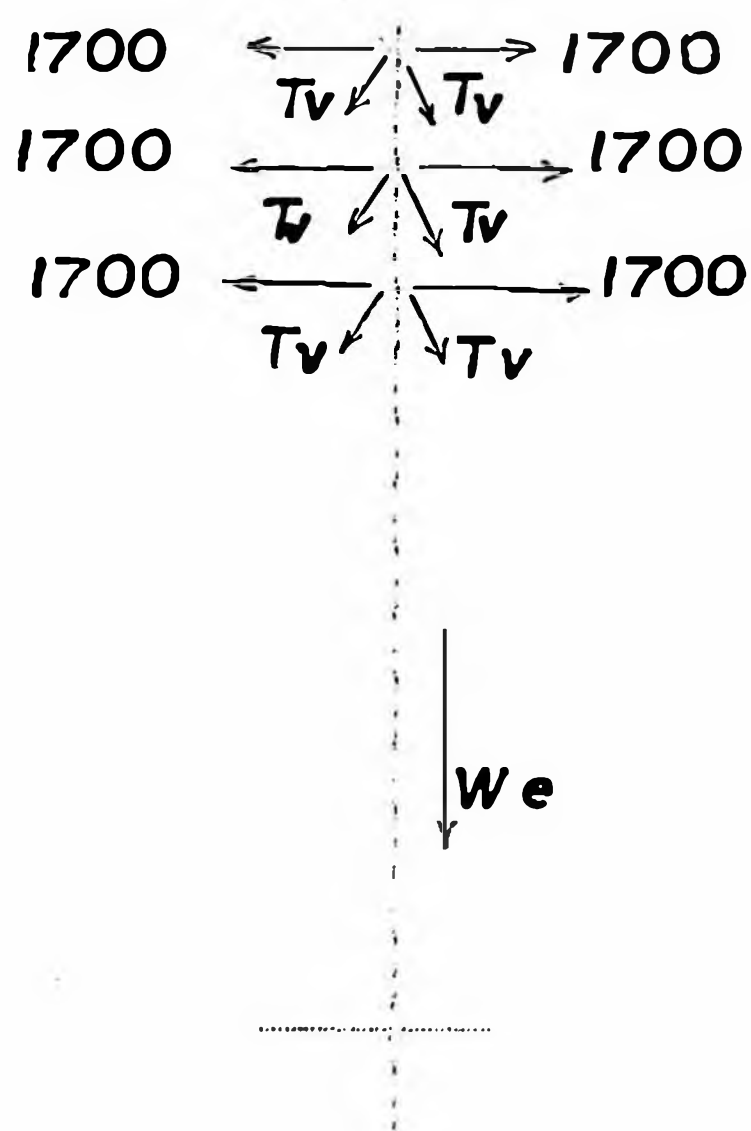
F.S. = 3.95

Utilizaremos para este tipo de estructuras A-3 poste de 19.00 m x 1,000 Kg.

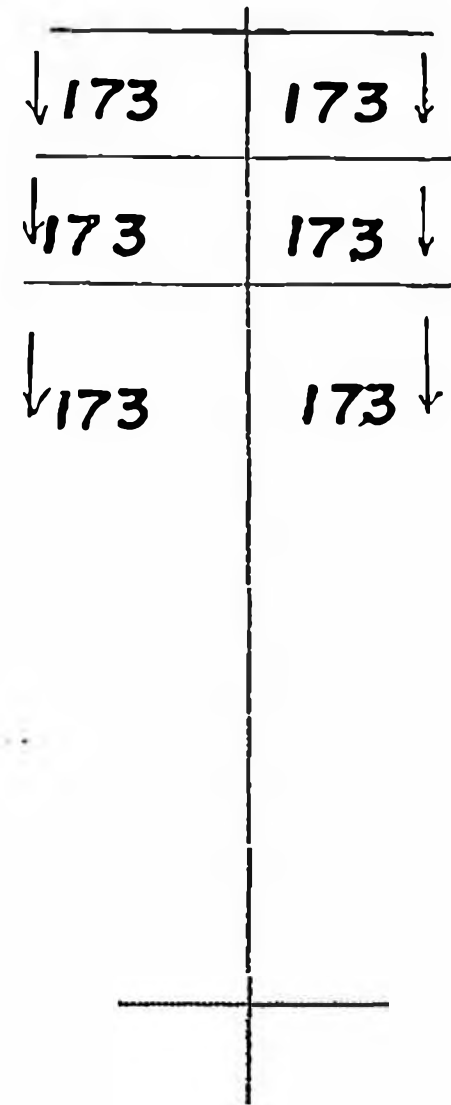
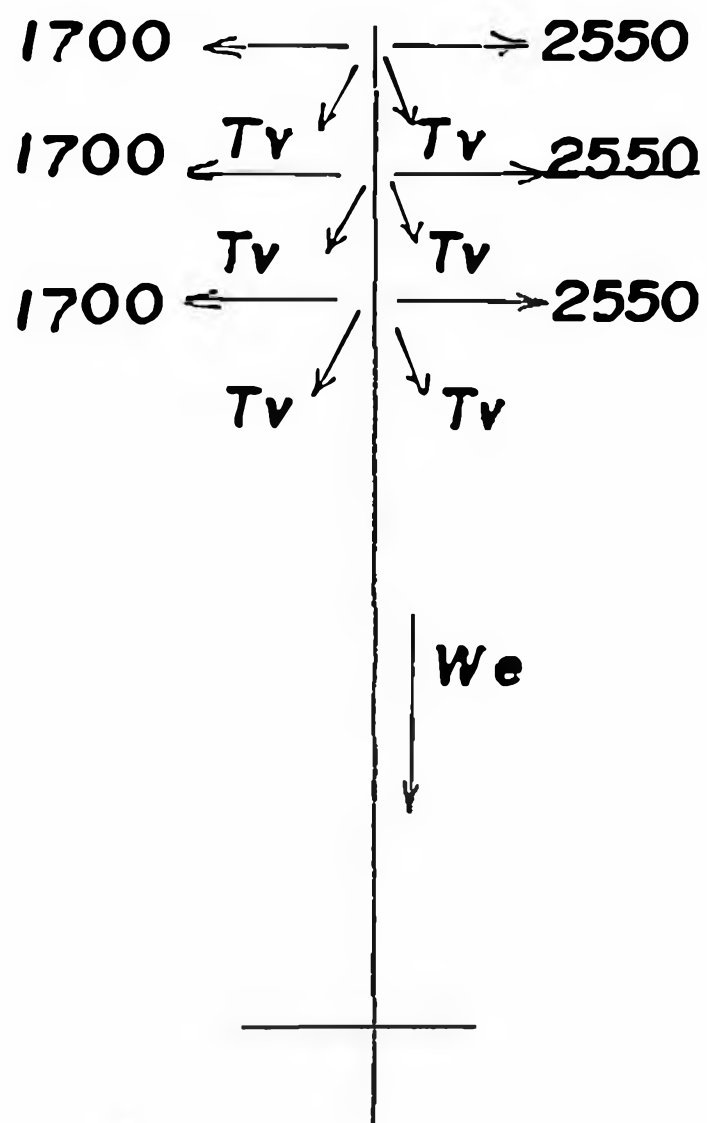
2.2.1.8 Estructura de Retención tipo "R"

Diagrama de Cargas

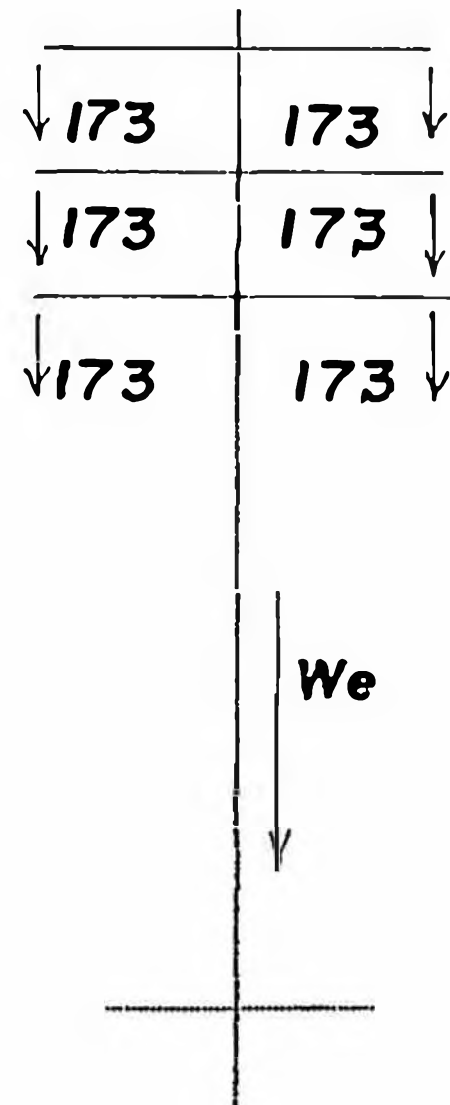
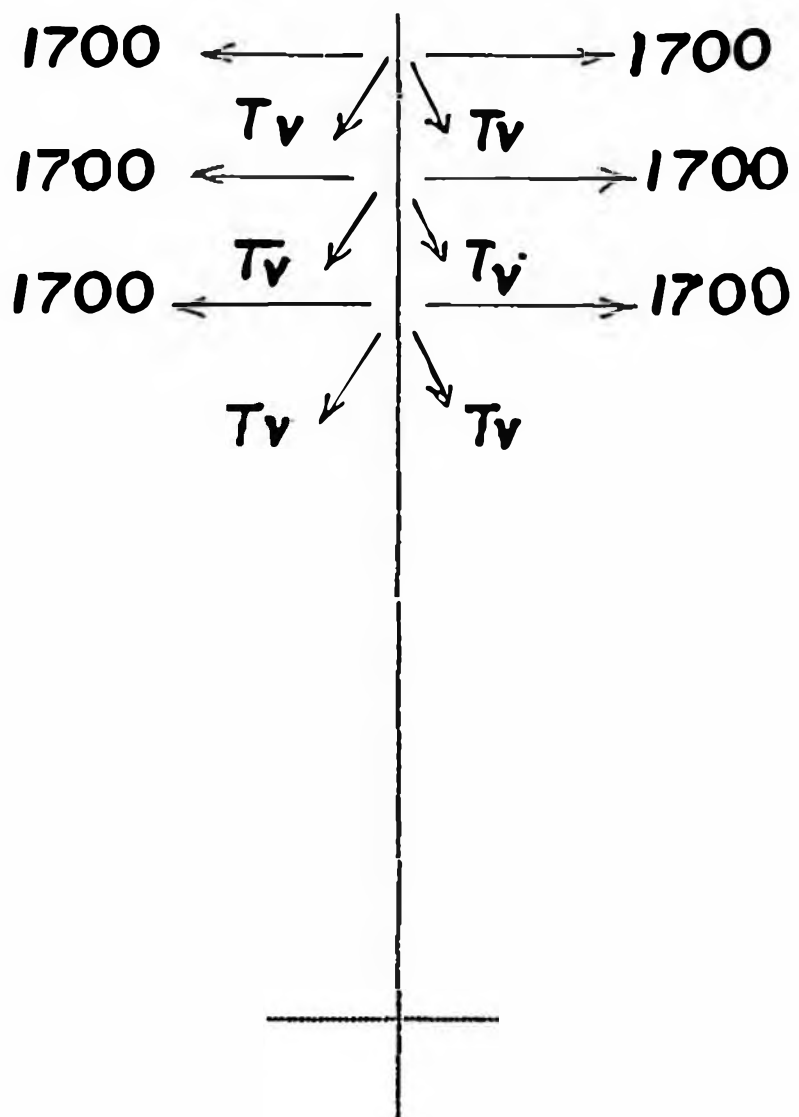
HIPOTESIS I



HIPOTESIS II



HIPOTESIS III



a) Hipótesis I

- Cálculo del Momento Flector

$$M_r = 141.28 (16 + 13.80 + 11.60) + 95 \times 7.5$$

$$M_r = 6,561.49 \text{ Kg-m.}$$

- Fuerza equivalente en la punta

$$F_{\omega q} = 407.54 \text{ Kg.}$$

## b) Hipótesis II

- Momento Flector

$$M_r = 850 (16 + 13.8 + 11.60)$$

$$M_r = 35,190 \text{ Kg-m.}$$

- Fuerza equivalente en la punta

$$F_{eq} = 2,185.71 \text{ Kg.}$$

- Cálculo de la retenida

$$T_v \text{ sen } 37^\circ (16 + 13.8 + 11.60) = 2,185.71$$

$$T_v = 87.72 \text{ Kg.}$$

$$F.S. = \frac{4,550}{87.72} \quad F.S. = 51.87$$

## c) Hipótesis III

- Momento Flector

$$M_r = 1,700 (16) \quad M_r = 27,200 \text{ Kg-m.}$$

- Fuerza equivalente en la punta

$$F_{eq} = 1,689.44 \text{ Kg.}$$

- Cálculo de la retenida

$$T_v \text{ Sen } 37^\circ (16 + 13.8 + 11.60) = 27,200$$

$$T_v = 1,091.70 \text{ Kg.}$$

$$F.S. = 4.16$$

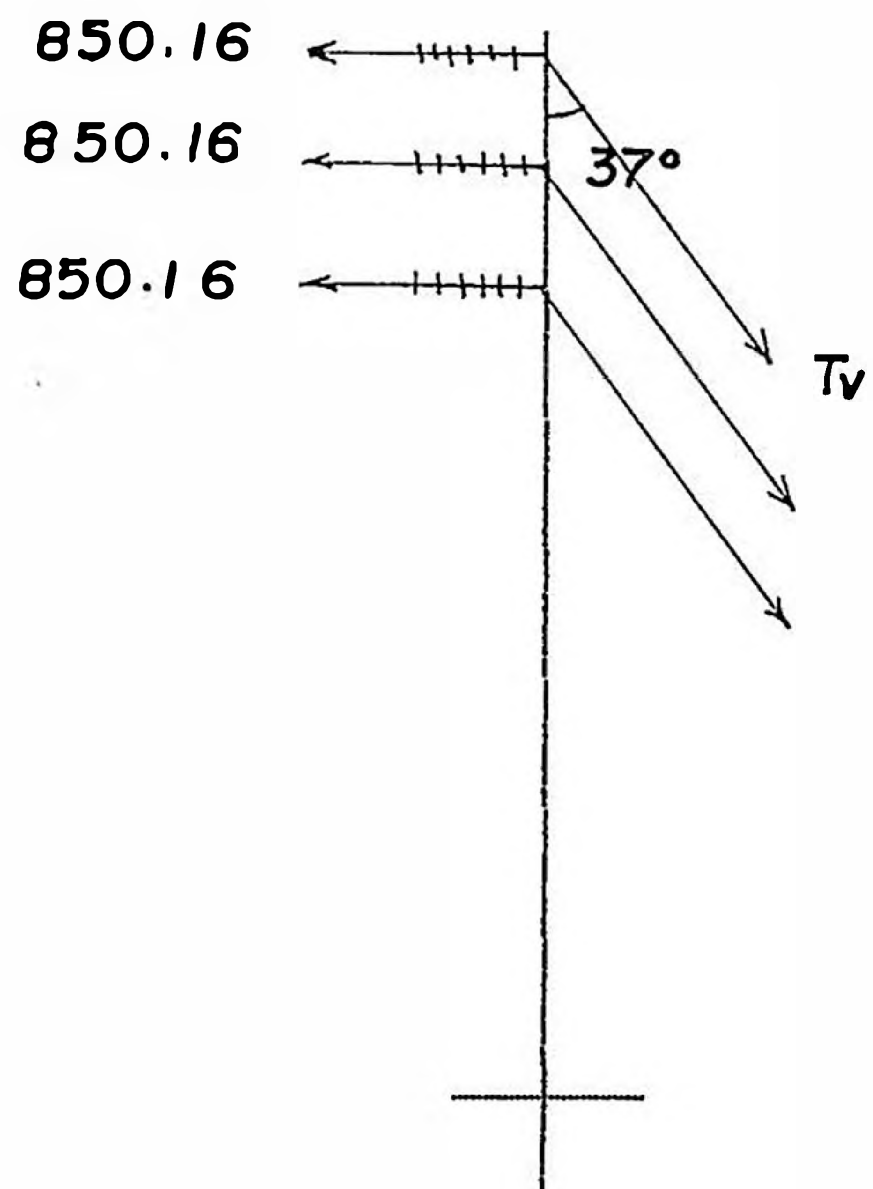
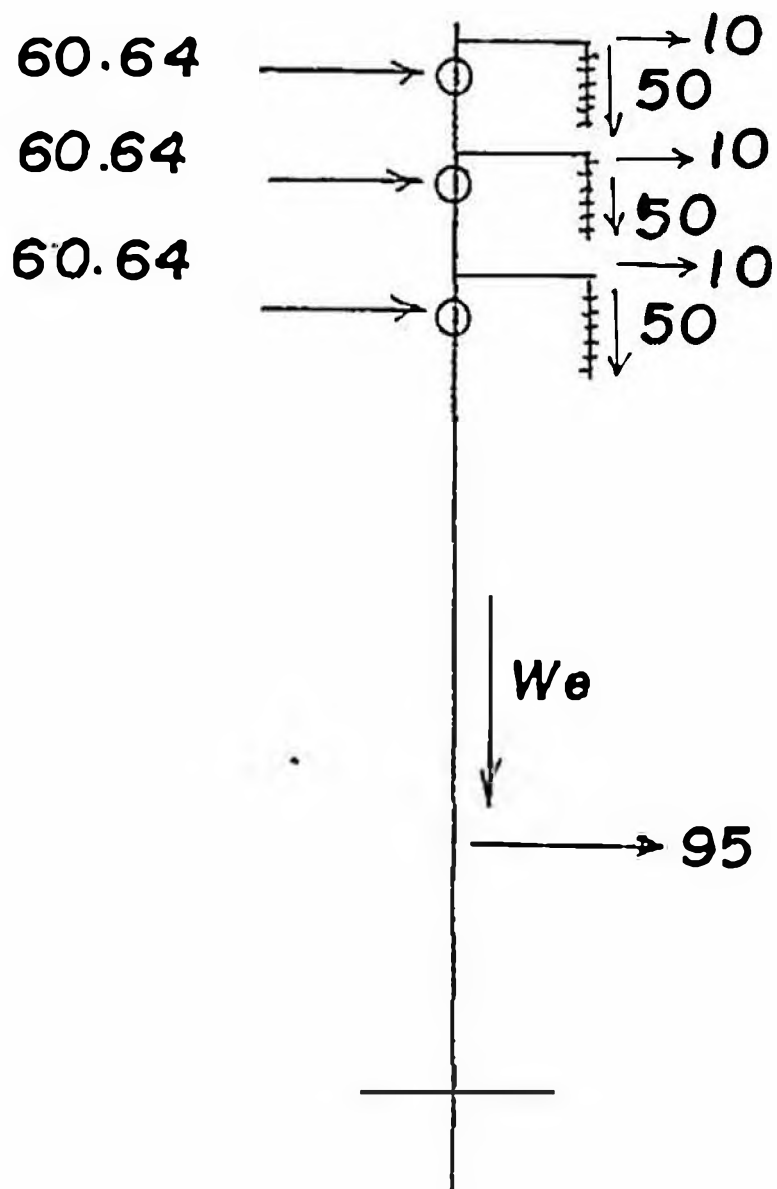
Asumiendo rotura de la retenida superior.

$$T_v = 1,779.40 \text{ Kg.} \quad F.S. = 2.55$$

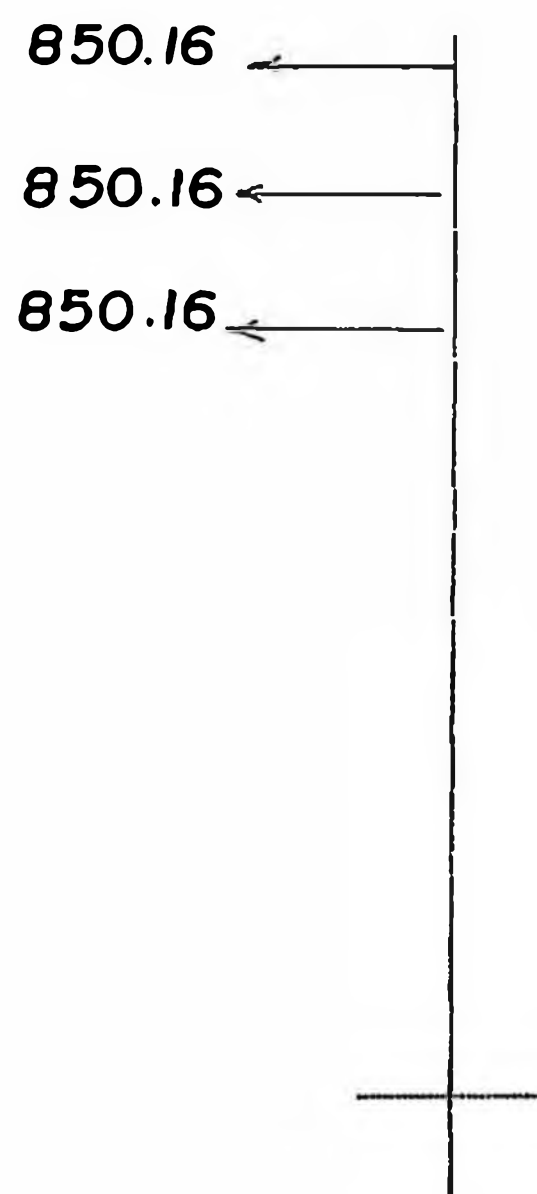
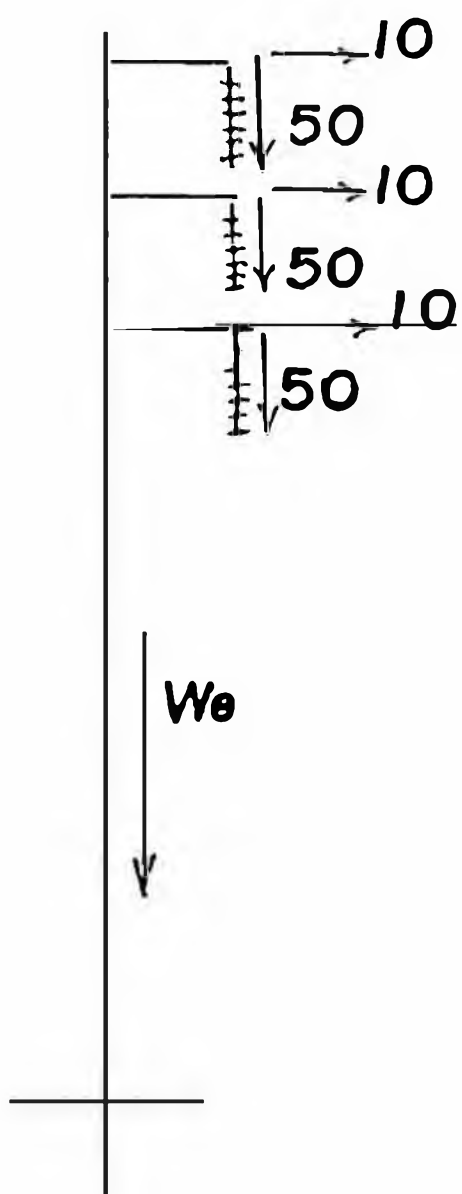
Por todo lo anteriormente expuesto y considerando que la estructura posee 06 retenidas, seleccionamos para la estructura "R" poste de 18.00 m. x 1,000 Kg.

2.2.1.9 Estructura de Fin de Línea ó Terminal Diagrama de Carga.

HIPOTESIS I



HIPOTESIS II



## a) Hipótesis I

- Momento Flector

$$M_{r1} = 850.16 (16 + 13.8 + 11.60)$$

$$M_{r1} = 35,196.62$$

$$M_{r2} = 70.64(15.7 + 13.5 + 11.3) + 50 \times 3 \times 1.71 + 95 \times 7.5$$

$$M_{r2} = 3,829.92 \text{ Kg-m.}$$

$$M_r = 35,404.40 \text{ Kg-m.}$$

- Fuerza equivalente en la punta

$$F_{eq} = 2,199 \text{ Kg.}$$

- Cálculo de la retenida

$$T_{\checkmark} \text{ Sen } 37^\circ (16 + 13.8 + 11.60) = 35,404.40$$

$$T_{\checkmark} = 1,421$$

$$F.S. = 3.20$$

## B) Hipótesis II

- Momento Flector

$$M_{r1} = 850.16 (15.70 + 13.50 + 11.30)$$

$$M_{r1} = 35,196.62 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{r2} = 10(16 + 13.8 + 11.60) + 50 \times 3 \times 1.71$$

$$M_{r2} = 670.50$$

$$M_r = 35,203. \text{ Kg-m.}$$

- Fuerza equivalente en la punta

$$F_{eq} = 2,186.52 \text{ Kg.}$$

- Cálculo de la retenida

$$T_{\checkmark} = 1,413$$

$$F.S. = 3.22$$

Asumiendo rotura de la retenida superior.

$$T_{\checkmark} = 2,303 \text{ Kg.}$$

F.S. = 1.98

Estructura terminal: 18.00 m. x 1,200 Kg.

### RESUMEN DE ESTRUCTURAS

ESTRUCTURA	ALTURA (m)	FUERZA (Kg.)
S	18.00	900
A-1	18.00	1,000
A-2	18.00	1,000
A-3	19.00	1,000
R	18.00	1,000
T	18.00	1,200

### 2.2.2 Torres de Acero en 138 Kv.

A continuación se hará el cálculo de las fuerzas equivalentes para un torre de 138 Kv del Proyecto de interconexión entre los sistemas Eléctricos de Centromin y Electroperú.

#### Tipo de Torres

Cinco tipos de torres están previstos para cubrir las necesidades de las dos líneas de 220 kv y de la línea de 138 Kv.

La utilización de las torres en el mencionado Proyecto se indica en el siguiente cuadro:

TIPO DE TORRE	138 KV	220 KV	220 KV
	YAUPI YUNCAN	YUNCAN CARHUAMAYO	MAHR TUNEL ORDYA NUEVA
A	SUSPENSION 0°	SUSPENSION 0°	SUSPENSION 0°
B	SUSPENSION 5°	SUSPENSION 7°	SUSPENSION 7°
C	SUSPENSION 22°	SUSPENSION 20°	-
D	ANGULO 50° Y TERMINAL	ANGULO 40°	-
E	—————	ANGULO 65° Y TERMINAL.	ANGULO 65° Y TERMINAL.

En la presente tesis se tomará como modelo la torre tipo B, que es la que interviene con mayor incidencia en las dos líneas.



El dibujo y características de la torre tipo B se encuentra en el Plano S.E.-01.

Características del Conductor:

Aluminio-Acero (Aldrey)

Sección	.....	455.1	mm <sup>2</sup>
Diámetro del conductor	—	27.72	mm.
Carga de rotura	—	12,925.00	Kg.
Peso del conductor	—	1,517.8	Kg/Km.
Tensión Máxima	—	3,600.00	Kg.

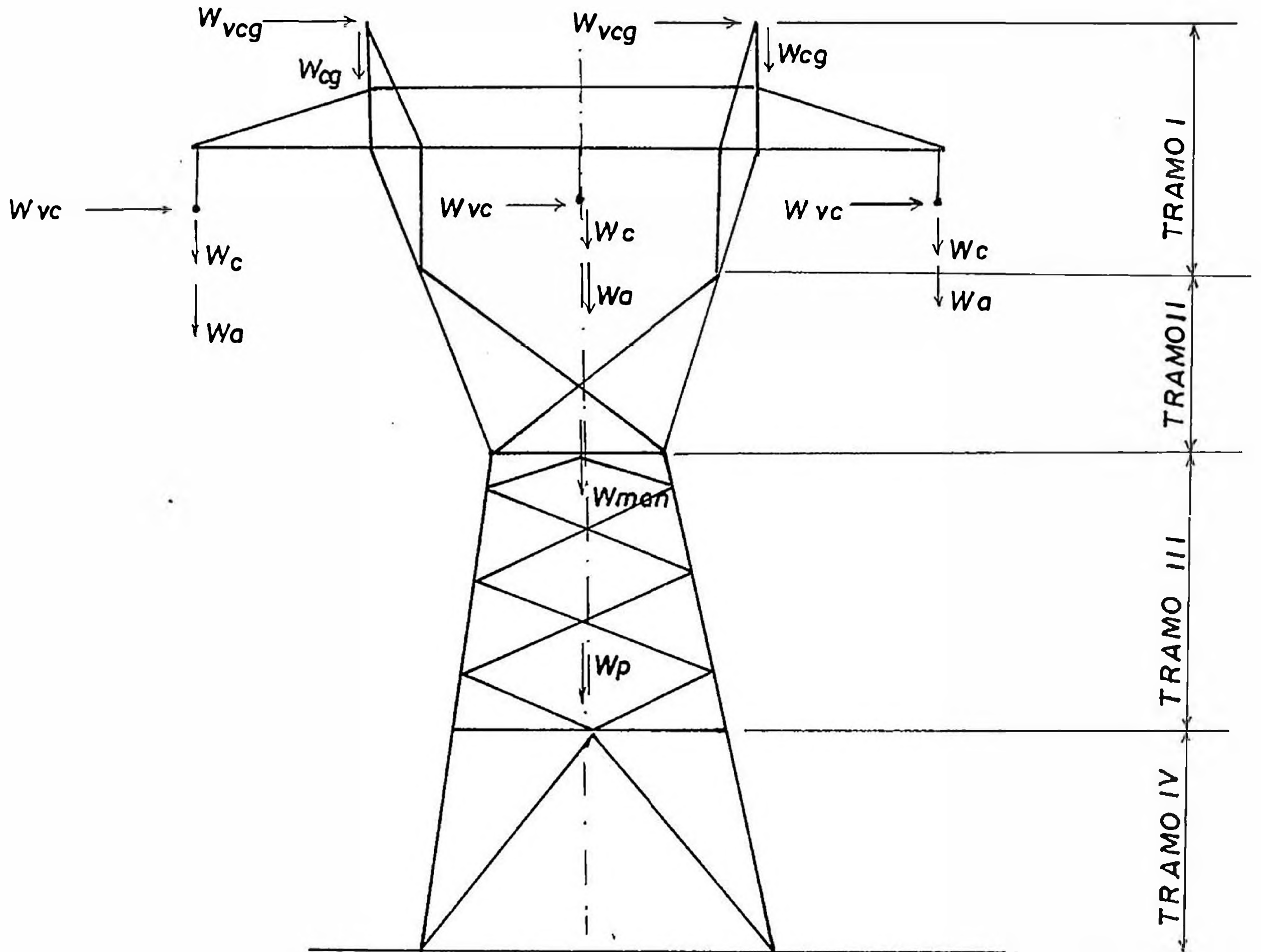
Características del cable de tierra:

Sección	—	49.5	mm <sup>2</sup>
Diámetro	—	9.00	mm.
Caja de rotura	—	5,750.00	Kg.
Peso del conductor	—	0.420	Kg/mt.
Tensión máxima	—	1,770	Kg.

Vano peso : 400 mt.

Vano viento : 400 mt.

Diagrama de Carga:



TRAMO I : CRUCETA

TRAMO II : HORQUILLA

TRAMO III : APOYO

TRAMO IV : PATAS

## Nomenclatura de las Cargas:

- $W_{v_{c\phi}}$  : Fuerza del viento sobre el cable de guarda  
 $W_{c\phi}$  : Peso del cable de guarda  
 $W_{v_c}$  : Fuerza del viento sobre el conductor  
 $W_c$  : Peso del conductor  
 $W_a$  : Peso de la cadena de aisladores  
 $W_p$  : Peso Total de la Torre  
 $W_{man}$  : Peso del personal de mantenimiento

Para la torre de 138 Kv se ha obtenido los siguientes valores:

- $W_c = 607 \text{ Kg.}$   
 $W_a = 110 \text{ Kg.}$   
 $W_{c\phi} = 168 \text{ Kg.}$   
 $W_{v_c} = 664 \text{ Kg.}$   
 $W_{v_{c\phi}} = 216 \text{ Kg.}$   
 $W_{man} = 320 \text{ Kg.}$

Peso de la Torre ( $W_p$ ):

Tramo I .....	1,034 Kg.
Tramo II .....	1,340 Kg.
Tramo III.....	854 Kg.
Tramo IV .....	1,114 Kg.
	4,342 Kg.

El peso de la Torre se obtiene evaluando el peso de cada tramo tomando en cuenta la tabla de perfiles que se encuentra en el anexo y obtenidas del plano S.E.-01.

Fuerzas del viento sobre la estructura:

La acción del viento sobre las caras paralelas a la dirección de la línea se ha calculado considerando una presión de viento de  $100 \text{ Kg/mt}^2$  estos esfuerzos son:

Cruceta:

Sobre la viga \_\_\_\_\_ 40 Kg.

Columna de apoyo del cable de tierra - 29 Kg.

Sobre cada pie derecho \_\_\_\_\_ 74 Kg.

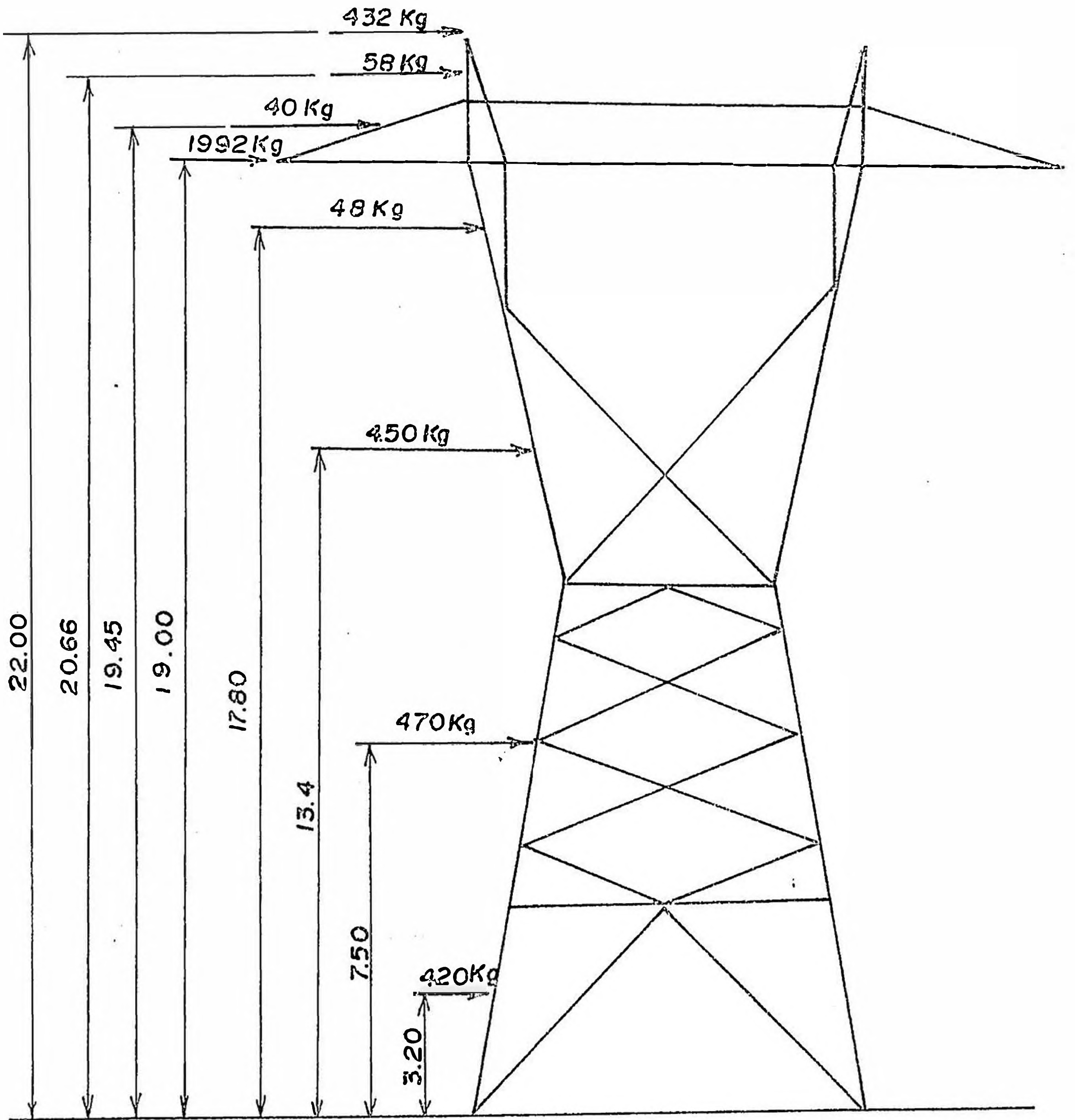
Horquilla : \_\_\_\_\_ 450 Kg.

Apoyo : \_\_\_\_\_ 470 Kg.

Patas : \_\_\_\_\_ 420 Kg.

En el siguiente esquema se muestra la altura de aplicación de estas fuerzas de viento sobre la torre.

ALTURA DE APLICACION DE LAS FUERZAS DE VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA



Cálculo de momento flector:

$$M_f = 2 \times 216 \times 22 + 2 \times 29 \times 20.66 + 40 \times 19.45 + 3 \times 664 \\ \times 19 + 148 \times 17.8 + 450 \times 13.40 + 470 \times 7.50 + 420 \\ \times 3.20$$

$$M_f = 62,862 \text{ Kg-mt}$$

Cuando se rompe un conductor:

$$T_R \text{ máx} = 3,600 \text{ Kg.}$$

$$M_R = 0.5 \times 3,600 \times 19 = 34,200 \text{ Kg-mt.}$$

El momento torsor será:

$$M_T = 0.5 \times 3,600 \times 7.8 = 14,040 \text{ Kg-mt.}$$

El momento equivalente:

$$M_e = \frac{1}{2} ( M_f + \sqrt{(M_f)^2 + (M_T)^2} )$$

$$M_e = \frac{1}{2} ( 62,862 + \sqrt{(62,862)^2 + (14,040)^2} )$$

$$M_e = 63,636 \text{ Kg-mt.}$$

Como se vé el Momento flector es casi del mismo valor del momento equivalente por lo tanto se puede asumir:

$$M_e = M_f = 62,862 \text{ Kg-mt.}$$

Si la altura de aplicación de la fuerza equivalente es de 20 mt.

Entonces la fuerza equivalente se obtiene de:

$$F_e = \frac{M_e}{20}$$

$$F_e = \frac{62,862}{20} =$$

$$F_e = 3143 \text{ Kg.}$$

La fuerza vertical total incluido el peso del apoyo y equipos será:

Peso del apoyo .....	4,342 Kg.
Peso de conductores y aisladores ...	2,151 Kg.
Peso del calbe de tierra .....	336 Kg.
Peso del personal de mantenimiento..	320 Kg.
Peso total :	<u>7,149 Kg.</u>

### 2.3. Parámetros Límites para el Diseño.

En concordancia con el cálculo mecánico del soporte, existe un momento volcador de la estructura originado por la fuerza equivalente horizontal.

La teoría de Sulzberger plantea que dicho momento volcador es anulado por un Momento equilibrante ( $M_e$ ), el cual a su vez tiene matemáticamente dos componentes fundamentales: el momento equilibrante de pared ( $M_s$ ) y el momento equilibrante de fondo ( $M_b$ ).

El momento equilibrante de pared ( $M_s$ ), es aquel ejercido precisamente por las paredes de la cimentación, y como se comprenderá, la magnitud de dicho momento dependerá básicamente del tipo de terreno.

El momento equilibrante de fondo ( $M_b$ ), es la reacción del fondo de la cimentación, debido a la deformación del terreno por efecto de la compresión de la

cimentación, como consecuencia de la inclinación medida por un ángulo ( $\alpha$ ) de vuelco.

Es decir, el momento de vuelco, trata de inclinar el bloque de cimentación en un ángulo alfa grados, pero el terreno reacciona en sentido contrario originando el momento equilibrante de fondo. ( $M_b$ ).

El ángulo ( $\alpha$ ), mencionado representa un nexo entre los momentos equilibrantes de pared y fondo.

Otra hipótesis considerada es el hecho de que el coeficiente de compresibilidad varia linealmente con la profundidad de la cimentación, por lo tanto su valor es máximo en el fondo y es nulo en la superficie del terreno.

Una primera limitación del cálculo corresponde al ángulo de vuelco ( $\alpha$ ), el cual no puede tener un valor cualquiera por el hecho de que al inclinarse el bloque de cimentación, originará que la flecha del conductor eléctrico instalado incremente su valor de diseño, y por tanto puede acercarse, dependiendo del perfil del terreno, peligrosamente a la superficie; o de lo contrario por efecto de la presión del viento es posible que se acerquen las fases vivas y originen fallas por cortocircuito.



Una segunda limitación, corresponde a las normas, si la norma plantea un ángulo máximo de vuelco, este representará el límite del diseño; sin embargo en el Perú, no existe reglamentación al respecto.

Sulzberger, plantea que este ángulo límite debe ser aquel cuya tangente es 0.01, por lo que falta de tal prescripción en el Código Nacional de Electricidad, el presente proyecto de tesis plantea esta misma limitación.

Una tercera limitación, se considerará al terreno como un cuerpo plástico y elástico, por lo cual las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos.

Una consideración adicional corresponde a la ubicación del eje de giro y a la forma del diagrama de presiones.

Para ángulos de vuelco pequeños, el eje de giro se encuentra en la arista inferior, y para ángulos mayores se encuentra a una profundidad menor que la cimentación.

Para ángulos pequeños, el diagrama de presiones del fondo es un trapecio y para ángulos mayores es un triángulo que inclusive no ocupa la totalidad de la base, lo que significa que algunas zonas de la base están descargadas.

Los dos ángulos límites correspondientes a las dos transiciones entre estados, se establecen para cada forma de la cimentación.

Las expresiones del momento de pared  $M_s$  y del momento de fondo  $M_b$  se han desarrollado para ambos estados según la forma de la cimentación.

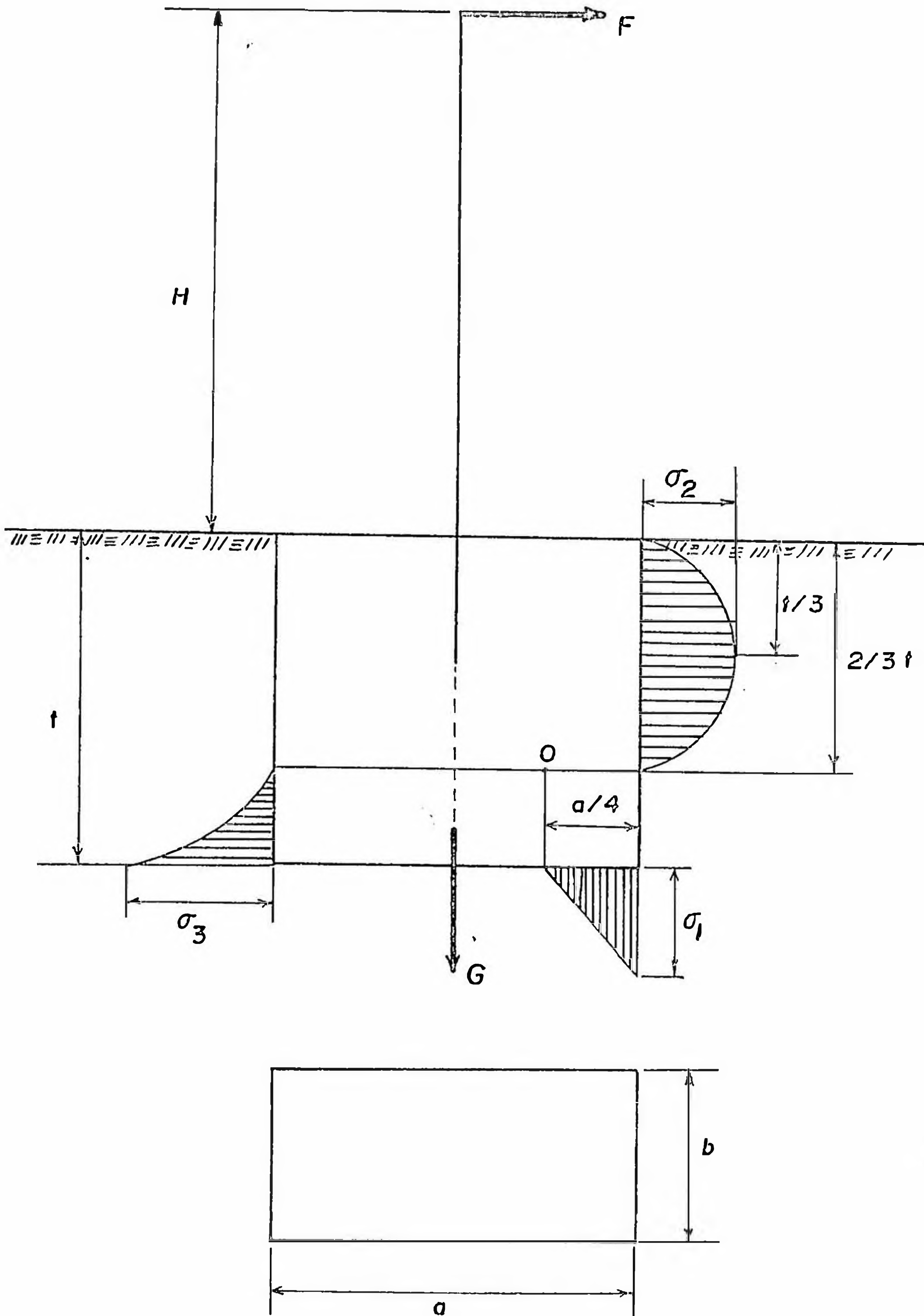


DIAGRAMA DE ESFUERZOS QUE EL MACIZO EJERCE SOBRE EL TERRENO PARA CASOS NORMALES DE CALCULO

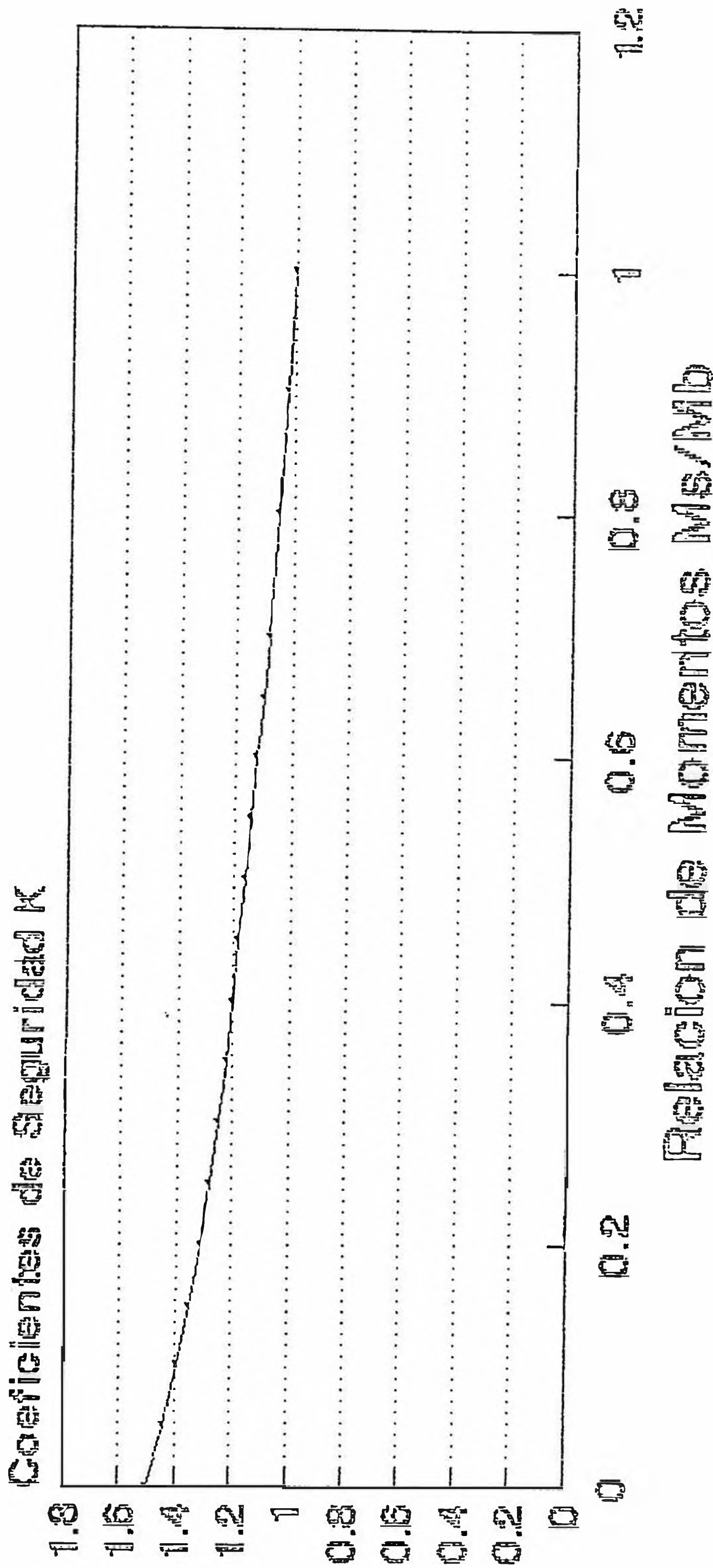
Se ha planteado que el momento equilibrante tiene dos términos: el de pared y de fondo, por tanto:

$$M_e = M_m + M_b$$

Para los casos intermedios, en donde ninguno de los dos momentos prevalesca el coeficiente de seguridad  $K$  tendrá valores intermedios arbitrarios, sin embargo Sulzberger plantea la tabla siguiente:

$\frac{M_s}{M_b}$	$K$
0	1.50
0.05	1.44
0.10	1.39
0.15	1.35
0.20	1.31
0.25	1.28
0.30	1.25
0.35	1.22
0.40	1.20
0.45	1.18
0.50	1.16
0.55	1.14
0.60	1.12
0.65	1.10
0.70	1.08
0.80	1.05
0.90	1.02
1.00	1.00

# COEFICIENTES DE SEGURIDAD EN FUNCION DE RELACION DE MOMENTOS



— Coef. de Segur.

## CAPITULO 3

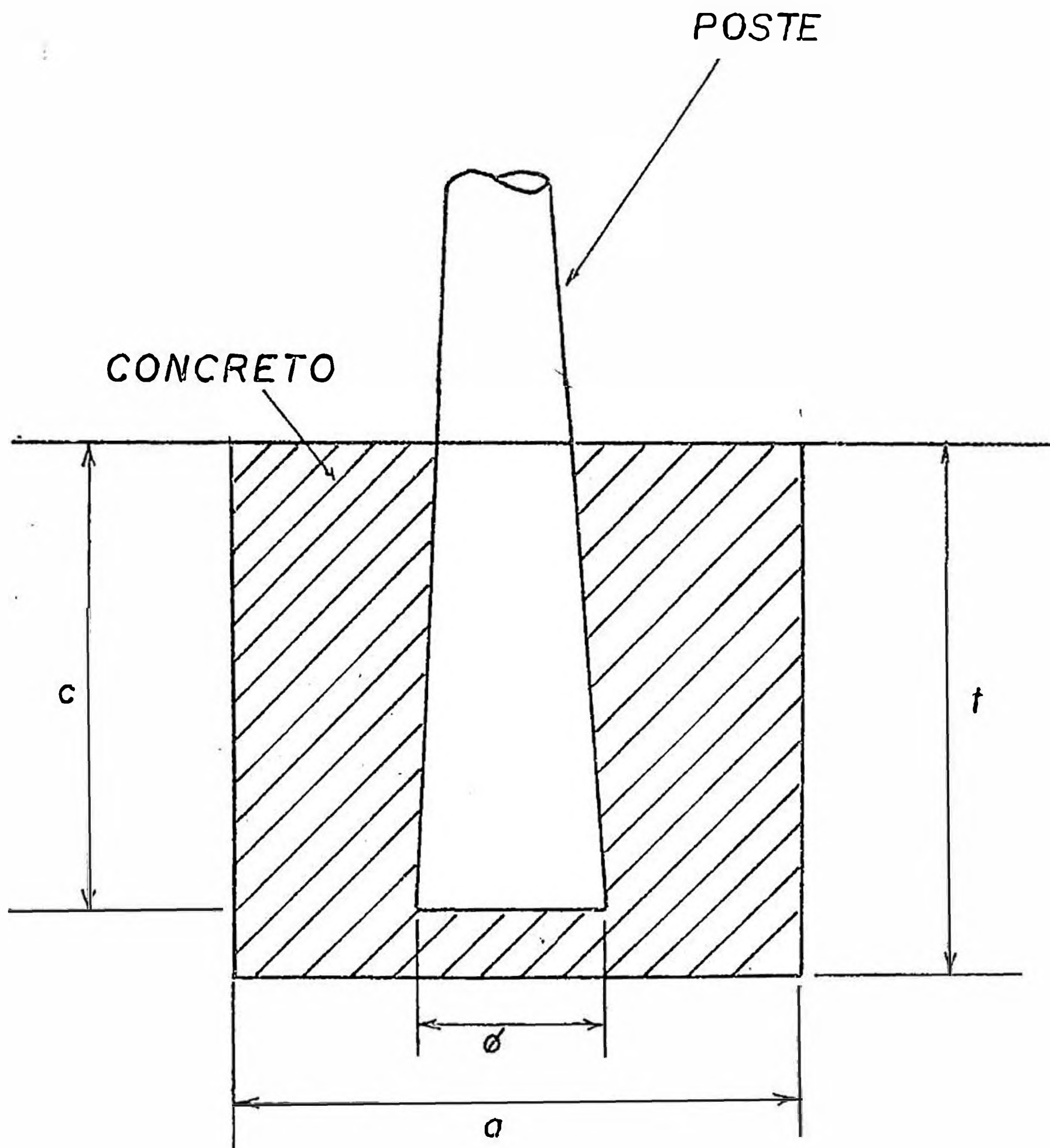
### 3. CALCULO DE CIMENTACIONES PARA SOPORTES MONOPOSTE

#### 3.1 Definiciones Previas

De acuerdo con el estudio planteado en el presente proyecto, la aplicación principal de las cimentaciones de sección cuadrada rectangular es en líneas de transmisión de Potencia en los niveles de 20, 22, 33, 60 y 66 Kv, aunque es posible aplicar los mismos principio para cimentaciones de hormigón para soportes en 10 y 12 Kv.

Por otra parte, de la misma forma es aplicable el método en estructuras tubulares de tipo metálico, ó inclusive para cualquier otro uso.

Muchas cimentaciones actualmente instaladas, consideran que el momento equilibrante esta dado por el peso total del soporte mas sus accesorios, y por esta razón las dimensiones del macizo son mayores que los actualmente diseñados por el método de sulzberger.

CIMENTACION CUADRADA

## CIMENTACION PARA POSTE SIMPLE

- $C$  = Profundidad de empotramiento de la columna del poste en mts.  
 $t$  = Profundidad del macizo en mts.  
 $a$  = Dimensión del macizo en mts.  
 $\varnothing$  = Diámetro de la base del poste en mts.



### 3.2 El Método de Sulzberger para el diseño

#### 3.2.1 Momento equilibrante debido a las paredes laterales

Las ecuaciones de Sulzberger, para el caso de cimentaciones de sección cuadrado son:

$$M_s = \frac{At^3}{12} C_t \operatorname{tg} \alpha \quad \text{kg} - \text{m}$$

dado para ángulo de vuelco pequeños.

$$M_s = \frac{At^3}{36} C_t \operatorname{tg} \alpha \quad \text{kg} - \text{m}$$

dado para ángulo de vuelco mayores.

La transición entre uno y otro estado corresponde al ángulo:

$$\operatorname{Tg} \alpha = \frac{6\mu G}{at^2 C_t}$$

en donde:

a = Lado de la cimentación, medido en metros.

t = Dimensión de la profundidad en metros.

C<sub>t</sub> = Coeficiente de compresibilidad característico del terreno donde se va a instalar la cimentación, medido en Ton/mt<sup>3</sup>.

Tgα = Tangente del ángulo de vuelco.

G = Peso total del soporte más el peso de la cimentación, medido en Kg.

μ = Coeficiente de fricción entre el terreno y el concreto.

M<sub>s</sub> = Momento equilibrante de pared, medido en Kg-mt.



### 3.2.2 Momento Equilibrante de Fondo de la Cimentación

$$M_b = \frac{a^4}{12} C_t \operatorname{tg} \alpha \quad \text{kg} - \text{m}$$

dado para ángulos de vuelco pequeños.

$$M_b = G \left[ \frac{a}{2} - 0.47 \sqrt{\frac{G}{a c_t \operatorname{tg} \alpha}} \right] \text{Kg} - \text{m}$$

para ángulos de vuelco mayores.

La transición entre uno y otro estado corresponde a un ángulo:

$$\operatorname{Tg} = \frac{2 G}{a^3 C_t}$$

Las unidades son las mismas que en 3.2.1

### 3.2.3 La Ecuación de Sulzberger y su aplicación.

Supongamos que:

$$t > a > 0$$

elevando al cubo:

$$t^3 > a^3$$

multiplicando la desigualdad por "a"

$$a t^3 > a^4$$

multiplicando por  $c_t \operatorname{tg} \alpha$  :

$$\frac{a t^3 c_t \operatorname{tg} \alpha}{12} > \frac{a^4 c_t \operatorname{tg} \alpha}{12}$$

que es lo mismo que:

$$M_m > M_b$$

Lo que significa que para cimentaciones cuya profundidad es mayor que el lado de la base y para  $\alpha$  pequeños el momento equilibrante de pared es mayor que el momento equilibrante de fondo, por lo tanto las cimentaciones son más estrechas pero más profundas.

Por otra parte; para ángulos de vuelco  $\alpha$  mayores tenemos que si :

$$M_e = M_w + M_b$$

$$M_e = \frac{a \cdot t^3 \cdot C_t \cdot \text{tg} \alpha}{36} + G \left[ \frac{a - 0.47}{2} \sqrt{\frac{G}{a \cdot C_t \cdot \text{tg} \alpha}} \right]$$

Se observa que para obtener un mayor momento equivalente es mucho mejor si crece el valor de lado "a", por tanto es posible elegir normalmente  $t > a$  e ir ajustando el valor "a" hasta obtener un valor de  $M_e$  adecuado.

Así mismo al comparar las expresiones de los ángulos de transición de los momentos laterales y de fondo según:

$$\text{Tg} \alpha = \frac{6 \mu G}{a t^3 \cdot C_t} \qquad \text{Tg} \alpha = \frac{2G}{a^3 \cdot C_t}$$

Los mayores valores de ángulo de vuelco ( $\alpha$ ) corresponden a cimentaciones pequeñas y de peso elevado con coeficientes de compresibilidad ( $C_t$ ) bajos.

Así mismo, en fundaciones de líneas de transmisión se verifica que los mayores ángulos de transición son del orden de  $Tg\alpha = 0,001$  es decir diez veces menores que los admisibles.

Como en ningún caso se admitirá un ángulo de giro ( $\alpha$ ) cuya tangente sea superior a 0.01 para llegar a las reacciones estabilizadoras.

Entonces será posible hacer crecer el valor de la  $Tg\alpha$  disminuyendo las dimensiones de la cimentación sin pasar de lo admisible.

De lo anterior lleva a la conclusión de que las fórmulas de  $M_m$  y  $M_b$ , para ángulos ( $\alpha$ ) mayores son suficientes para los casos de diseño de cimentaciones de Líneas de Transmisión.

El método de Sulzberger es especialmente indicado para cimentaciones en las cuales la contribución de  $M_m$  es una fracción apreciable del momento equilibrante total o aun la parte principal del mismo.

En otras palabras, el coeficiente de compresibilidad no debe ser inferior a 3000 Kg/m<sup>2</sup>, pues los terrenos correspondientes tienen una resistencia exigua en estas condiciones, resultando mas económico y seguro calcular la cimentación mediante otros métodos.

La cimentación deberá tener por lo menos las dimensiones necesarias para asegurar la fijación del soporte, y en casos que este se empotre en aquella, como es típico en los soportes de líneas aéreas, deberá también soportar las sollicitaciones internas, en lo posible sin armadura, es decir debe buscarse su construcción en hormigón simple.

Para asegurar esto se pueden tomar como tensiones admisible a tracción y a corte  $4 \text{ kg/cm}^2$ , quedando cubierto aun el hormigón menos resistente desde un punto de vista estructural, pero apto para este fin.

Normalmente las fundaciones que conviene dimensionar por este método son suficientemente robustas y compactas, como para hacer innecesaria esta verificación, siendo suficiente cuando el soporte va empotrado, la única precaución de fijar un espesor de pared de 15 cm. como mínimo para resistir el corte lateral y un espesor de fondo de 10 a 15 cm para resistir el punzonamiento por efecto del peso propio.

### 3.3 Verificación del Cálculo

Cuando no se haya acumulado una experiencia de cálculo previo, se determinarán las dimensiones mínimas en función del diámetro y empotramiento del poste u otras características sino es un poste empotrado y se verificará el momento equilibrante  $M_e = M_m + M_b$ , el cual

deberá ser por lo menos igual al volcador o mayor si corresponde de acuerdo con lo establecido al coeficiente de seguridad.

Si con las dimensiones mínimas no se obtiene el momento equilibrante necesario, se irán aumentando hasta lograrlo.

Para el ancho los incrementos y los valores iniciales se escalonan de 10 en 10 cm porque no es posible en la práctica asegurar una mayor precisión para una excavación normal.

Para la profundidad este escalonamiento puede ser de 5 en 5 cm. Un incremento de 5 cm en la profundidad puede incrementar más el momento equilibrante que uno de 10 cm en el ancho, y para bases esbeltas como estas seguramente representa menor aumento de hormigón y de excavación.

No obstante, y aparte de la flexión, una base de este tipo puede ver limitada su esbeltez por razones prácticas. Como ejemplo, consideramos que si la excavación la realiza un hombre situado en el interior del pozo y la hace a pala, no podrá tener menores anchos que los que le permiten el apaleado de la tierra fuera del pozo, estos valores son función de la profundidad, y se toman para un operario medio:

PROFUNDIDAD t (m)	ANCHO RECORRIDO a (m)
< 1.60 m	0.70
1.65 a 1.90	0.80
1.95 a 2.20	0.90
> 2.20	> 1.0

### 3.4 Sistematización del Método

Cuando existe cierta experiencia en el manejo se puede reducir los tanteos necesarios para lograr  $M_e > M_v$  sin desperdiciar material.

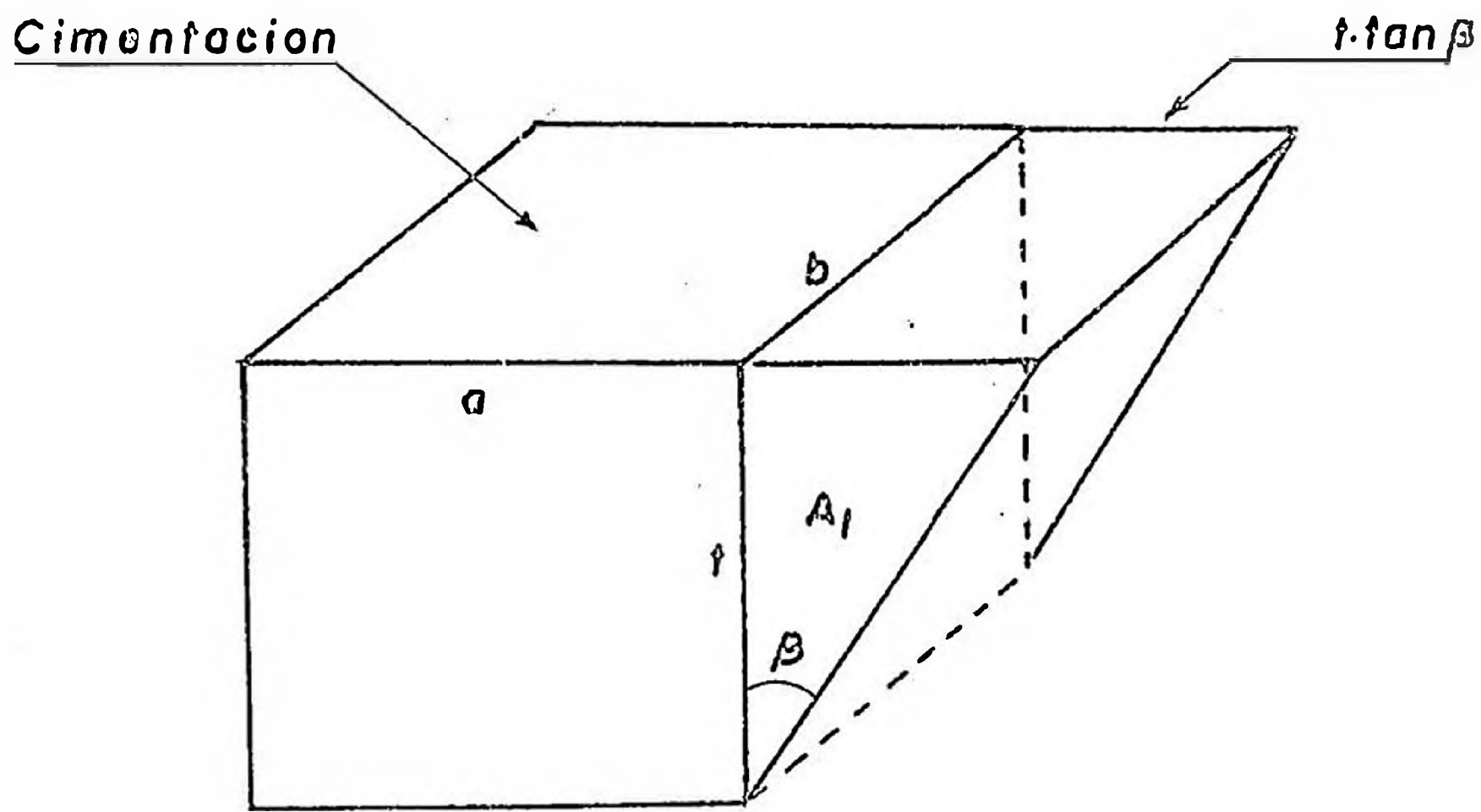
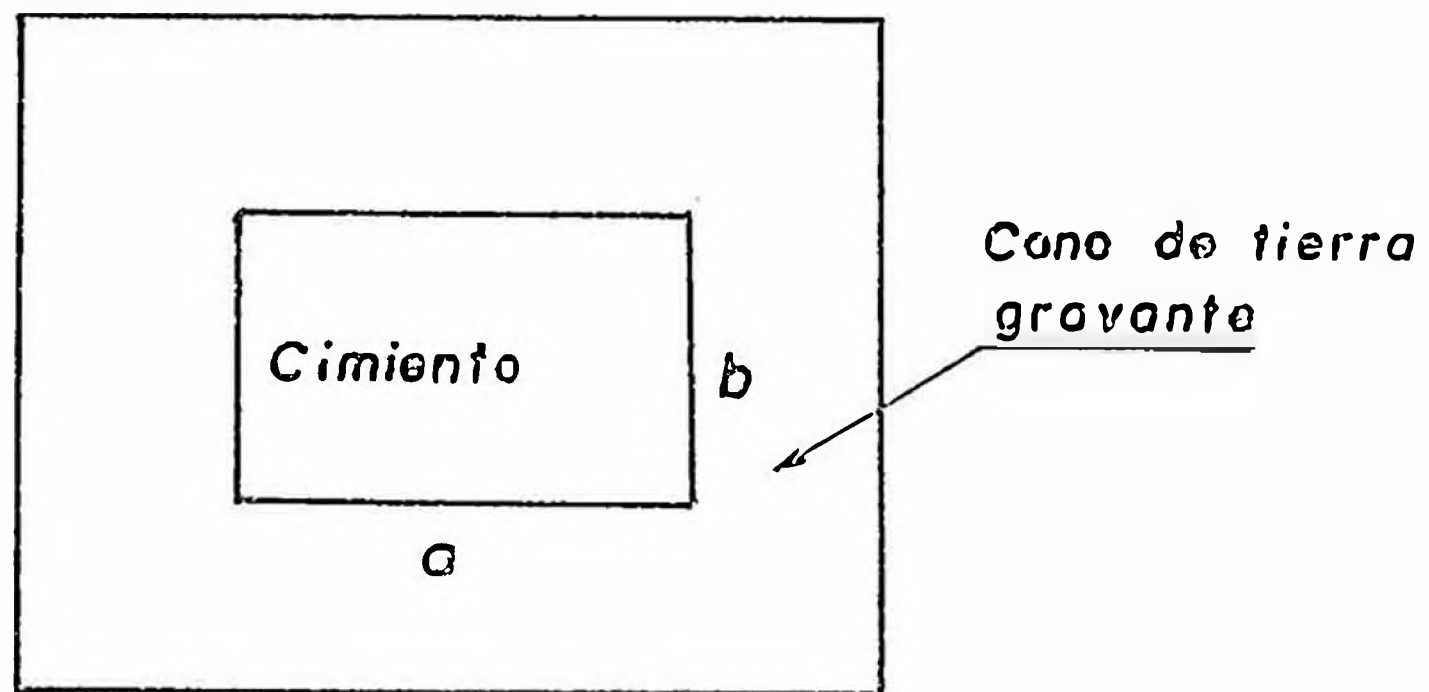
Al disponerse de una computadora los tanteos pueden realizarse rápida y eficientemente en la máquina y obtener el resultado óptimo.

Para la optimización manual del proceso se puede utilizar con ventaja una planilla similar a la que proponemos en la presente tesis.

Primeramente se elijen las dimensiones básicas a y t para efectuar el tanteo y se calculan los pesos de todos los componentes, empezando por el hormigón cuyo volumen neto es igual al volumen bruto  $V_{BH} = a^2 t$  descontando el eventual hueco para empotrar el poste.

El peso de este hormigón será igual al volumen neto multiplicado por el peso específico, que sin armar es  $2.2 \text{ Ton/m}^3$ .

Para el peso se considera que contribuye un cono de tierra gravante que puede calcularse en la forma:



$$\text{AREA } A_1 = \frac{(t) (t \operatorname{tg} \beta)}{2}$$

$$A_1 = \frac{t^2 \operatorname{tg} \beta}{2} \text{ m}^2$$

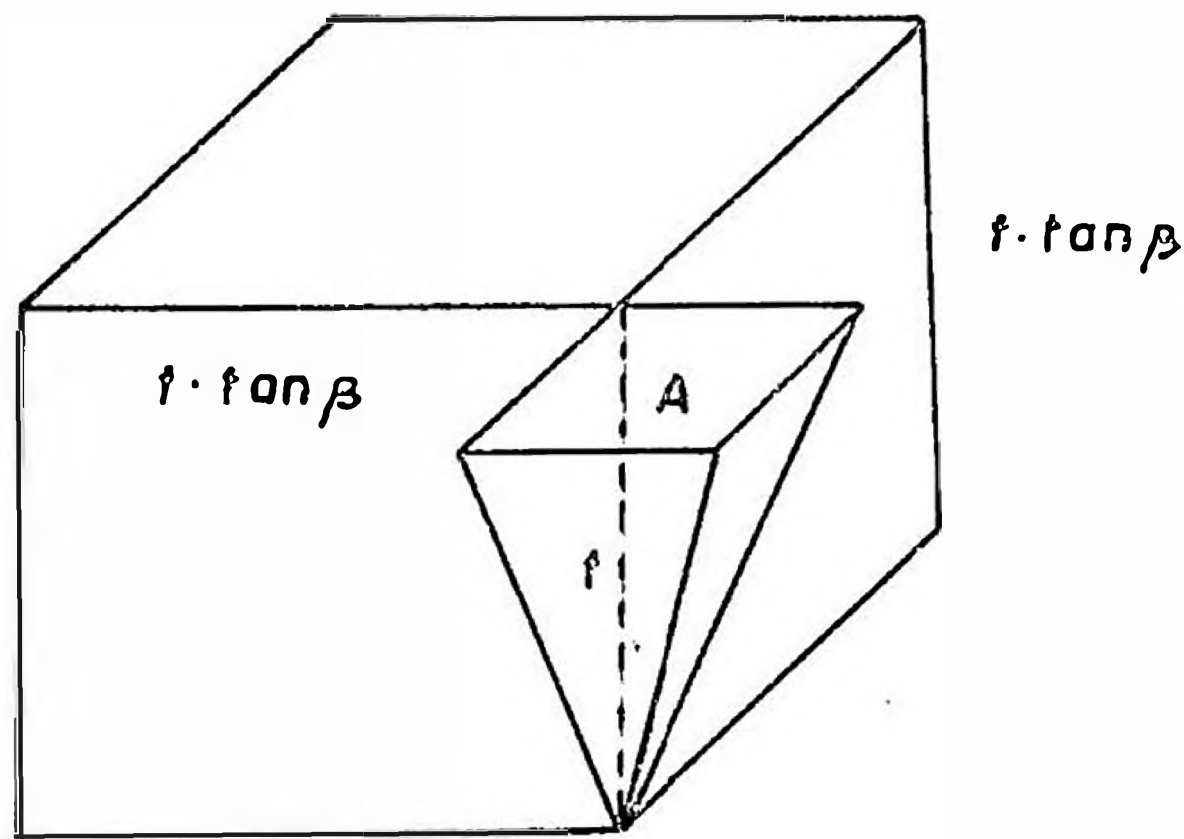
$$\text{VOLUMEN}_1 = Ab \text{ m}^3$$

$$\text{VOLUMEN}_1 = \frac{(t^2 \operatorname{tg} \beta) b}{2}$$

$$\text{VOLUMEN}_1 = \frac{t^2 b \operatorname{tg} \beta}{2}$$

$$\text{ó VOL}_1 = \frac{t^2 b \operatorname{tg} \beta}{2}$$

*Cimentacion*



$$\text{Volúmen de la Pirámide} = \frac{1}{3} Ah = \frac{1}{3} (t \operatorname{tg} \beta) (t \operatorname{tg} \beta) t$$

$$= \frac{1}{3} t^3 \operatorname{tg}^2 \beta$$

Volúmen total de la tierra gravante: VTG

$$\text{VTG} = \frac{2}{2} (t^2 a \operatorname{tg} \beta) + \frac{2}{2} (t^2 b \operatorname{tg} \beta) + \frac{4}{3} (1 t^3 \operatorname{tg}^2 \beta)$$



$$VTG = t^2 a \operatorname{tg} \beta + t^2 b \operatorname{tg} \beta + \frac{4}{3} t^3 \operatorname{tg}^2 \beta$$

$$VTG = t^2 \operatorname{tg} \beta (a + b + \frac{4}{3} t \operatorname{tg} \beta)$$

Para el caso de cimentaciones de sección cuadrada:  $a=b$ .

$$VTG = t^2 \operatorname{tg} \beta (2a + \frac{4}{3} t \operatorname{tg} \beta)$$

$$VTG = 2 t^2 \operatorname{tg} \beta (a + \frac{2}{3} t \operatorname{tg} \beta)$$

Siendo:

$\beta$  = Angulo de incidencia de la tierra gravante (grados sexagesimales)

$a \times b$  = Sección de la cimentación (m x m)

$t$  = Profundidad de la cimentación (m)

Este volumen de tierra gravante (VTG) deberá multiplicarse por el Peso específico que, por ejemplo para la arcilla es  $1.7 \text{ ton/m}^3$ .

Para determinar la carga vertical total se sumarán al peso del hormigón de tierra, los de la estructura de alta tensión, aisladores, conductores y accesorios.

El coeficiente de compresibilidad a la profundidad de  $t$  metros se calcula considerando una variación lineal desde la superficie.

Los momentos estabilizantes se calculan según las fórmulas planteadas y se suman.

El momento volcador se mide respecto del eje de giro, ubicado a  $2/3$  de la profundidad  $t$ .

La altura libre  $H$  es la distancia desde la cara superior de la fundación hasta la cima del poste.

El tiro equivalente,  $F_{eq}$ , es la componente según la horizontal perpendicular al eje de vuelco de una fuerza que produce el mismo momento volcador que el sistema de sollicitación.

$$M_v = F_{eq} \left( H + \frac{2}{3} t \right) - T_{on} - mt$$

Para saber si el momento equilibrante  $M_e$  obtenido con los valores de  $a$  y  $t$  adaptados, es suficiente se calcula  $M_m/M_b$  y con este valor se busca el coeficiente de seguridad necesario en la tabla que se propone.

Si es menor deberán aumentarse las dimensiones y volver a probar y si es mucho mayor puede convenir reducirlas, si es posible para economizar.

## CAPITULO 4

### 4. CIMENTACION PARA TORRES DE ALTA TENSION

#### 4.1 Definiciones Previas

El uso que puede darse a este tipo de fundaciones es para fijar Torres de Alta Tensión, las deducciones hechas para cimentaciones de sección constante de área cuadrada, son también válidas para cimentaciones de sección rectangular y se pueden construir de sección constante o con una zapata en su parte inferior.

Por necesidades de empotramiento de dichas Torres de Alta Tensión, se hace necesario que la cara más pequeña del prisma se oriente perpendicularmente a la dirección del mayor esfuerzo, por lo tanto el aporte del momento equilibrante de pared no es normalmente demasiado significativo frente al de fondo en esta dirección, no así en la dirección transversal.

#### 4.2 Planteamiento del Problema

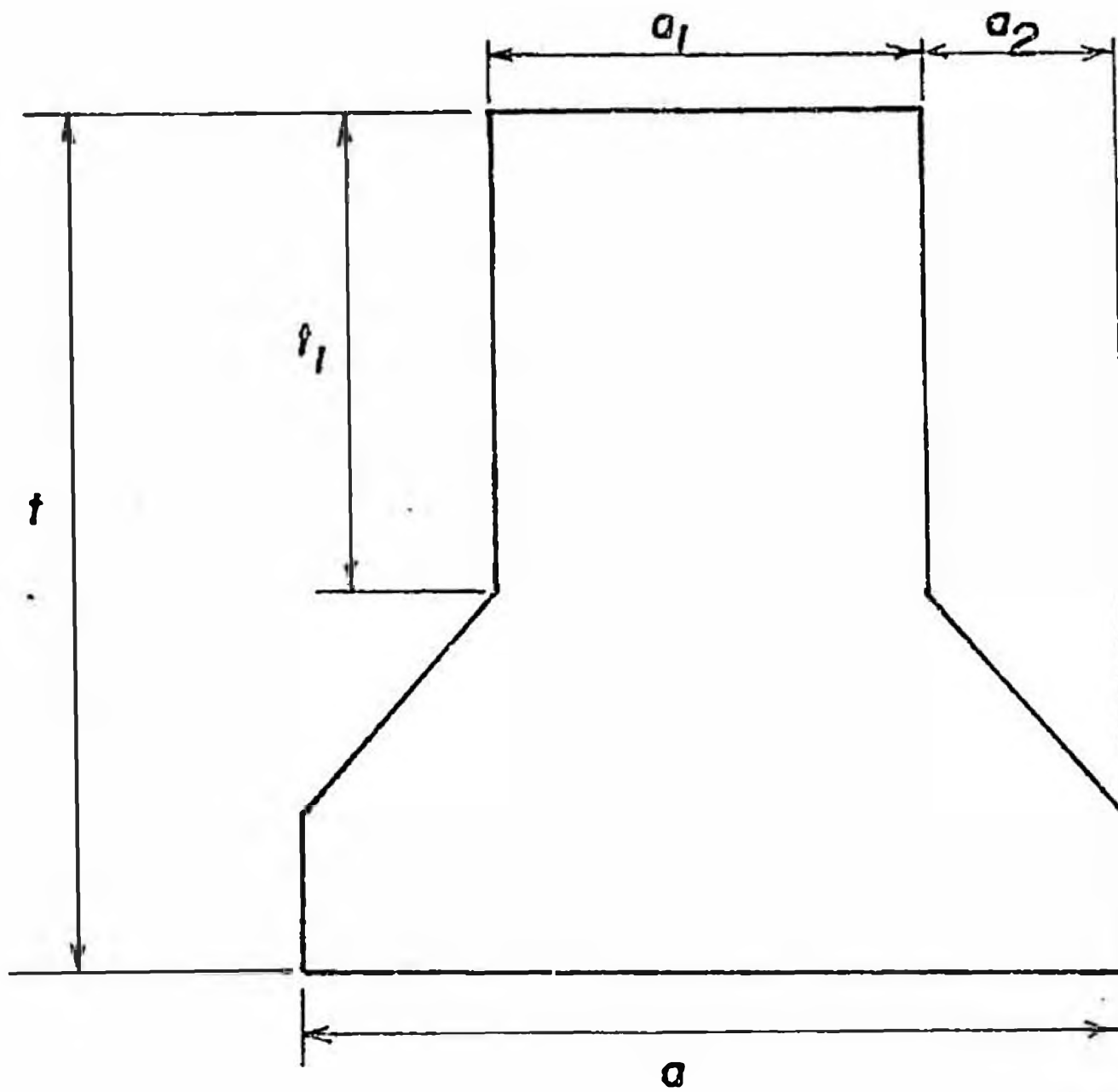
##### 4.2.1 Momento equilibrante de las paredes de la cimentación.

La fundación sin zapata es un caso particular a diferencia de las que tienen zapata, por lo tanto se

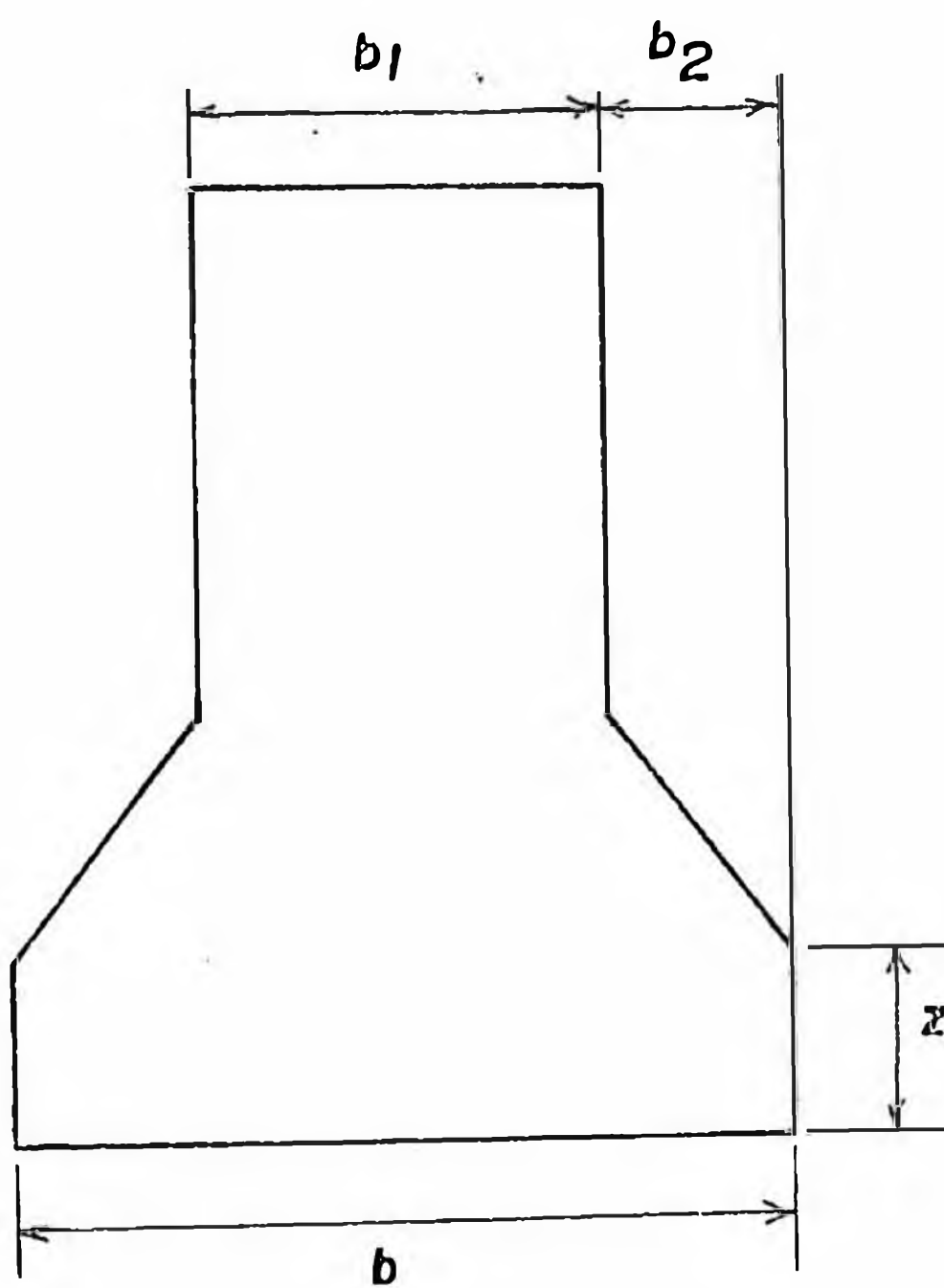
estudiarán las fórmulas para esta y para aquella serán una simplificación.

CIMENTACION RECTANGULAR CON ZAPATA

VISTA LONGITUDINAL



VISTA TRANSVERSAL



Es evidente que una fundación de sección rectangular presenta una cara que es también un rectángulo de área  $bt_1$  y tiene un momento equilibrante de pared dado por la adaptación de :

$$M_s = \frac{bt_1^3}{36} C_e \operatorname{tg} \alpha$$

Cuando el eje de giro está a  $2/3$  de la profundidad de  $t_1$ , que es lo más adecuado para estar en zona segura según lo dicho anteriormente, cuyas consideraciones son también válidas para este caso. Si la fundación tiene zapata es decir su ancho en la parte inferior es  $b$  y luego se adelgaza hasta formar un fuste de ancho  $b_1$ , evidentemente al momento dado por la ecuación anterior será mayor y el eje de giro se aproximará a la parte más ancha, de modo que la profundidad del mismo será superior a  $2/3$  de  $t_1$ .

Esto se puede calcular fácilmente si en lugar de efectuar la integración se utiliza coeficientes de forma  $e$  y  $n$  que afectan a la ecuación del momento equilibrante de pared anterior y al valor de la profundidad  $(2/3)t_1$ .

Para una zapata de sección  $ab$  y un fuste de sección  $a_1x_1b_1$ , conviene que la transición sea gradual, formando planos inclinados para reducir la posibilidad de desmoramamientos y las tensiones de tracción y corte en la zapata; estos planos deben tener una inclinación que

tienda más a la vertical que a la horizontal, por la misma razón.

La forma general de la fundación se encuentra en la figura de la pág. **82**.

La zapata posee una zona de ancho constante  $b$  para evitar una arista viva en el borde con las consiguientes dificultades de excavación (pues lo habitual es "tallar" la zapata directamente en el terreno encofrando solamente si este se desmorona) esta zona tiene entre 0.10 y 0.15 m de alto, este último valor se reserva para fundaciones muy grandes.

Luego viene la parte inclinada de altura  $t_2$  y anchos  $a_2$  y  $b_2$  en cada dirección, los cuales deben ser menores que  $t_2$  según lo indicado anteriormente. Finalmente se tiene el fuste de ancho  $a_1$  x  $b_1$ .

Considerando las cuestiones indicadas  $M_s$  se obtendrá por la integración de rectángulos infinitesimales, y el eje de giro por la condición de anulación de la resultante de los empujes obteniendo una fórmula donde intervienen todas las dimensiones, pero que se puede reducir a la ecuación anterior modificada como se dijo al principio de este punto.

$$M_s = \frac{b \cdot t^3 \cdot C_t \cdot e \cdot \operatorname{tg} \alpha}{36}$$

donde "e" es un coeficiente de forma que depende de las dimensiones,  $b$ ,  $b_1$ ,  $b_2$  y  $t$ . El eje de giro se encontrará a una profundidad:

$$C_1 = \frac{2 t \cdot n}{3}$$

vale para "n" lo dicho para "e".

Si se determinan los siguiente parámetros:

$$m = \frac{t_0}{t}$$

$$s = 1 - \frac{b_1 \times C_{t_1}}{b \times C_t}$$

Donde :

$$t_0 = t_1 + t_2/2$$

$b_1$  : dimensión transversal de la reducción en mts.

$b$  : dimensión transversal de la base en mts.

$C_{t_1}$ : Coeficiente de compresibilidad a la profundidad  $t_1$ .

$c_t$  : Coeficiente de compresibilidad a la profundidad  $t$ .

Entonces:

$$e = \frac{1 - m^4 \cdot s - 8m^2 s(1-m)^2}{1 - m^2 s}$$

$$n = \frac{1 - m^3 \cdot s}{1 - m^2 \cdot s}$$

Por medio de las cuales se puede evaluar los coeficientes de forma "e" y "n" en función de los parámetros "m" y "s".

Se observa que cuando no hay zapata,  $\epsilon = 0$  y por lo tanto  $e = n = 1.0$ .

#### 4.2.2 Momento equilibrante del fondo de la cimentación.

Para  $M_b$  se utiliza la ecuación :

$$M_b = G \left( a/2 - 0.47 \sqrt{\frac{G}{b \cdot c_t \cdot \text{tga}}} \right)$$

adaptada, pero sin ningún coeficiente especial por ser un rectángulo, se tomará "a" y "b" en lugar de "a" solamente.

La expresión anterior nos evalúa el valor del momento equilibrante del fondo en la dirección longitudinal.

En cuanto a los momentos en la dirección transversal, se deberá utilizar los mismos tipos de fórmulas que para la longitudinal, pero intercambiando las "a" por las "b" de este modo queda:

$$m' = m$$

$$s' = 1 - \frac{a_1 \times c_{t1}}{a \times c_t}$$



$$e' = \frac{1 - m^4 S' - 8m^2 S' (1-m)^2}{1 - m^2 S'}$$

$$n' = \frac{1 - m^2 S'}{1 - m^2 S'}$$

$$M's = \frac{at^2 c_t e' \operatorname{tg} \alpha}{36}$$

$$M'b = G \left( \frac{b}{2} - 0.47 \sqrt{\frac{G}{a \cdot c_t \cdot \operatorname{tg} \alpha}} \right)$$

donde  $e'$  y  $n'$  se pueden obtener de la misma forma que para la dirección longitudinal.

y finalmente:

$$C'_1 = \frac{2 n' \cdot t}{3}$$

#### 4.3 Verificación del Cálculo.

En cuanto a las condiciones de partida se puede extender lo dicho aunque a veces el momento equilibrante de pared ( $M_w$ ) para la dirección longitudinal es poco importante frente al momento equilibrante de fondo ( $M_b$ ) en estas fundaciones.

También aquí se puede iniciar el cálculo con las dimensiones mínimas, verificando reiteradamente con valores crecientes de profundidades y de anchos, teniendo

presente que se cumpla  $M_e \geq K M_v$  para ambos momentos volcadores el longitudinal y el transversal.

No existe una regla para establecer que es más conveniente, si aumentar la profundidad ó la zapata para el mejor rendimiento del volúmen de hormigón colocado, solo una gran cantidad de verificaciones lo permitirá, verificaciones que pueden hacerse en la ayuda de una computadora, método que se expone en la presente tesis de competencia profesional.

Lo que normalmente no conviene es aumentar el ancho del fuste, salvo que permita eliminar la zapata.

Partiendo de una fundación de dimensiones mínimas por aplicación de los dicho anteriormente, se va incrementando la profundidad y se prueban distintos anchos de zapata para llegar al momento equilibrante necesario.

#### 4.4 Sistematización para el Cálculo Computacional.

El presente proyecto de tesis de competencia profesional, propone adicionalmente la utilización de un programa de cómputo que permita efectuar las iteraciones más rápidamente, a fin de obtener las dimensiones del macizo, lo más pequeño posible, pero a su vez que garantice la estabilidad mecánica del soporte.

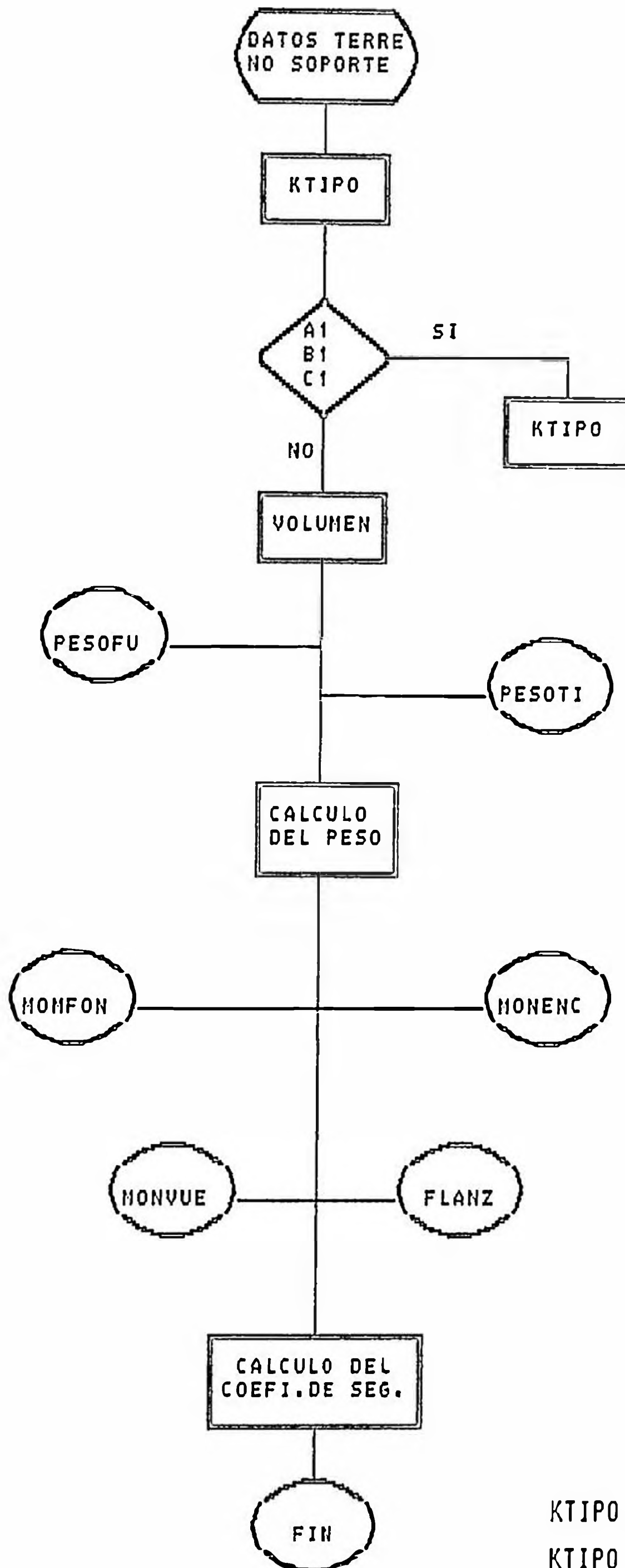
Este programa, cuyo listado, se adjunta como anexo a la presente tesis, utiliza un sistema de menus, a fin de establecer una relación interactiva entre el calculista y la máquina, por lo que no es necesarios saber de computación para manejar el programa, ya que el mismo solicita los datos que requiere para efectuar sus cálculos.

El diagrama correspondiente se expone a continuación.

### CALCULO DE CIMENTACIONES

#### Automatizacion del Calculo

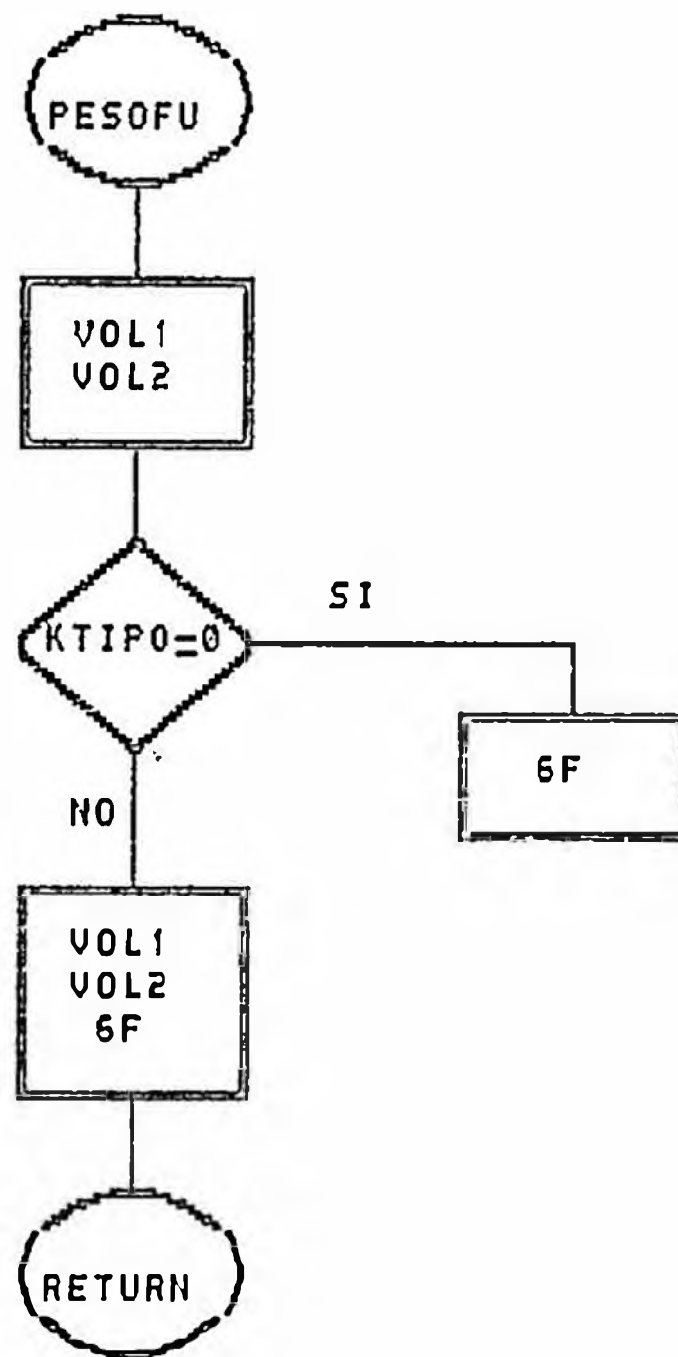
#### Programa Principal



KTIPO = 0 (FUNDACION SIN ZAPATA)  
KTIPO = 1 (FUNDACION CON ZAPATA)

### PESO DE LA CIMENTACION

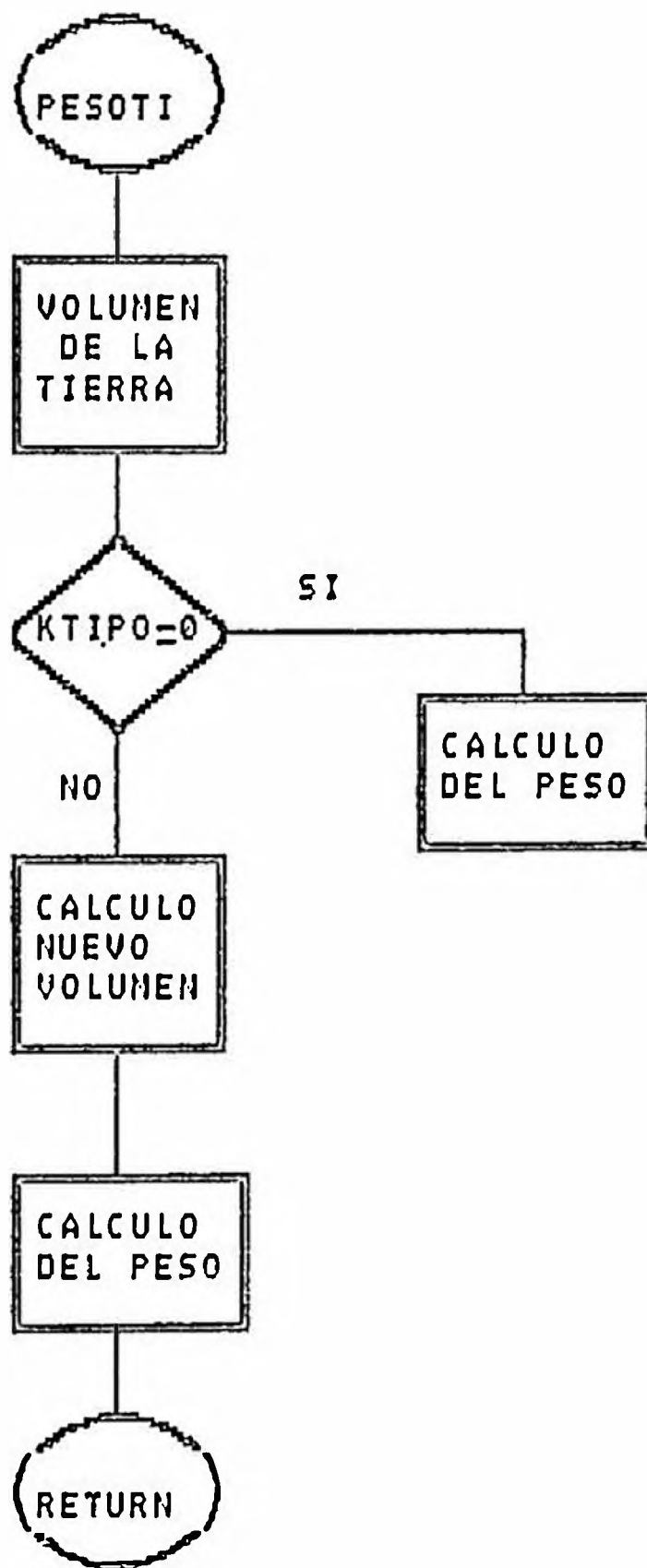
#### Subrutina PESOFU



VOL1 = VOLUMEN TOTAL  
VOL2 = VOLUMEN DE POSTE O PATAS DE TORRE  
6F = PESO DE LA FUNDACION

### PESO DE LA TIERRA

#### Subrutina PESOTI

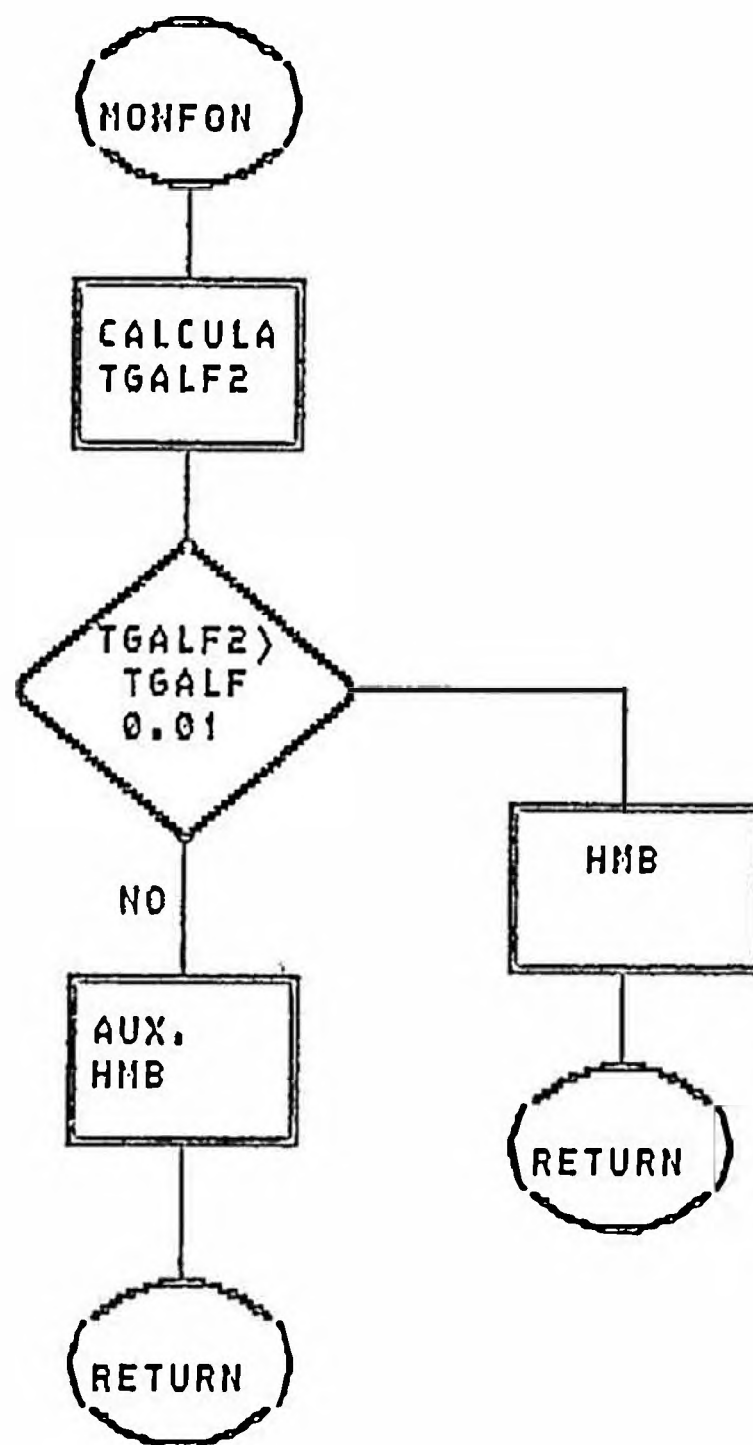


KTIPO = 0 (SIN ZAPATA)

KTIPO = 1 (CON ZAPATA)

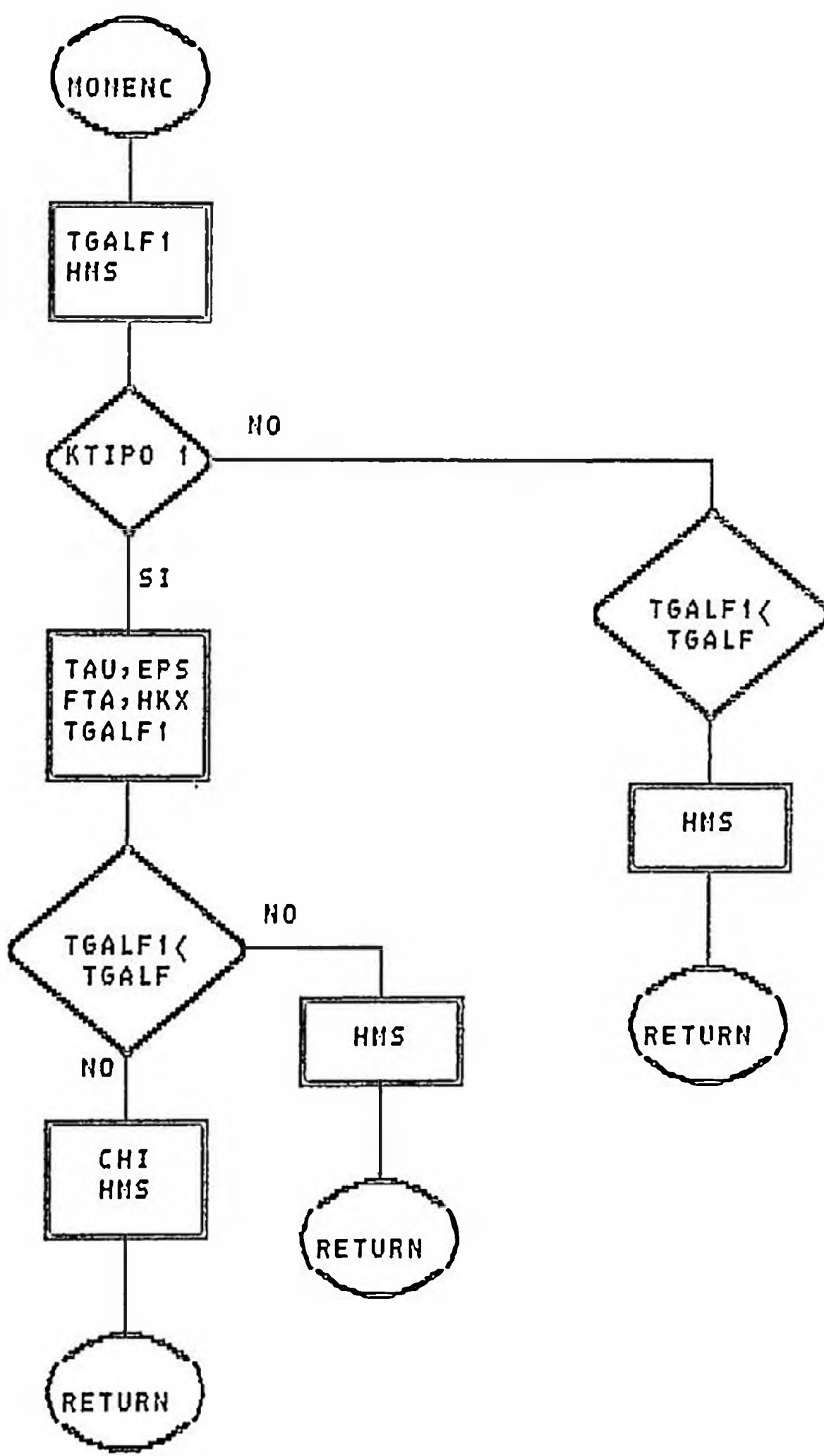
## MOMENTO DE FONDO

## Subrutina MONFON



MOMENTO DE ENCASTRAMIENTO

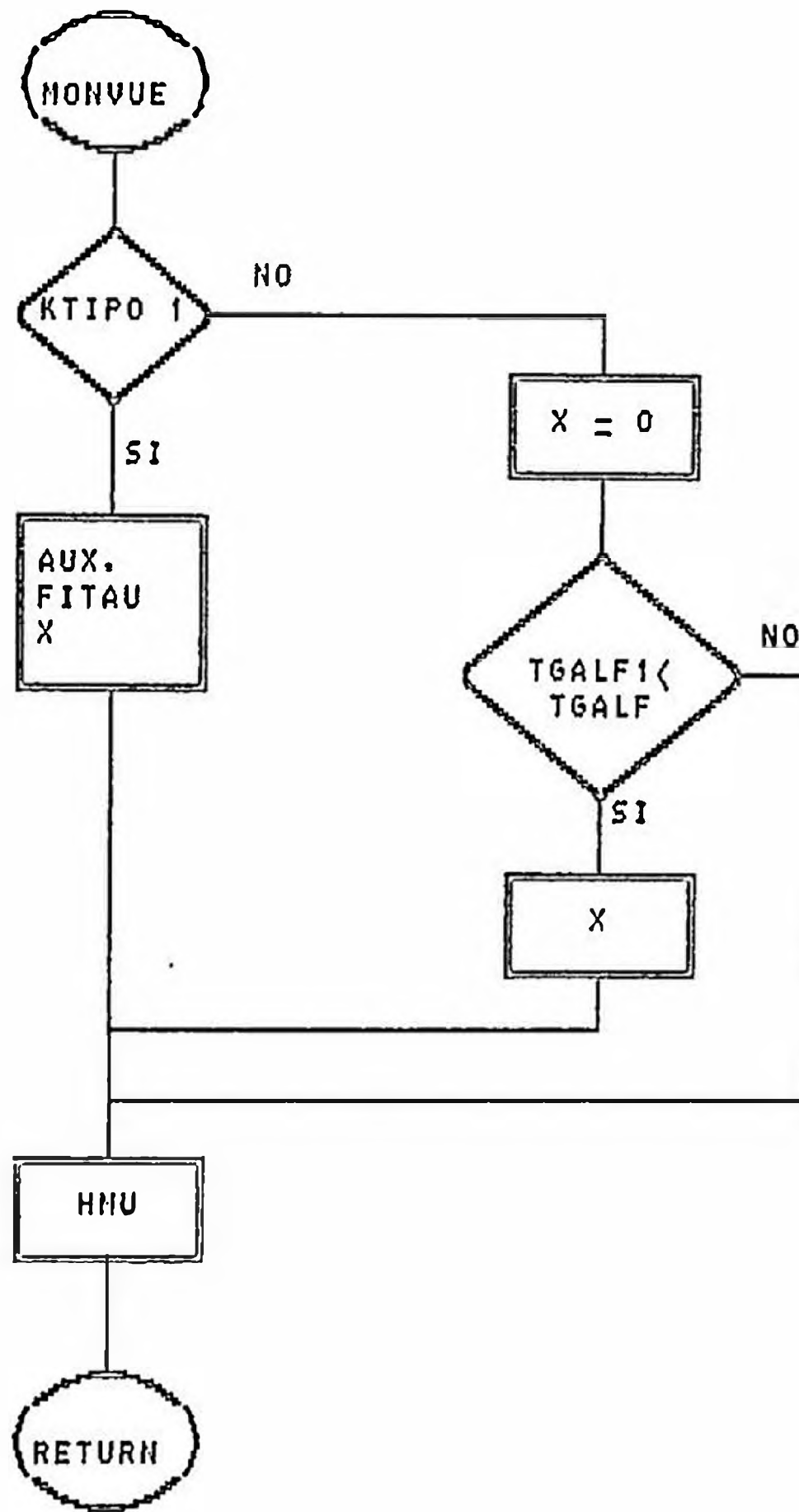
Subrutina MOMENC





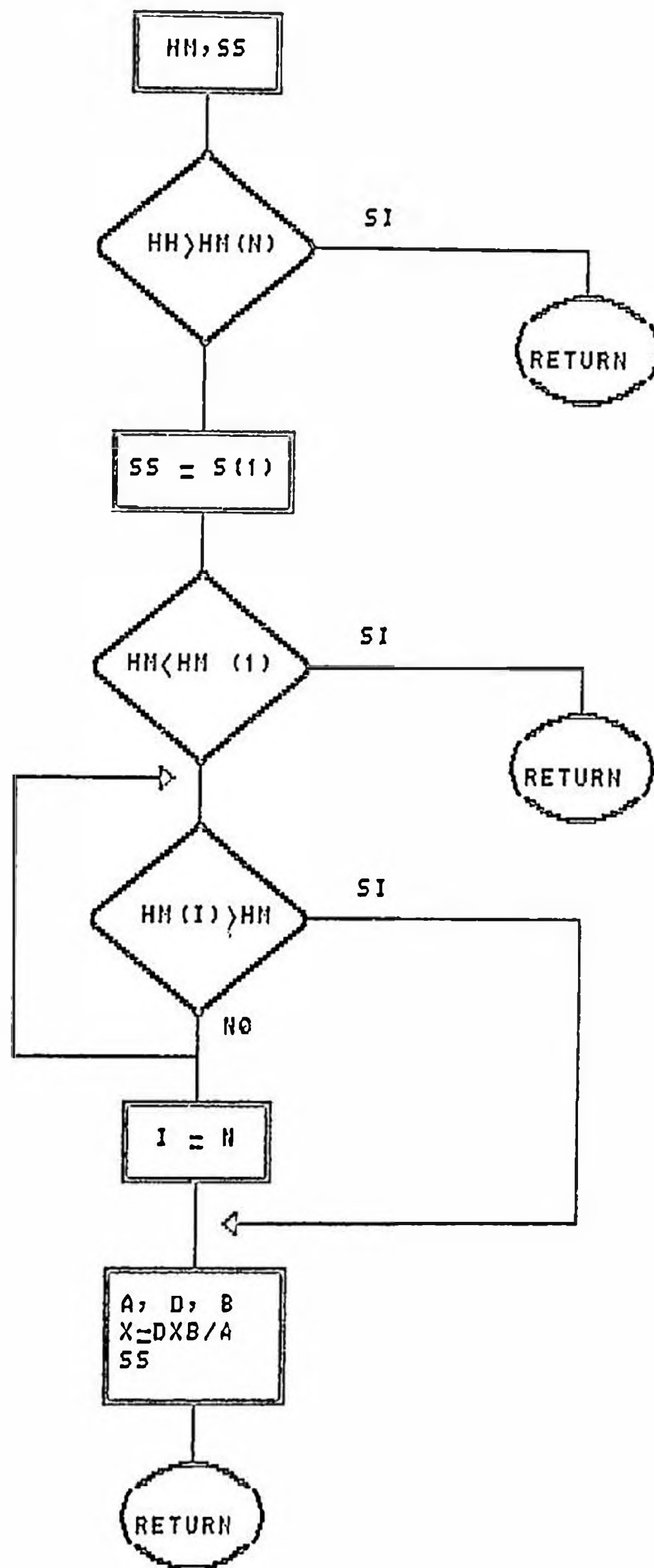
### MOMENTO DE VUELCO

### Subrutina MONVUE



### COORDENADAS DEL BARICENTRO

#### Subrutina PLAN 2



## CAPITULO 5

### DISEÑO DE CIMENTACIONES EN POSTES Y TORRES PARA LINEAS DE TRANSMISION

#### 5.1.- Análisis de casos concretos.

##### 5.1.1.- Para postes de líneas en 69 kilovoltios.

Es necesario recalcar que los soportes especialmente de concreto y además monoposte, tiene aplicación en líneas de transmisión con niveles de tensión inferiores a 69 kilovoltios, por lo menos esa es la aplicación que actualmente hace ELECTROLIMA en sus diversas líneas que alimentan las principales zonas de consumo de eléctrico.

Por tanto, la sistematización que se propone es valida para líneas de distribución primaria en los niveles de 10 y 12 y 13.2 kV, así como para líneas de sub transmisión en los niveles de 20, 22, 33, 50, 60 y 66 kilovoltios.

No es frecuente ver en zonas urbanas líneas de energía eléctrica con postes de madera, probablemente por el hecho de que están expuestos a mayores accidentes y por efecto de la rápida putrefacción de la madera por los elementos contaminantes de la ciudad.

EJEMPLO DE RESULTADOS PARA POSTES EN 69 KV.

Calculo de Cimentaciones

Método de sulzberger

CARACTERISTICAS DEL TERRENO:

=====

Peso Específico del Terreno	Kg/m <sup>3</sup>	:	1700.000000
Fresión Admisible del terr.	Kg/cm <sup>2</sup>	:	2.000000
Indice de Compresib. de Paredes	Kg/cm <sup>3</sup>	:	6.000000
Indice de Compresib. del fondo	Kg/m <sup>3</sup>	:	7.200000
Ind. de Compresibilidad en la reducción	Kg/m <sup>3</sup>	:	1.500000
Angulo de la Tierra Gravante en grados		:	8.000000
Coefficiente de Fricción Terreno-Hormigón		:	0.400000

CARACTERISTICAS DEL SOPORTE:

=====

Peso del Soporte mas cargas verticales	Kg	:	12800.000000
Fuerza Equivalente de Volteo	Kg	:	443.000000
Altura de Aplicación de la Fuerza en	mt	:	16.100000
Profund del empotramiento de la Columna	mt	:	1.500000
Diámetro del poste en la Base en	mt	:	0.300000
Inclinación Admisible		:	0.01000
Peso Específico del Hormigón	Kg/m <sup>3</sup>	:	2300.000000

CIMENTACION DE BLOQUE UNICO.

=====

Dimensión en el Plano de la Fuerza	mt	:	1.800000
Dimensión en el Plano Normal a la Fuerza	mt	:	1.800000
Profundidad	mt	:	1.800000
Altura sobre el suelo de la base	mt	:	0.300000

CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION

=====

Volumen de la Excavación	mt	:	5.831999
Peso de la Cimentación	Kg	:	15356.559670
Volumen de la Cimentación	m <sup>3</sup>	:	6.676765
Peso de la Tierra Gravante	Kg	:	3047.856689
Volumen de la Tierra Gravante	m <sup>3</sup>	:	1.792857
Carga total Vertical	Kg	:	31204.416016

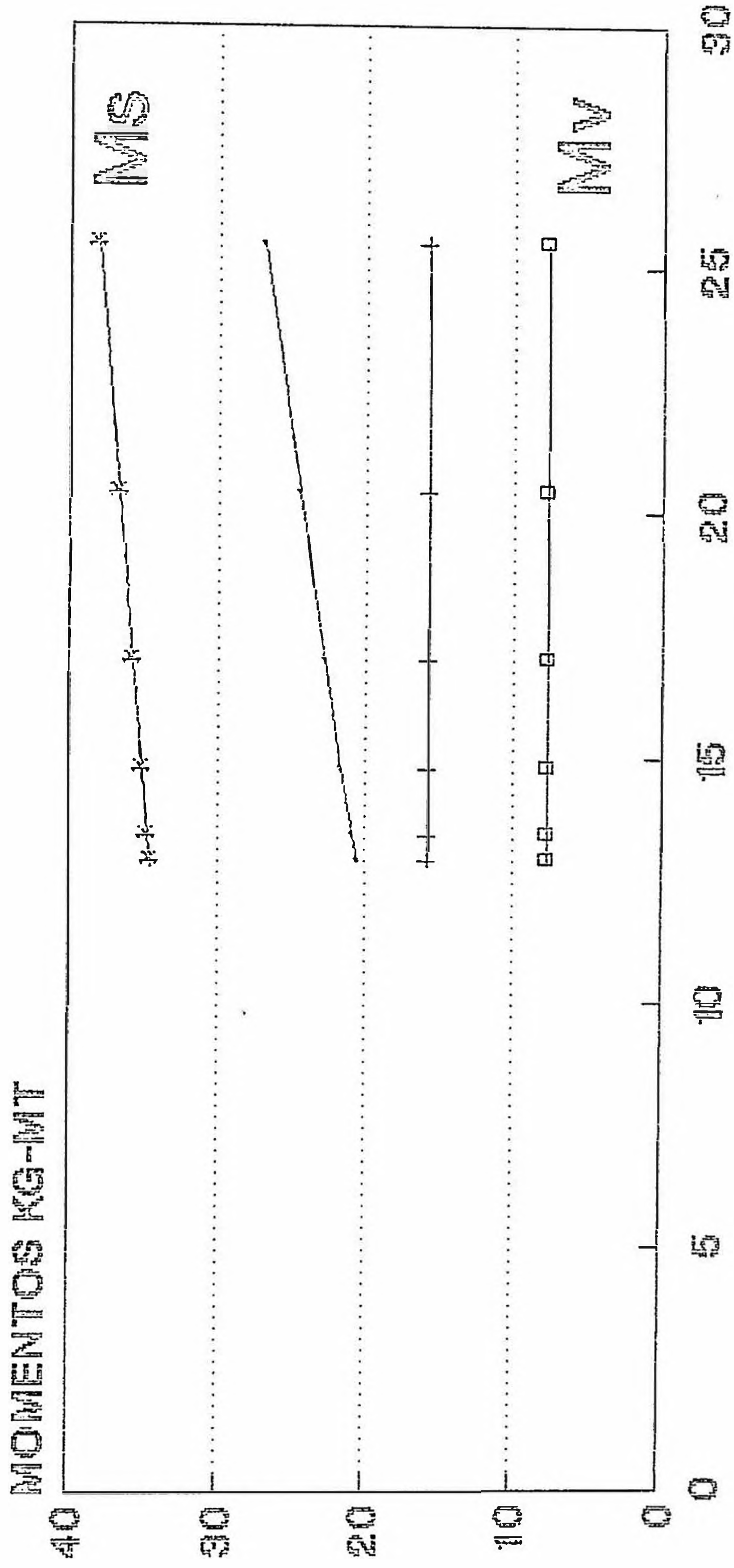
## CARGAS APLICADAS Y RESISTENTES

Momento de Fondo	Kg-mt	: 20498.228516
Angulo Limite		: 0.001651
Momento de Encastramiento	Kg-mt	: 15746.398438
Angulo Limite		: 0.002378
Momento Estabilizante	Kg-mt	: 34481.394531
Momento de Volteo	Kg-mt	: 7663.900391
Relación Mom. Estabil. / Mom. de Volteo		: 4.499197
Posición del Baricentro desde el Fondo	mt	: 0.600000

A fin de verificar como varían los momentos respecto a variaciones en el Peso total del Soporte, se ha incrementado el Peso del mismo en 5%, y ha sido necesario recalcular obteniéndose los resultados del cuadro siguiente y que se resumen en la forma:

- Al haberse incrementado el Peso total del soporte en un 100% aproximadamente, el momento de fondo ha crecido alrededor del 35%.
- El momento de encastramiento no ha variado su valor ya que las paredes siguen equilibrado lo mismo al no haber cambiado las dimensiones del macizo.
- Sin embargo el momento de estabilizante total ha crecido en un 11.7%.
- El coeficiente de seguridad se ha incrementado en un 10.33% aproximadamente.

# MOMENTO ESTABILIZANTE Y MOMENTO DE VUELCO



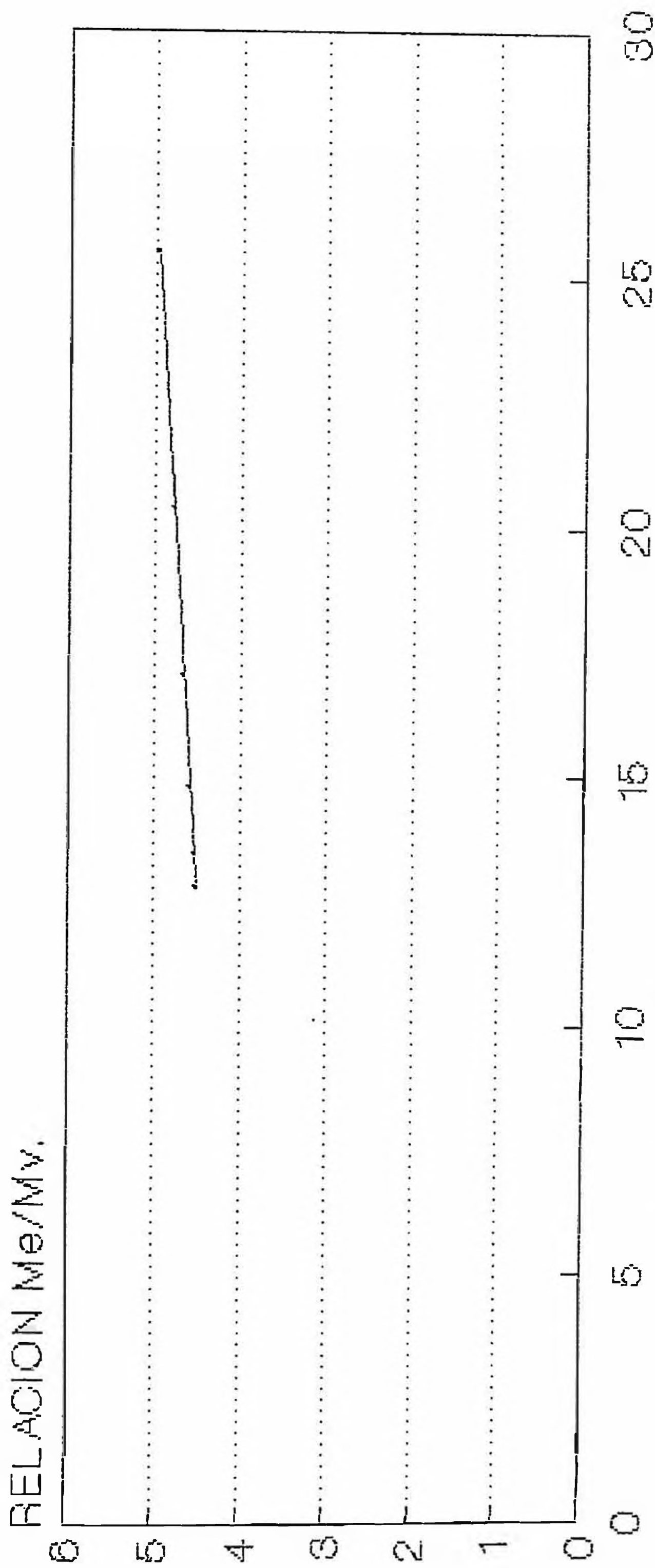
PESO TOTAL DE SOPORTE EN TON.

--- DE FONDO    + DE ENCAST.    \* ESTABILIZ.    —o— DE VUELCO



# COEFICIENTE DE SEGURIDAD

Relacion Me/Mv

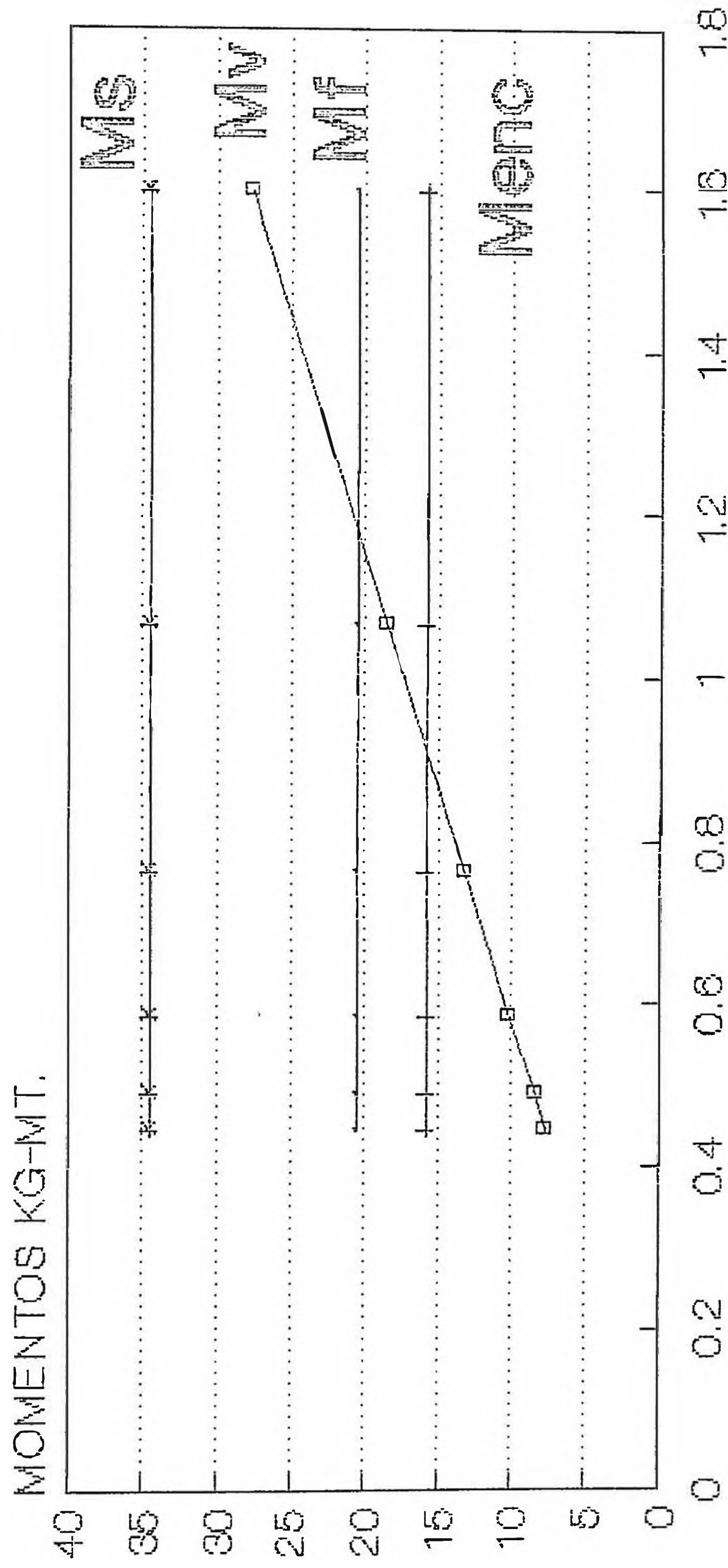


PESO TOTAL DEL SOPORTE EN TON.

Incluye el Macizo

— Me/Mv

# MOMENTO EN FUNCION DE LA FUERZA DE VOLTEO

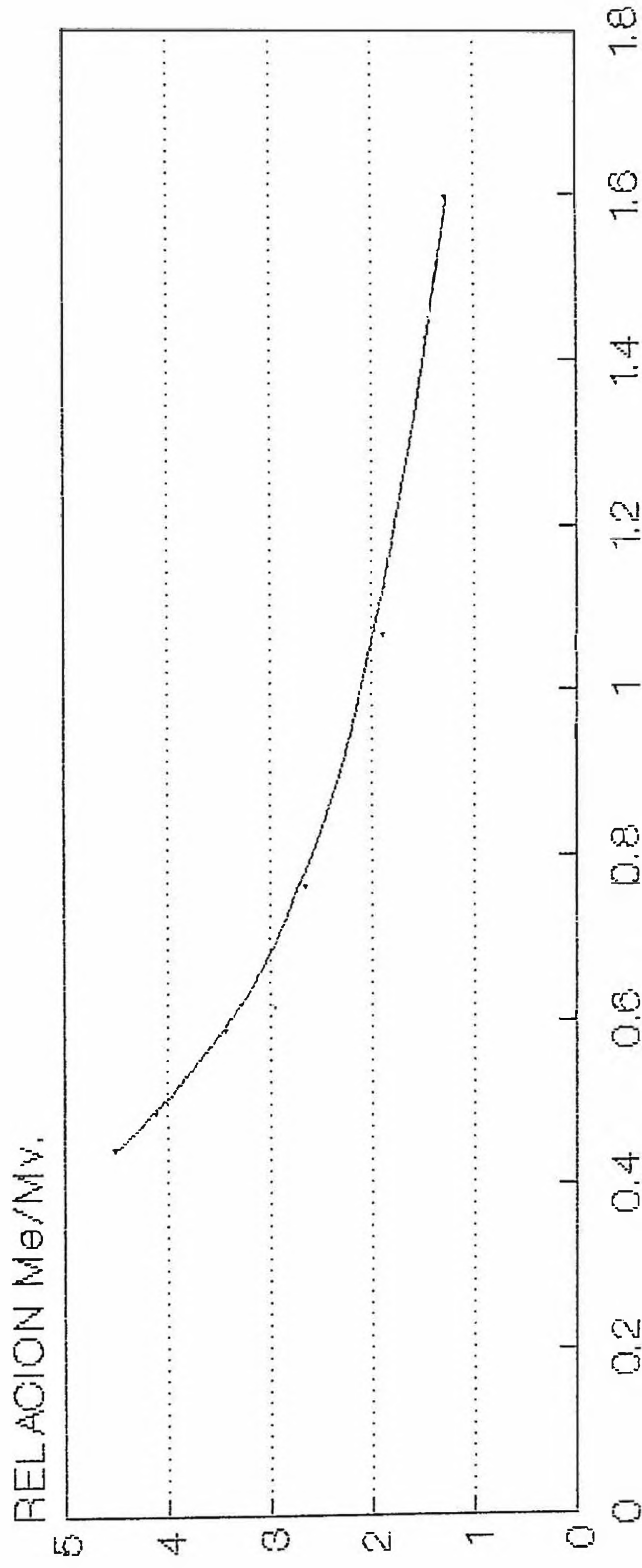


FUERZA EQUIVALENTE DE VOLTEO EN TONS.

— De Fondo    + De Encast.    \* Estabiliz.    —□— De Vuelco.



# RELACION $Me/Mv$ En Funcion de la Fuerza de Volteo



Incluye el Macizo

—  $Me/Mv$

Los cálculos se resumen en la forma:

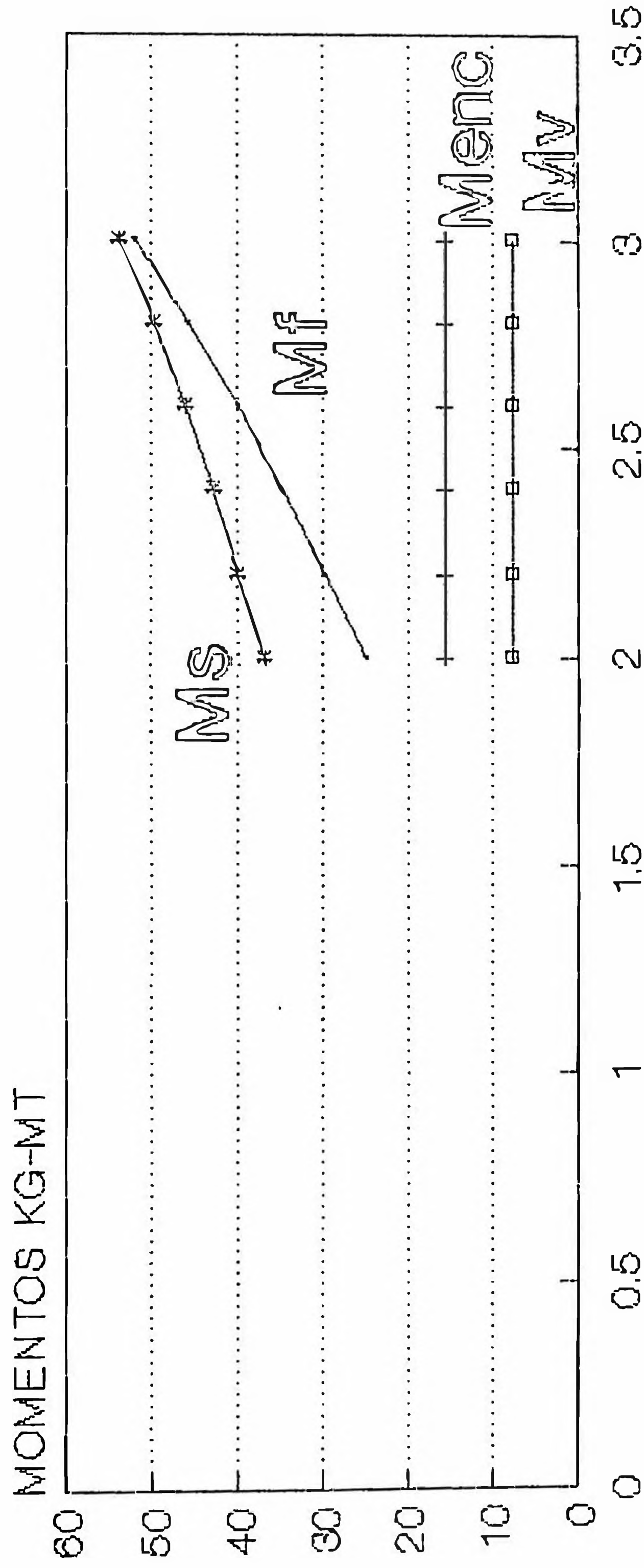
VARIACION DE LA RELACION  $M_e/M_v$  EN FUNCION  
DEL PESO DEL SOPORTE MAS CARGAS VERTICALES

Peso Poste Ton	M.de Fondo Ton-mt	M.Encastr. Ton.mt	M.Estabiliz. Ton-mt	M.de vuelco ton-mt	$M_e/M_v$
12.800	20.498	15.746	34.481	7.664	4.499
13.440	20.840	15.746	34.661	7.664	4.523
14.784	21.549	15.746	35.044	7.664	4.573
17.002	22.697	15.746	35.679	7.664	4.655
20.402	24.405	15.746	36.604	7.664	4.776
25.502	26.855	15.746	38.045	7.664	4.964

Por otra parte, se ha efectuado variaciones en la Fuerza equivalente de volteo, y sin necesidad de variar las dimensiones del macizo se han efectuado los cálculos, obteniendo los resultados siguientes:

- Se ha incrementado el 260% en la Fuerza equivalente de Volteo y evidentemente el momento de fondo no ha cambiado.
- Del mismo modo al no variar las dimensiones del macizo, el momento de encastramiento o de paredes tampoco ha variado.
- Sin embargo el momento de vuelco ha incrementado su valor en un 260%, como se esperaba.
- El coeficiente de seguridad ha disminuido en un 72% respecto del valor original.

# MOMENTOS EN FUNCION DE LA DIMENSION DEL PLANO

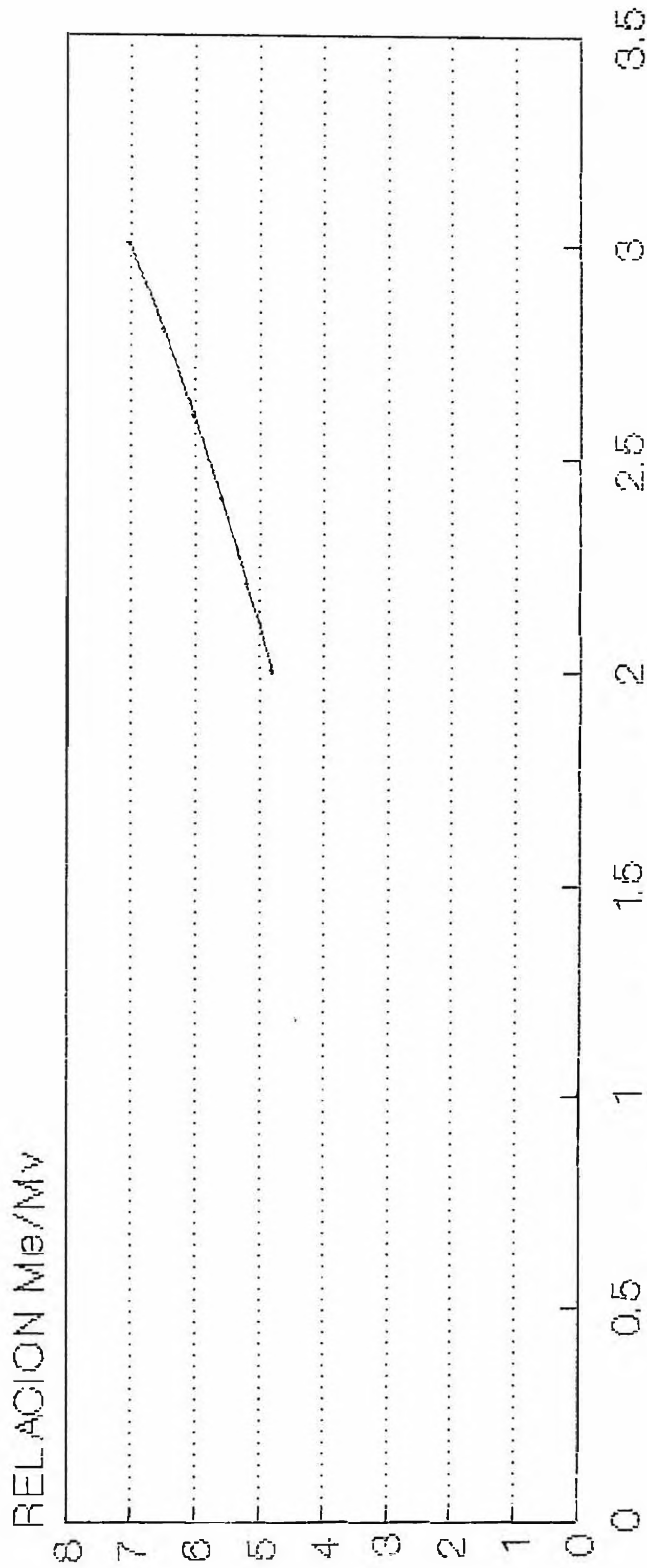


DIMENSION EN EL PLANO DE LA FUERZA

en metros

— De Fondo    — De Encast.    —\*— Estabiliz.    —■— De Vuelco

# RELACION $M_e/M_v$ En Funcion de la Dimension



DIMENSION EN EL PLANO DE LA FUERZA

en metros

—  $M_e/M_v$

Los cálculos se resumen en la forma:

VARIACION DE LA RELACION  $M_e/M_v$  EN FUNCION  
FUERZA EQUIVALENTE DE VOLTEO

=====

Fuer Equiv Ton	M.de Fondo Ton-mt	M.Encastr. Ton.mt	M.Estabiliz. Ton-mt	M.de vuelco ton-mt	$M_e/M_v$
0.443	20.498	15.746	34.481	7.664	4.499
0.487	20.498	15.746	34.481	8.430	4.090
0.585	20.498	15.746	34.481	10.116	3.408
0.760	20.498	15.746	34.481	13.151	2.662
1.064	20.498	15.746	34.481	18.412	1.873
1.596	20.498	15.746	34.481	27.618	1.249

Si se varían las dimensiones del macizo, en este caso se obtendrán nuevos resultados.

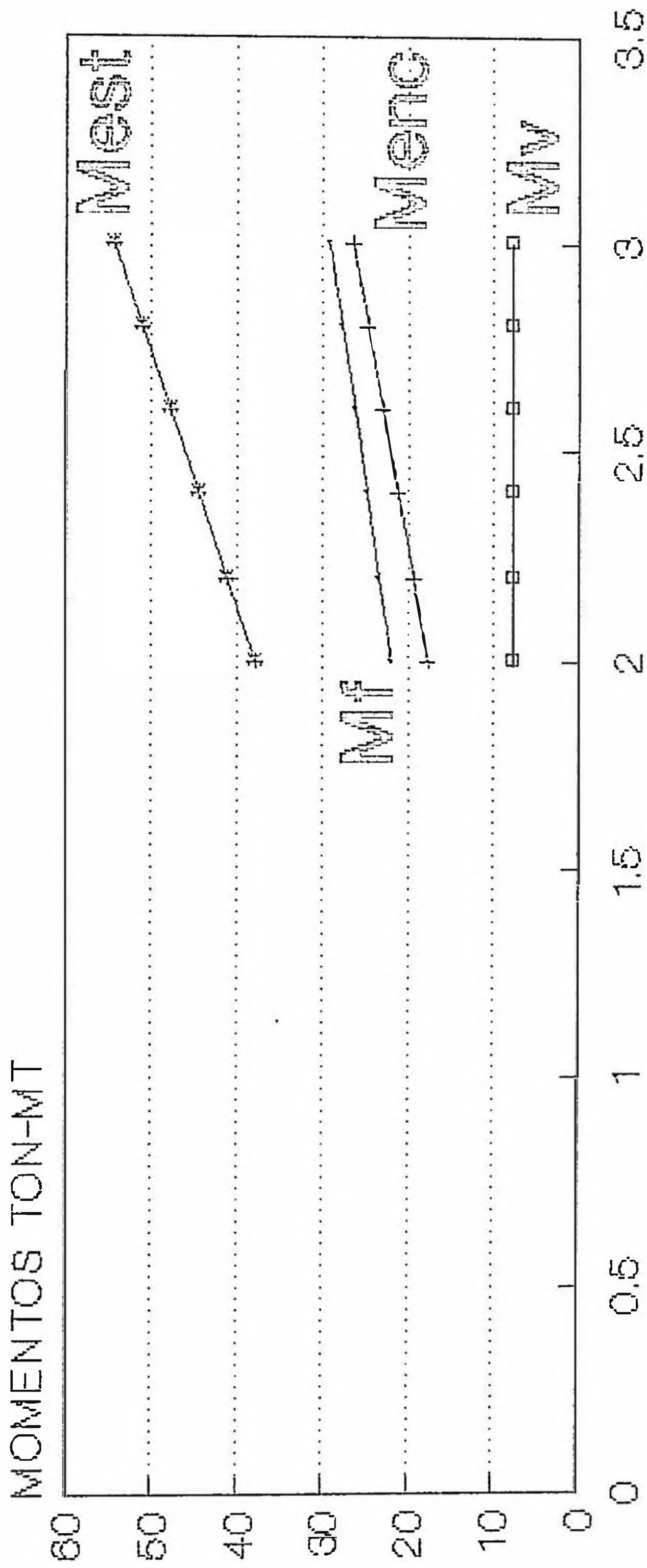
Por ejemplo si se varía la dimensión longitudinal paralela a la dirección de la fuerza equivalente, los resultados son los siguientes:

- Al haberle incrementado en un 50% la dimensión paralela a la fuerza, el momento de fondo ha incrementado su valor en un 108%, lo cual es bastante favorable.
- El momento de encastramiento no va variado.
- El coeficiente de seguridad ha incrementado su valor en casi 90%.

Los resultados del cálculo numérico efectuado con la computadora se muestran a continuación:



# MOMENTO EN FUNCIÓN DE LA DIMENSION NORMAL



DIMENSION EN EL PLANO NORMAL A LA FUERZA

en metros

— De Fondo    — De Encast.    — Estabiliz.    — De Vuelco

VARIACION DE LA RELACION  $M_e/M_v$  EN FUNCION  
DE LA DIMENSION EN EL PLANO DE LA FUERZA

=====

Dimensión Ton	M.de Fondo Ton-mt	M.Encastr. Ton.mt	M.Estabiliz. Ton-mt	M.de vuelco ton-mt	$M_e/M_v$
2.000	24.811	15.746	36.832	7.664	4.806
2.200	29.483	15.746	39.742	7.664	5.186
2.400	34.513	15.746	42.760	7.664	5.579
2.600	39.903	15.746	45.961	7.664	5.997
2.800	45.653	15.746	49.650	7.664	6.478
3.000	51.764	15.746	53.672	7.664	7.003

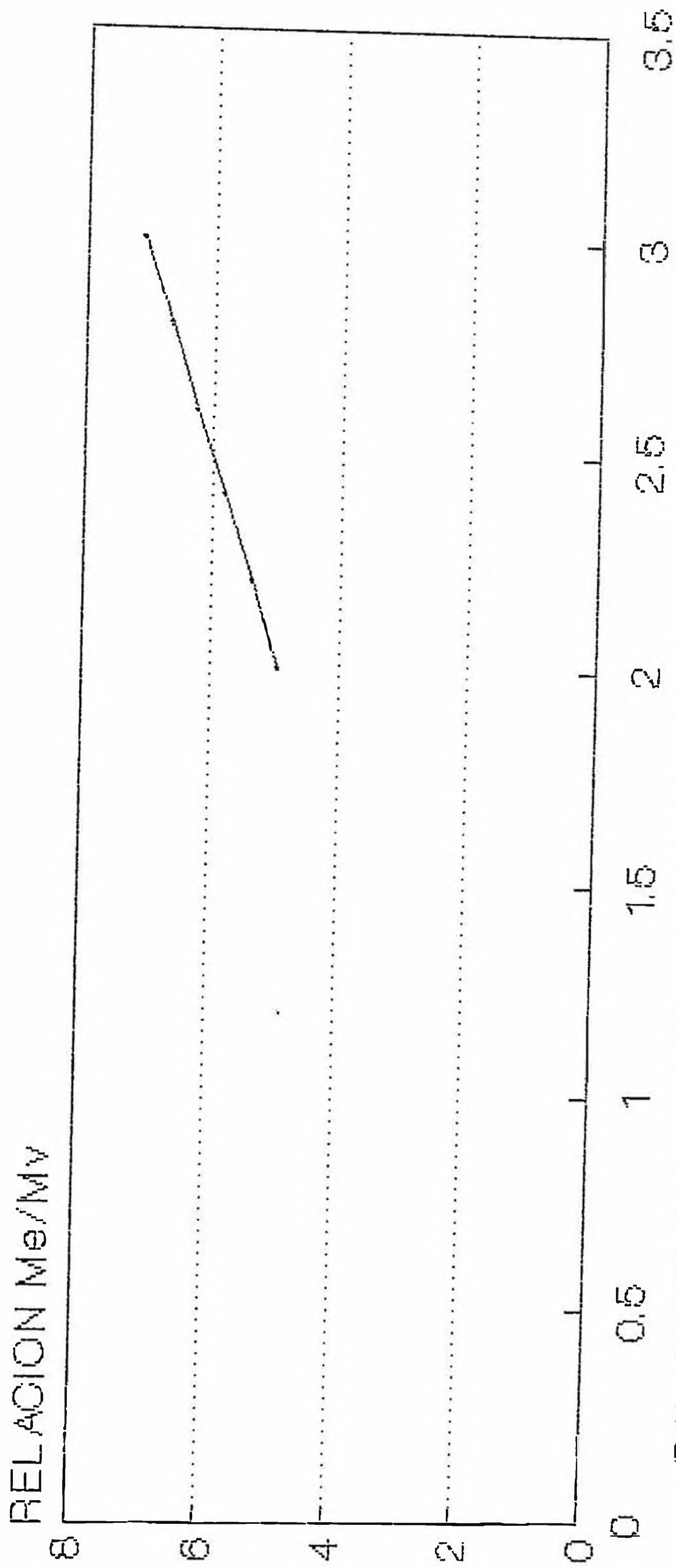
Si se incrementa la dimensión del macizo en la dirección Normal a la fuerza equivalente, en este caso se tienen las conclusiones siguientes:

- Si se incrementa en un 50% la dimensión que se menciona entonces el momento de fondo se ha incrementado en un 32%.
- De igual forma el momento de encastramiento ha incrementado su valor en un 50%.
- Por tanto el momento estabilizante ha crecido en un 43.4%.
- Finalmente el coeficiente de seguridad se ha incrementado en un 43.4%.

Los resultados numericos son los siguientes:

# RELACION Me/Mv

## En Funcion de la Dimension Normal



DIMENSION EN EL PLANO NORMAL A LA FUERZA

en metros

— Me/Mv



VARIACION DE LA RELACION  $M_e/M_v$  EN FUNCION  
DE LA DIMENSION EN EL PLANO DE LA FUERZA

Dimensión Ton	M.de Fondo Ton-mt	M.Encastr. Ton.mt	M.Estabiliz. Ton-mt	M.de vuelco ton-mt	$M_e/M_v$
2.000	21.927	17.496	37.880	7.664	4.943
2.200	23.345	19.246	41.174	7.664	5.373
2.400	24.754	20.995	44.463	7.664	5.802
2.600	26.157	22.745	47.755	7.664	6.231
2.800	27.555	24.494	51.051	7.664	6.661
3.000	28.948	54.329	54.329	7.664	7.089

5.1.2:- Para Torres de Líneas en 138 Kilovoltios

El cálculo de los esfuerzos en las cimentaciones de las torres para 138 kilovoltios y tensiones mayores, es bastante complicado, ya que es necesario considerar el empuje hacia abajo, el tiro hacia arriba y el esfuerzo cortante. En un lado de la torre, el esfuerzo cortante se combina con el empuje hacia abajo (que también incluye el peso de la estructura, el peso de los conductores, etc), y en el otro lado el esfuerzo cortante se combinan con el tiro hacia arriba. Todas estas fuerzas deben considerarse como estando aplicadas en la parte superior de la base, ya que aquí es donde el sistema de arriestrado termina ordinariamente. Aunque el centro de la resistencia de la tierra al esfuerzo cortante se encuentra a cierta distancia por debajo de la parte superior de la base, el tipo de anclaje de acero actualmente utilizando con los miembros que se abren o extiende, compensara el momento

flector y los esfuerzos cortantes, eliminando, por lo tanto, la necesidad de reforzar las cabezas de los ángulos y el empleo de placas especiales para esfuerzos cortantes.

Una riostra horizontal en la parte inferior de la torre justo por encima del terreno redistribuirá el esfuerzo cortante externo aplicado igualmente entre las dos patas y eliminará la dispersión y concentración de los esfuerzos cortantes, pero esta riostra suele omitirse por razones prácticas. Por consiguiente, la distribución del esfuerzo cortante externo es desigual. Las fuerzas de torsión que se suponen igualmente distribuidas en las cuatro caras de una torre cuadrada también determinan un esfuerzo cortante horizontal en la parte superior de cada base y la distribución entre las dos bases de cualquier cara es afectada por el sistema de arriestrado que se adopte, utilizando de forma similar a lo que ocurre con el esfuerzo cortante directo. Cualquier carga horizontal aplicada a una torre con caras inclinadas en las que se omite la riostra horizontal junto al terreno, también producirá un empuje hacia afuera o una tendencia a acercar las patas de las torres que están sometidas a tracción. Las cargas verticales simétricas aplicadas a una torre con caras inclinadas determinan esfuerzos cortantes horizontales iguales en la parte superior de las bases en dirección diagonal con ángulos de 45 grados

con los ejes de la torre que pueden descomponerse en componentes en las cuatro caras. Las cargas verticales asimétricas, tales como las que son producidas por la instalación de un sólo circuito en un lado de una torre de circuito doble, cargas desiguales de cables en los dos lados de una torre, etc., requieren de una investigación especial. Considerando el efecto de las cargas transversales longitudinales y verticales junto con las fuerzas de torsión actuando cada una independiente y deduciendo sus esfuerzos cortantes horizontales respectivos en la parte superior de la base, puede hacerse una tabla a partir de la cual puede obtenerse el esfuerzo cortante resultante máximo que actúa en cualquier dirección en cualquier base.

Aunque el punto de aplicación de la resultante de la resistencia de la tierra contra el esfuerzo cortante es desconocido, en terreno bueno es una suposición segura que la tierra ofrecerá cierta resistencia lateral al desplazamiento, lo que depende de la superficie de rozamiento de la base, de forma que no es absolutamente necesario resistir los esfuerzos cortantes hacia abajo combinados, solo en el fondo de la base. En el caso de fundaciones de concreto en buen terreno, la resistencia lateral de la tierra puede suponerse con seguridad que es del orden del 25% de la presión máxima del apoyo sobre el fondeo de la base.

Las dimensiones generales de las bases deben ser tales que proporcionen una resistencia adecuada al arrancamiento, teniendo en cuenta la profundidad a la cual se introducen en el terreno. La mínima profundidad de introducción no ha de ser menor de 1.80 m, pero profundidades excesivas aumentarán el costo de excavación considerablemente. Se suele considerar que en un buen terreno ordinario la tierra que ofrece resistencia al arrancamiento será la debida al volumen de un tronco de cono o pirámide invertido de tierra, cuyas caras formen con la vertical un ángulo de 60 grados.

Esto puede ser modificado para suelos húmedos. Puede considerarse que la tierra ordinaria pesa 1600 kg/m<sup>3</sup> y el concreto 2300 kg/m<sup>3</sup> en promedio.

El factor de seguridad contra el vuelco de la torre debe ser al menos del 1.5 y preferiblemente del 1.75 respecto al tiro producido por las cargas de trabajo.

Las fundaciones de parrilla, son generalmente utilizados en torres de alineamiento y de ángulo cero, este tipo de fundación resistirá los esfuerzos cortantes y de flexión satisfactoriamente. La parrilla misma debe presentar una superficie plana en el fondo con una superficie de sustentación suficientemente grande para el terreno donde se utiliza.

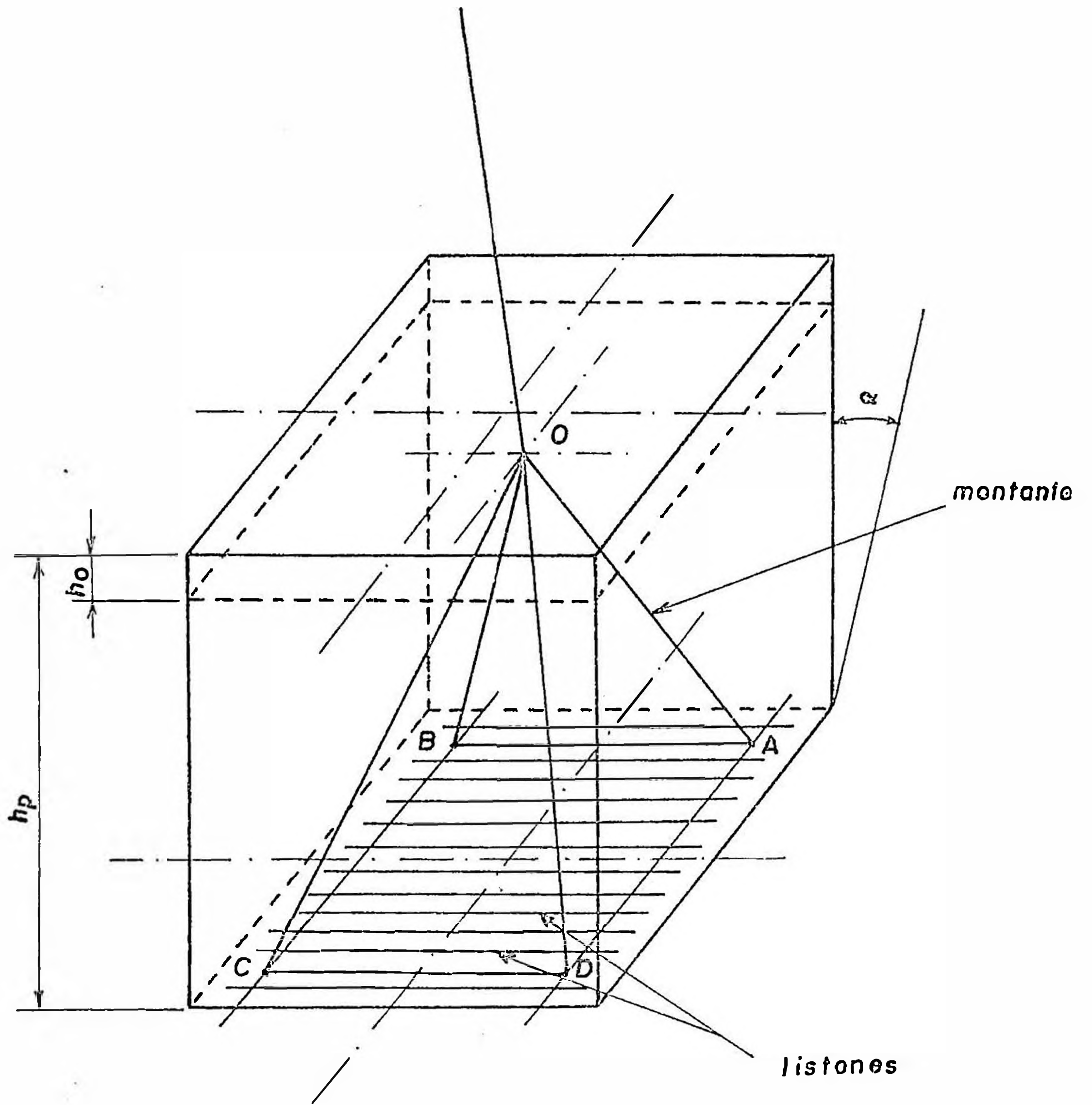
El terreno bueno promedio seco, arenoso o de grava resistirá sin asentamiento indebido una carga de trabajo de  $3\text{kg/cm}^2$ . Esto debe modificarse para los terrenos más pobres, tales como arcilla y terreno aluvial. Cuando el terreno está sujeto a inundaciones o es probable que esté permanentemente húmedo, las parrillas pueden alojarse en concreto a fin de aumentar la superficie de rozamiento y también proporcionar una resistencia adicional contra el arrancamiento.

Las cimentaciones de concreto, se utilizan generalmente en torres de ángulo y de anclaje y para todas las estructuras especiales que requieran gran resistencia, tales como las torres en cruces de ríos y las torres en los extremos de vanos extremadamente largos.

DISEÑO DE CIMENTACIONES CON PARRILLA

- CAPAC. PORT (Kg/cm<sup>2</sup>) : Capacidad portante, es la presión sobre el suelo.
- ANGULO CONO (°) : Angulo de arrancamiento.
- DENSIDAD DE LATIER (Kg/m<sup>3</sup>) : Densidad de la tierra, es el peso volumétrico.
- HUNDIMIENTO DE LA PATA (m) : Altura de hundimiento de la pata (ver el dibujo I).
- ESTAB. : Estabilidad, es la relación entre el peso de tierra estabilizador y el esfuerzo de arrancamiento.
- FRES. : Es la presión sobre el suelo.

PARRILLA PARA TORRE DE 138 Kv.



3) Estabilidad y comprensión

hp : profundidad de la parrilla (m).

ho : hundimiento de la pata (m).

a : dimensión transversal de la parrilla (m).

b : dimensión longitudinal de la parrilla (m).

a1 : excentricidad // a (m).

a2 : excentricidad // a (m).

$\alpha$  : ángulo del cono ( $^{\circ}$ ).

do : densidad de la tierra (Kg/m<sup>3</sup>).

A : esfuerzo de arrancamiento (Kg).

N : esfuerzo de comprensión (Kg).

R1 : esfuerzo transversal cortante (Kg).

R2 : esfuerzo longitudinal cortante (Kg).

1 Estabilidad

\* Volumen de la tierra levantada (m<sup>3</sup>)

$$V_e = abhp + tg\alpha(a+b)hp^2 + tg^2\alpha \frac{\pi}{3} hp^3$$

\* coeficiente de estabilidad

$$K_e = \frac{V_e \times d_o}{A}$$

2 Comprensión sobre el suelo

\* Cálculo de las presiones

$$P_1 = (N + d_o abhp)/ab + 6 Na_1/ab^2 - 6 Na_2/a^2b - 6 R_1 (hp-ho)ab^2 + 6 R_2 (hp-ho)/a^2b.$$



$$F2 = (N + do abhp)ab - 6 Na1/ab^2 - 6 Na2/a^2b + 6 R1 (hp-ho)/ab^2 + 6 R2 (hp-ho)/a^2b$$

$$F3 = (N + doabhp)/ab - 6 Na1/ab^2 + 6 Na2/a^2b + 6 R1 (hp-ho)/ab^2 - 6 R2 (hp-ho)/a^2b$$

$$F4 = (N + doabhp)/ab + 6 Na1/ab^2 + 6 Na2 /a^2b - 6 R1 (hp-ho)/ab^2 - 6 R2 (hp-ho)/a^2b$$

$$U1 = (3F2 + F3)/4$$

$$U2 = (3F2 + F1)/4$$

$$U3 = (3F3 + F2)/4$$

$$U4 = (3F3 + F4)/4$$

$$U5 = (3F4 + F3)/4$$

$$U6 = (3F4 + F1)/4$$

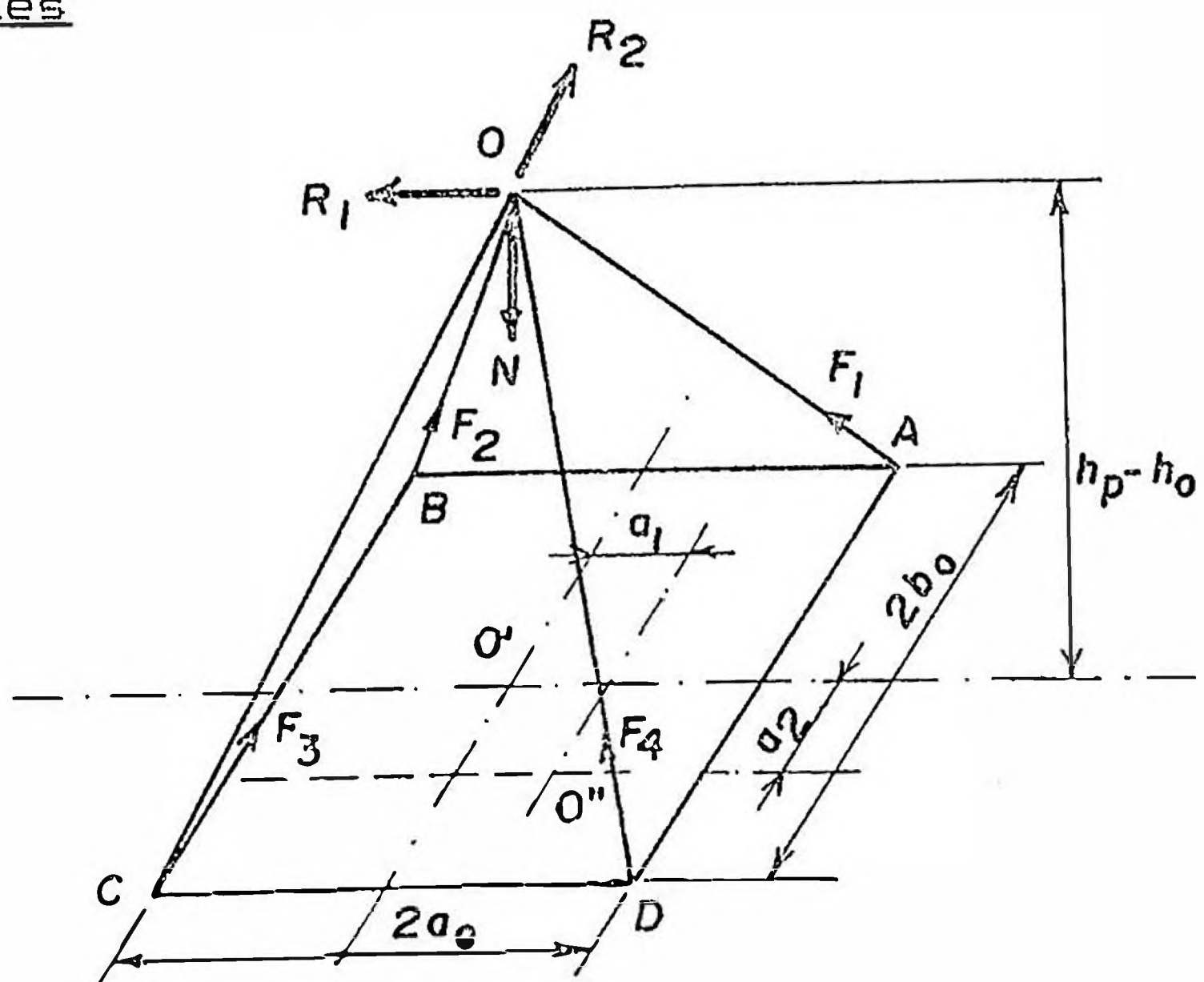
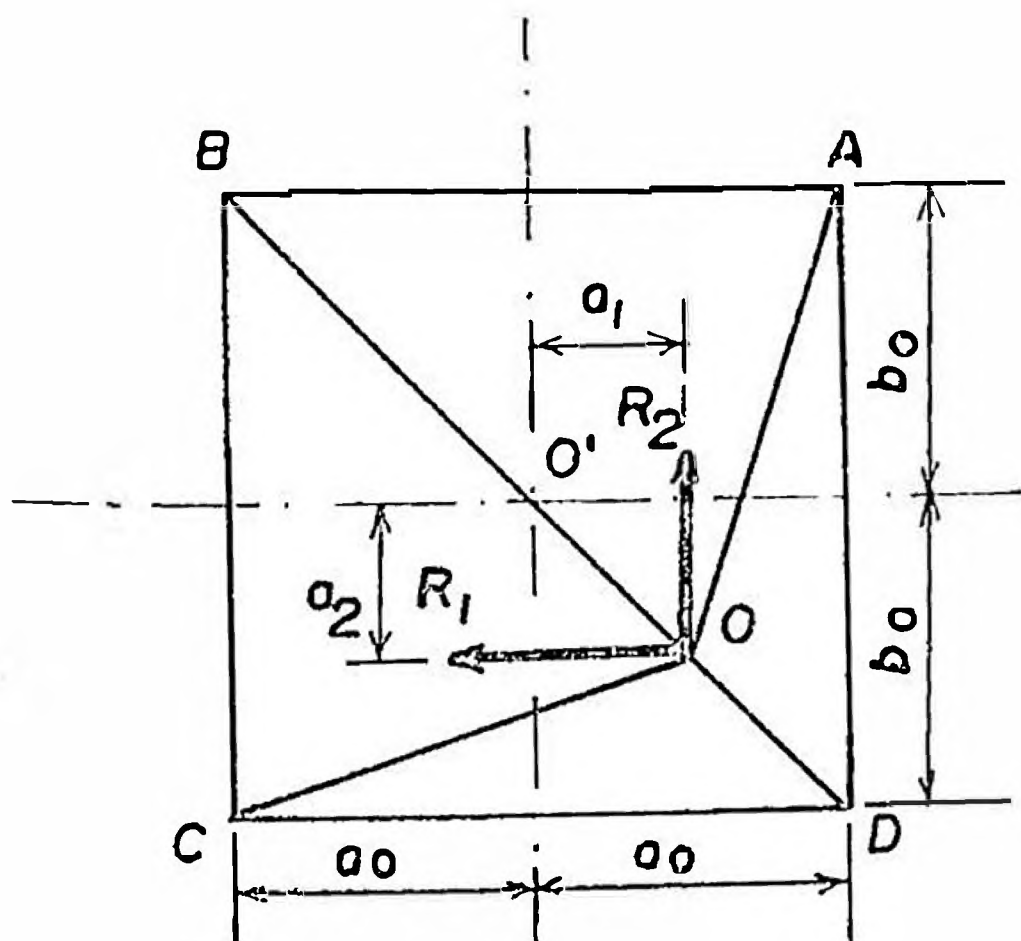
$$U7 = (3F1 + F4)/4$$

$$U8 = (3F5 + F2)/4$$

\* Compresión sobre el suelo

$$F = \text{MAX} (U1, U2, U3, U4, U5, U6, U7, U8)$$

Cálculo de los montantes



1 Dimensiones de los 4 ángulos

$$m1 = OA = \sqrt{(hp-ho)^2 + (ao-a1)^2 + (bo+a2)^2}$$

$$m2 = OB = \sqrt{(hp-ho)^2 + (ao+a1)^2 + (bo+a2)^2}$$

$$m3 = OC = \sqrt{(hp-ho)^2 + (ao+a1)^2 + (bo-a2)^2}$$

$$m4 = OD = \sqrt{(hp-ho)^2 + (ao-a1)^2 + (bo-a2)^2}$$

2 Esfuerzos en los 4 ángulos

$$F1 = \frac{m1}{4aobo (hp-ho)} \times ( N (ao+a1) \times (bo-a2) -$$

$$R1 (hp-ho) (bo-a2) + R2 (hp-ho) (ao+a1) )$$

$$F2 = \frac{m2}{4aobo (hp-ho)} \times ( N (ao+a1) \times (bo-a2) +$$

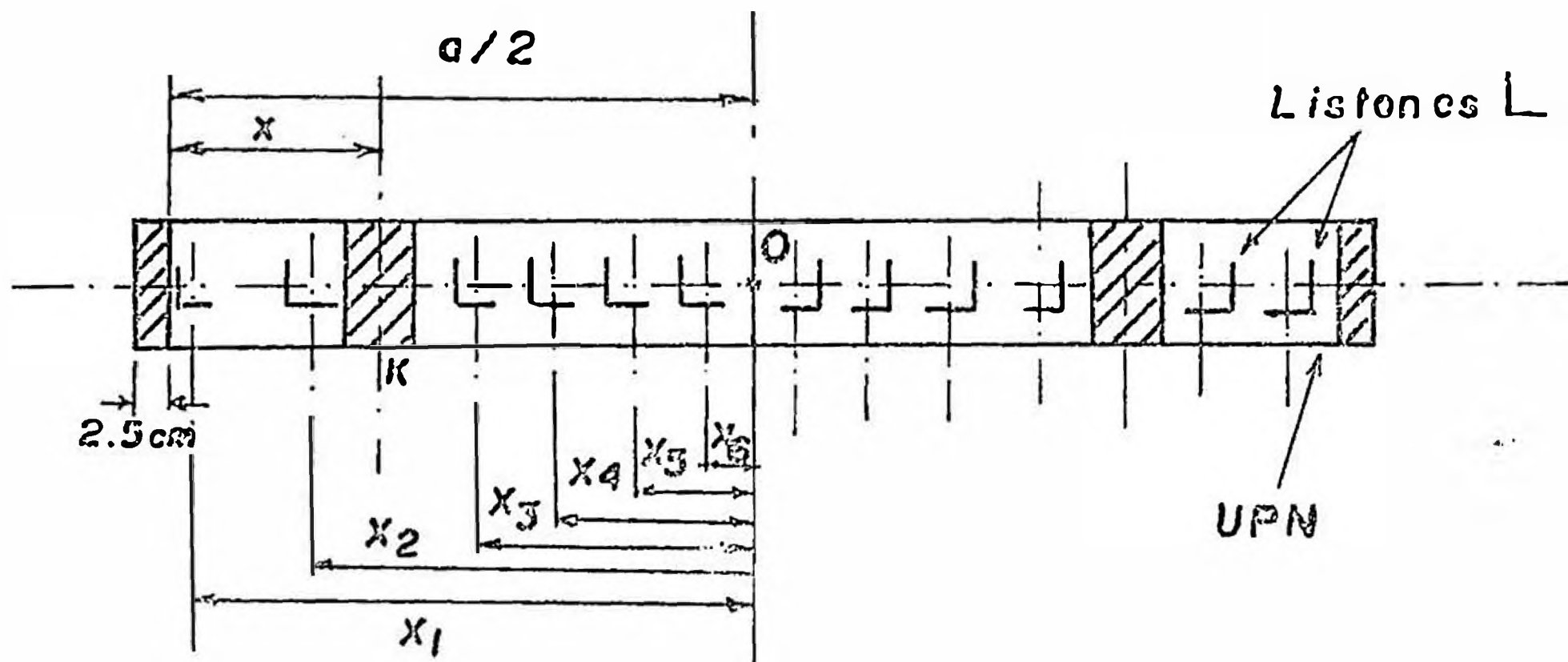
$$R1 (hp-ho) (bo-a2) + R2 (hp-ho) (ao-a1) )$$

$$F3 = \frac{m3}{4aobo (hp-ho)} \times ( N (ao-a1) \times (bo-a2) +$$

$$R1 (hp-ho) (bo+a2) - R2 (hp-ho) (ao-a1) )$$

$$F4 = \frac{m4}{4aobo (hp-ho)} \times ( N (ao+a1) \times (bo+a2) -$$

$$R1 (hp-ho) (bo+a2) - R2 (hp-ho) (ao+a1) )$$

5 Cálculo de los listones y U1 Momentos : Verificación de los listones

$$M1 = \frac{F \times b}{2 \times N} - \frac{a \times (a-2x)}{2} - \left( \frac{a-2x}{2} + x \right)^2$$

$$M2 = \frac{Pbx^2}{2N}$$

N : Número de listones

M1 : Momento de flexión en K

M2 : Momento de flexión en O'

Se busca en momento máximo entre M1 y M2 y se calcula la relación k que debe ser superior a 1 :

$$k = \frac{E \times I/V}{\text{MÁX} (M1, M2)}$$

E : Límite de elasticidad de los listones (Kg/cm<sup>2</sup>)

I/V : Módulo de inercia de los listones (cm<sup>3</sup>)

## 2 Momentos : Verificación del U

$$M3 = \frac{F_{ab}}{2N} (x1 + x2 - x6) - \frac{F_{ab}}{4} x \quad \text{momento en } a'$$

$$M4 = \frac{F_{ab}}{2N} (x1 - x) + (x2 - x) \quad \text{momento en K}$$

De la misma manera, se busca el momento máximo entre M3 y M4 y se calcula la relación k' que debe ser superior a 1. .

$$k' = \frac{E \times I_x}{\text{MAX} (M3, M4)}$$

E : Limite de elasticidad del U (Kg/cm<sup>2</sup>)

I<sub>x</sub> : Momento de inercia del U (cm<sup>4</sup>)

## TORRE TIPO A SUELO 3

CAPAC.PORT.	ANGULO CONO	DENSIDAD DE LA TIER.	HUNDIMIENTO DE LA PATA
1.00	10	1600	0.70

ESF.DE ARRANCAMIENTO	ESF.DE COMPRES.	ESF. TRANSV.CORT.	ESF. LONGIT.CORT.	ESTB.	PRES.
13995	20845	2440	1898	1.07	0.68

RESULTADOS	ALTURA	a TRANSV.	b LONGIT.	VOL.DE EXCAV.	EXCEN/a	EXCEN/b
DIMENSIONES DE LA PARILLA	1.95	1.85	1.85		0.11	0.11
DIMENSIONES DE LA EXCAVA.	2.00	2.05	2.05	33.62		

## LISTONES Y U

DISPOS.	ANGULO	LIM.ELA	l/v	N	%	x	Mt/APOYO	Mt/CENTRO	CARGA	RE.FUER
// a	60 60 6.0	2400	5.29	16	52	36.00	5165	7557	0.0797	1.679
U	100 6.0	2400	39.0			38.50	51982	43134		1.802

## MONTANTES

L1	L2	L3	L4
1.4805	1.5622	1.4842	1.3980

ESFUERZO/1	ESFUERZO/2	ESFUERZO/3	ESFUERZO/4
6148	6630	6883	5090

ANGULO	SECCION	LIM.EL	ESF.MAX	ESF.CALC.	RELAC.
50 50 6.0	5.69	2400	6883	1209.83	1.98

## 5.2.- Análisis de Sensibilidad.

### 5.2.1.- Efecto del Cambio de Sección sobre el Momento estabilizante

De acuerdo con lo que se propone, en el presente Proyecto, se ha tomado como modelo, un caso real de cálculo, para un terreno de características relativamente normales, es decir, tierra ligeramente dura, con pequeñas piedras, cuya característica es de un Peso específico de 1800 Kg/m<sup>3</sup>, lo cual corresponde a una presión admisible del terreno de 2.00 Kg/cm<sup>2</sup>.

Se ha efectuado el cálculo para las dimensiones de 2x2x2 metros de cimentación, habiéndose obtenido un coeficiente de seguridad de  $M_e/M_v$  igual a 3.516, lo cual corresponde a un valor alto; sin embargo planteamos a partir de este resultado, cambiar las dimensiones del macizo.

Las dimensiones que se han variado son:

- Dimensión en el plano paralelo a la fuerza que tiende a voltear el soporte.
- Dimensión en el plano perpendicular a la misma fuerza.

El cálculo se ha efectuado variando la primera dimensión y repitiendo el mismo para la segunda dimensión.

## LINEAS DE TRANSMISION DE POTENCIA

Cálculo de Cimentaciones  
Método de sulzberger

## CARACTERISTICAS DEL TERRENO:

Peso Específico del Terreno	Kg/m <sup>3</sup>	:	1800.000000
Presión Admisible del terr.	Kg/cm <sup>2</sup>	:	2.000000
Indice de Compresib. de Paredes	Kg/cm <sup>3</sup>	:	4.500000
Indice de Comresib. del fondo	Kg/cm <sup>3</sup>	:	5.000000
Ind. de Compresib. en la reducción	Kg/cm <sup>3</sup>	:	5.000000
Angulo de la Tierra Gravante en grados		:	7.000000
Coefficiente de Fricción Terreno-Hormigón		:	0.400000

## CARACTERISTICAS EL SOPORTE:

Peso del Soporte mas cargas verticales	Kg	:	4433.000000
Fuerza Equivalente de Volteo	Kg	:	443.000000
Altura de Aplicación de la Fuerza en	mt	:	16.100000
Profund del empotramiento de la Columna	mt	:	1.500000
Diámetro del poste en la Base en	mt	:	0.300000
Inclinación Admisible		:	0.01000
Peso Específico del Hormigón.	Kg/m <sup>3</sup>	:	2.200000

## CIMENTACION DE BLOQUE UNICO

Dimensión en el Plano de la Fuerza	mt	:	2.000000
Dimensión en el Plano Normal a la Fuerza	mt	:	2.000000
Profundidad	mt	:	2.000000
Altura sobre el suelo de la base	mt	:	0.000000

## CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION

Volumen de la Excavación	mt	:	8.000000
Peso de la Cimentación	Kg	:	17.366737
Volumen de la Cimentación	m <sup>3</sup>	:	7.893971
Peso de la Tierra Gravante	kg	:	3825.654541
Volumen de la Tierra Gravante	m <sup>3</sup>	:	2.125364
Carga total Vertical	kg	:	8276.021484

## CARGAS APLICADAS Y RESISTENTES

Momento de Fondo	Kg-mt	:	7157.010996
Angulo Limite		:	0.000414

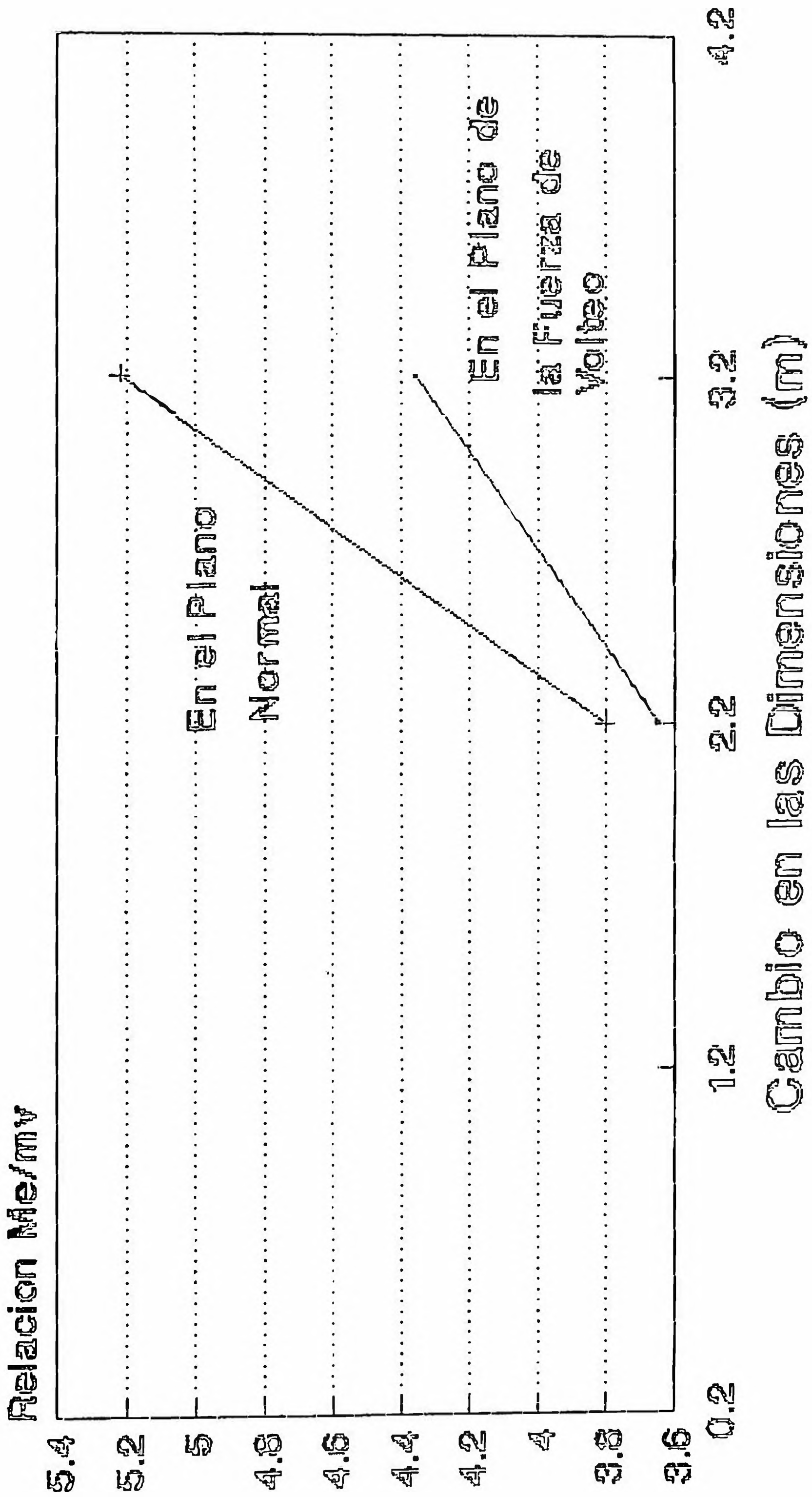






# EFFECTO DEL CAMBIO DE SECCION

Sobre el Momento Estabilizante



— En el Plano de F — En el Plano Normal

zación del soporte, en comparación a la variación de la dimensión en el plano paralelo a la fuerza.

El gráfico muestra, que si se incrementa un metro aproximadamente la dimensión en el plano normal de la fuerza el coeficiente de seguridad se incrementa de 3.8 a 5.2 en cambio para el mismo incremento en la dimensión en el plano paralelo el coeficiente de seguridad solo excede en 3.64 a 4.35.

Lo que significa que durante el proceso de montaje, si se desea mejorar la estabilización del soporte deberá incrementar la dimensión en el plano normal de la fuerza.

#### 5.2.2.- Efecto de la profundidad de la Cimentación

Para el mismo caso que el descrito en 5.2.1., se ha efectuado los cálculos, pero esta vez variando solamente la profundidad, es decir manteniendo constante la sección de la cimentación.

Los resultados del cálculo fueron los siguientes:

#### VARIACION DE LA RELACION $M_e/M_v$ EN FUNCION DE LA PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION

Profundidad mt	M.de Fondo Ton-mt	M.Encastr. Ton.mt	H.Estabiliz. Ton-mt	M.de vuelco ton-mt	$M_e/M_v$
2.200	7.883	29.282	37.165	7.782	4.776
2.400	8.680	41.472	50.152	7.841	6.396
2.600	9.550	57.122	66.672	7.900	8.439
2.800	10.494	76.832	87.326	7.959	10.972
3.000	11.512	101.250	112.762	8.018	14.063
3.200	12.605	131.072	143.677	8.077	17.788

El resultado obtenido, ha sido llevado al gráfico que se muestra a continuación, lo cual por si mismo resalta que incrementando en un metro la profundidad, el coeficiente de seguridad se incrementa de 4.77 hasta 17.788.

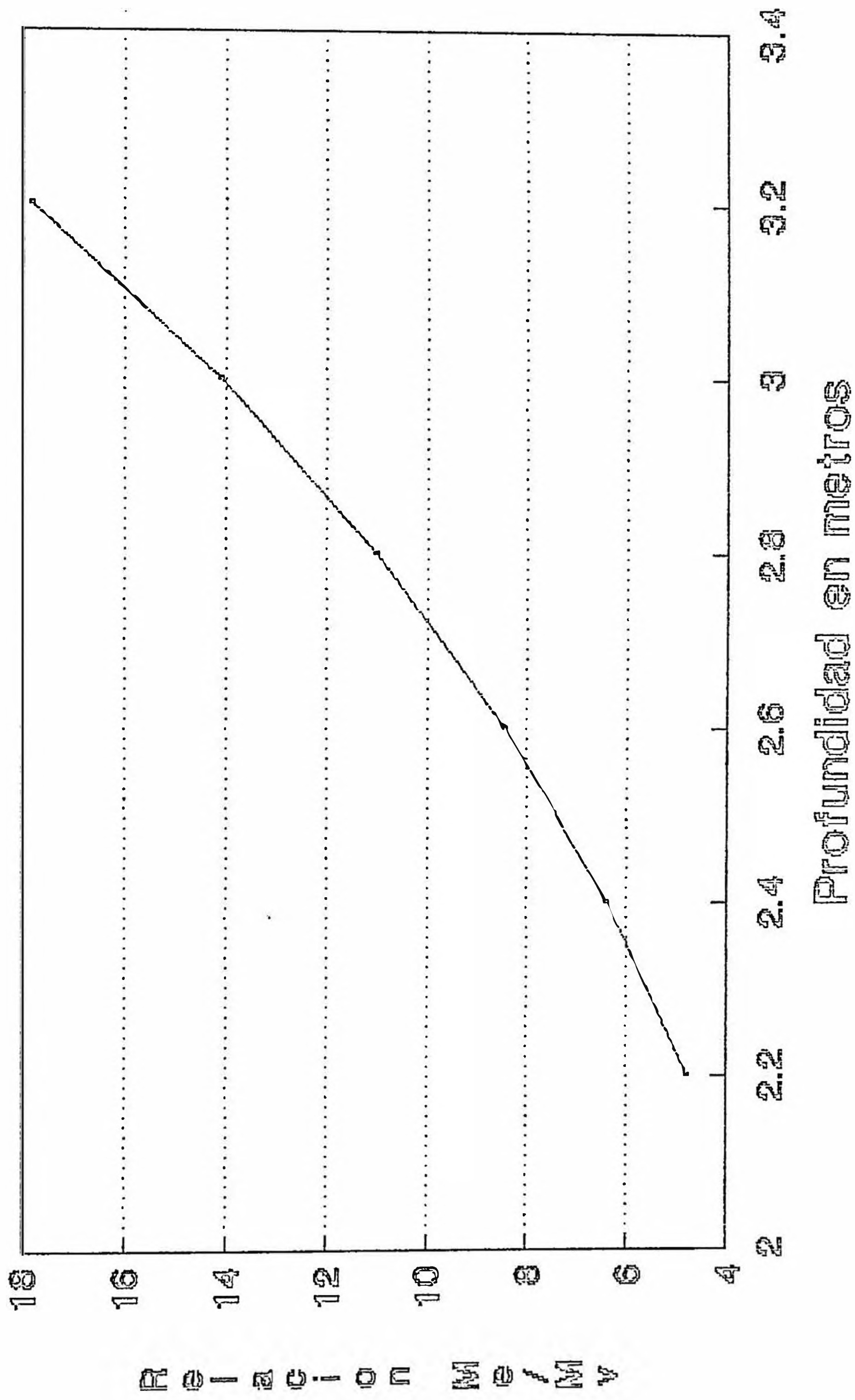
Esta es la razón, por lo que en la medida de lo posible, es mejor incrementar la profundidad de la cimentación si se desea ganar estabilidad del soporte.

Sin embargo, existe una limitación física, y es que el personal a cargo del trabajo de excavación tendrá dificultades físicas para incrementar la profundidad.

En todo caso primero es mejor incrementar la profundidad, luego la dimensión en el plano normal de la fuerza de volteo, y por último incrementar la dimensión en el plano paralelo, en ese orden deberá trabajarse en el campo si se desea ganar estabilidad del soporte.

# CAMBIO EN LA PROFUNDIDAD (m)

## Efecto sobre el Momento Estabilizante



## CAPITULO 6

### ANALISIS ECONOMICO

6.1 Análisis Preliminar: efecto de un buen diseño de la cimentación sobre el costo del proyecto de una línea de transmisión.

De acuerdo con los datos obtenidos para un proyecto de una Línea de Transmisión en 60 kilovóltios, el costo por kilómetros de línea está alrededor de 45 000 dólares por kilómetro, de esta cantidad el 10% representan los costos de la cimentación de los soportes, es decir 45 000 dólares por kilómetro.

Si suponemos una línea de 90 kilómetros de longitud (que es promedio para líneas de este nivel de tensión), entonces los costos por cimentación ascienden a 405 000 dólares.

Por tanto, es necesario optimizar el cálculo de las cimentaciones, si se desea obtener resultados económicos tanto en la cimentación como consecuencia para el proyecto integral de la línea.

Por otra parte, juega un papel importante la asignación del coeficiente de seguridad de diseño (que no



es igual al coeficiente de seguridad recomendado por la norma).

Generalmente, como el cálculo es por tanteos, es decir se van probando valores de las dimensiones, hasta conseguir que el momento estabilizante sea mayor que el momento de volteo multiplicado por el coeficiente de seguridad, entonces durante el proceso, cuando se consigue esta desigualdad, se detiene el cálculo, pero casi nunca se toma el valor exacto.

El proyecto de tesis que se expone, propone a través de cálculo computacional, llegar a la igualdad, ya que con ello se obtendrán las dimensiones mínimas.

El costo de la cimentación, siendo proporcional a las dimensiones del macizo será más barato si se optimiza el cálculo mecánico en la cimentación.

Otro aspecto importante y que incide para el cálculo económico del soporte, es que para un mismo volumen de concreto, las dimensiones pueden variar, sin embargo desde el punto de vista constructivo es más fácil hacer excavaciones de sección mayor si la profundidad es mínima. Es decir, cuando se ejecuta la obra, es más difícil efectuar una excavación más profunda, por lo que será necesario incrementar la sección de excavación para

dar mayor comodidad al personal encargado, por supuesto encareciendo el costo de la cimentación.

#### 6.2.- Cálculo del Costo de la Cimentación

La evaluación que deberá efectuarse para cada proyecto de línea no es lo mismo para todas las líneas, aun cuando sean del mismo nivel de tensión y el mismo conductor, debido a que las cimentaciones dependen también del tipo de terreno por donde para la línea.

En este sentido, para la ejecución de la obra, el costo se ve afectado por diversos aspectos tales como por ejemplo, tipo de terreno, dimensiones del terreno, dificultad para efectuar las excavaciones, cantidad de personal requerido para los trabajos de la cimentación.

Si el terreno en donde se ubica el soporte fuera roca, entonces el costo es aun mayor por efecto de la necesidad de utilizar explosivos para efectuar la excavación, sin mencionar que en la actualidad, es una condición llevar al personal de policia al lugar a fin de que constaten que efectivamente, la dinamita será utilizada para la voladura de la roca.

Por tanto, mencionaremos aspectos que son necesarios tomar en cuenta para el cálculo del costo de la cimentación.

### 6.2.1.- Aspectos que se consideran para la evaluación del costo de la cimentación

#### 1.- Excavaciones:

La excavación incluye todas las operaciones de perforación, voladura, rectificación, carga, transporte, disposición y nivelación de los materiales en los lugares de descarga aprobados, o en los sitios donde vayan a emplearse como material de relleno.

#### 1.1 Excavación a cielo abierto.-

A cielo abierto se ejecutan las excavaciones, sea en excavación libre, sea en zanja ó sea en pozo. Los materiales excavados a cielo abierto se clasifican como siguen:

Material Suelto (Tierra dura, tierra blanda ó arena y roca alterada)

Se considera material suelto todo aquel que pueda excavarse a mano o por medios mecánicos, sin el uso de explosivos. Así mismo se considera material suelto aquel constituido por bloques de roca ó piedras sueltas, cuyo volumen no sobrepase 1.75 mt<sup>3</sup> en caso de excavación libre y de 0.30 mt<sup>3</sup> en zanjas ó pozos. Se consideran incluidos en esta definición todos los materiales duros y compactos.



## Roca

Se considera como roca viva todo bloque con un volumen mayor de 0.75 mt<sup>3</sup> en caso de excavación libre ó de 0.70 mt<sup>3</sup> en zanjas o pozos, y de resistencia y estructura tales que no pueda ser removido ó demolido sin el empleo de explosivos. Incluirá también el concreto ó manposteria existentes que debe ser distribuidos.

### 1.2 Uso de explosivos

Los explosivos, fulminantes y mechas, deberán transportarse y almacenarse en lugares apropiados y de manera que esten protegidos contra accidentes, daños y robo.

Los explosivos deben ser almacenados en un lugar alejado de la obra y los detonadores no deben estar nunca juntos a los explosivos.

Las operaciones de carga deberán ser ejecutadas por personal especializado, antes de iniciarse las operaciones de excavación con explosivos, deberá someterse a la aprobación e informaciones que indique el sistema de perforación, el número y potencia de las cargas, la secuencia de los encendidos y las medidas de precauciones previstas. La excavación en la cercanía de estructuras de instalaciones o para el ajuste de perfiles, para los drenajes, zanjas, etc o donde sea

expresamente requerido, serán ejecutadas con métodos y mediante el uso de explosivos de potencia reducida.

### 1.3 Método de excavación.

La excavación puede ejecutarse con cualquier equipo de excavación y transporte que sea adecuado para este tipo de trabajo.

La excavación detallada deberá efectuarse con explosivos de potencia reducida, de manera de evitar cualquier sobreexcavación.

### 1.4 Sobreexcavación.

Se debe tomar todas las precauciones posibles y usar los métodos de excavación más adecuados, para evitar la fracturación de la roca y su eventual desplazamiento, fuera de las líneas de excavación indicadas en los planos.

Las rocas sueltas ó fracturadas que esten fuera de los límites fijados y que se deban a negligencia durante las operaciones de excavación, deberá removerse a lugares seguros. Es importante tratar de no modificar la ecología de los lugares donde se realizen trabajos con explosivos.

### 1.5 Disposición de los materiales excavados.

El material de excavación se dispondrá en las áreas indicadas, de forma tal que resulte firme, estable,

suficientemente drenado y de acuerdo a líneas y taludes que se especifiquen en los proyectos.

#### 1.6 Pruebas de Terreno.

Con el propósito del cálculo de la adecuada cimentación a lo largo de la línea se llevará a cabo pruebas y mediciones de:

- Resistencia mecánica del terreno, mediante penetrómetro.
- Agresividad química del terreno (medición del PH).
- Resistividad eléctrica del terreno.

#### 2.- Rellenos

Los tipos de rellenos que se deben usar se definen a continuación:

- a. Relleno impermeable.- Material consistente en una mezcla natural de grava fina, arena, limo, arcilla, colocado en capas y compactado hasta formar un material esencialmente impermeable.
- b. Relleno de arena y colchón de filtro.- Arena y grava colocadas en capas y compactadas, usadas como material de drenaje.
- c. Relleno Alrededor de estructuras.- Materiales seleccionados colocados por capas y compactado, para

rellenar el espacio entre las caras de paredes de la cimentación y la cara excavada del terreno.

### 3. Colocación de las cimentaciones.-

De acuerdo a las dimensiones se harán todas las actividades necesarias para el vaciado de concreto en la zanja, así el montaje de la estructura ó sopORTE.

#### 6.2.2.- Determinación del costo de la cimentación

Las dimensiones de la cimentación deberán ser calculadas de tal modo que se obtengan los valores mínimos necesarios que cumplan con la desigualdad  $M_e > (F.S.) M \text{ volteo.}$

Por otra parte cuando mayores sean las dimensiones, mayor será el volumen y por tanto mayor es el costo, por esta razón es posible decir que:

$$\text{Costo} = K \cdot \text{volumen}$$

donde:

K: costo de todas las actividades para realizar la cimentación en dólares por  $\text{mt}^3$ .

Entonces si se logra obtener un menor volumen, se tendrá en menor costo.

El análisis puede ser efectuado de la forma siguiente:

Supongamos que deseamos dimensionar la cimentación de un soporte monoposte de 96Kv. Tomamos los datos de la línea de transmisión Mantaro-Cobriza:

Fuerza de volteo :  $F = 0.719 \text{ Ton.}$

Altura de aplicación :  $H = 15.60 \text{ mt.}$

Peso del soporte mas :  $P = 3.34 \text{ Ton.}$   
cadenes y conductor.

Costo promedio del :  $K = 350 \text{ \$/mt}^3$   
concreto más trabajos

Si utilizamos el concreto de peso específico 2.2  $\text{Tn/mt}^3$  sobre un terreno relativamente normal de características  $C_t = 1000 \text{ Ton/mt}^3$  a 2.0 mt de profundidad.

Entonces el momento de volteo será:

$$M_v = F (H + 2/3 t)$$

$$M_v = 0.719 ( 15.60 + 2/3 t) \text{ Ton-mt}$$

El momento equilibrante dado por Sulzberger; empleamos la fórmula simplificada:

$$M_e = \frac{b \cdot t^3 \times C_t \cdot \operatorname{tg} \alpha + 0.4 G \cdot b}{36}$$

En donde:

Dimensiones del macizo :  $b \times b \times t$  (mt<sup>3</sup>)

Coefficiente de compresibilidad :  $C_t$ . Ton/mt<sup>3</sup>

A  $t$  metros

Peso total del soporte más :  $G$ . (Ton)

Accesorios y peso de la cimentación.

El comportamiento del coeficiente de compresibilidad del terreno es lineal, en función de la profundidad  $t$ :

Tenemos que para un terreno normal  $C_t = 10000$  Ton/mt<sup>3</sup> medido a 2 mt. de profundidad, por tanto

$$C_t = \frac{1000}{2} \times t$$

Además el ángulo de giro será tal que cumpla con la condición:

$$\operatorname{tg} \alpha = 0.01 \text{ (como máximo)}$$

El peso total será:

$G = 2.2b^2 + 3.34$  toneladas; por lo que entonces el momento equilibrante es:

$$M_e = \frac{bt^3}{36} \left( \frac{1000}{2} t \right) (0.01) + 0.4 (2.2b^2 t + 3.34)b$$

Si asumimos un coeficiente de seguridad de 1.5, deberá entonces cumplirse que:

$$M_e \geq 1.5 M_o$$

Entonces:

$$0.139bt^4 + 1.4b (2.2b^2 t + 3.34) \geq 1.5 \times 0.719 (15.6 + 2/3t)$$

Tomando la igualdad y efectuando operaciones:

$$0.139bt^4 + 0.88b^3t + 1.336b = 16.824 + 0.719t$$

dividiendo entre 0.88 obtenemos

$$0.158bt^4 + b^3t + 1.52b + 19.12 = 0.82t$$

reordenando respecto a "b"

$$(t)b^3 + (0.158t^4 + 1.52)b - (0.82t + 19.12) = 0$$

ó también:

$$b^3 + (0.158t^3 + 1.52)b - \left( \frac{0.82}{t} + \frac{19.12}{t} \right) = 0$$

que es una ecuación cúbica que puede ser resuelta respecto a "b" utilizando la fórmula de Cardano.

Si hacemos:

$$q = 0.158t^3 + \frac{1.52}{t}$$

$$r = - \left( 0.82 + \frac{19.12}{t} \right)$$

Para cada valor de  $t$  (profundidad en metros), podemos evaluar los coeficientes  $q$  y  $r$ .

Sea:

$$m = - \frac{r}{2}$$

$$n = \sqrt{\frac{r^2}{4} + \frac{q^3}{27}}$$

Por tanto el valor de "b" buscado será:

$$b = (m+n)^{1/3} + (m-n)^{1/3}$$

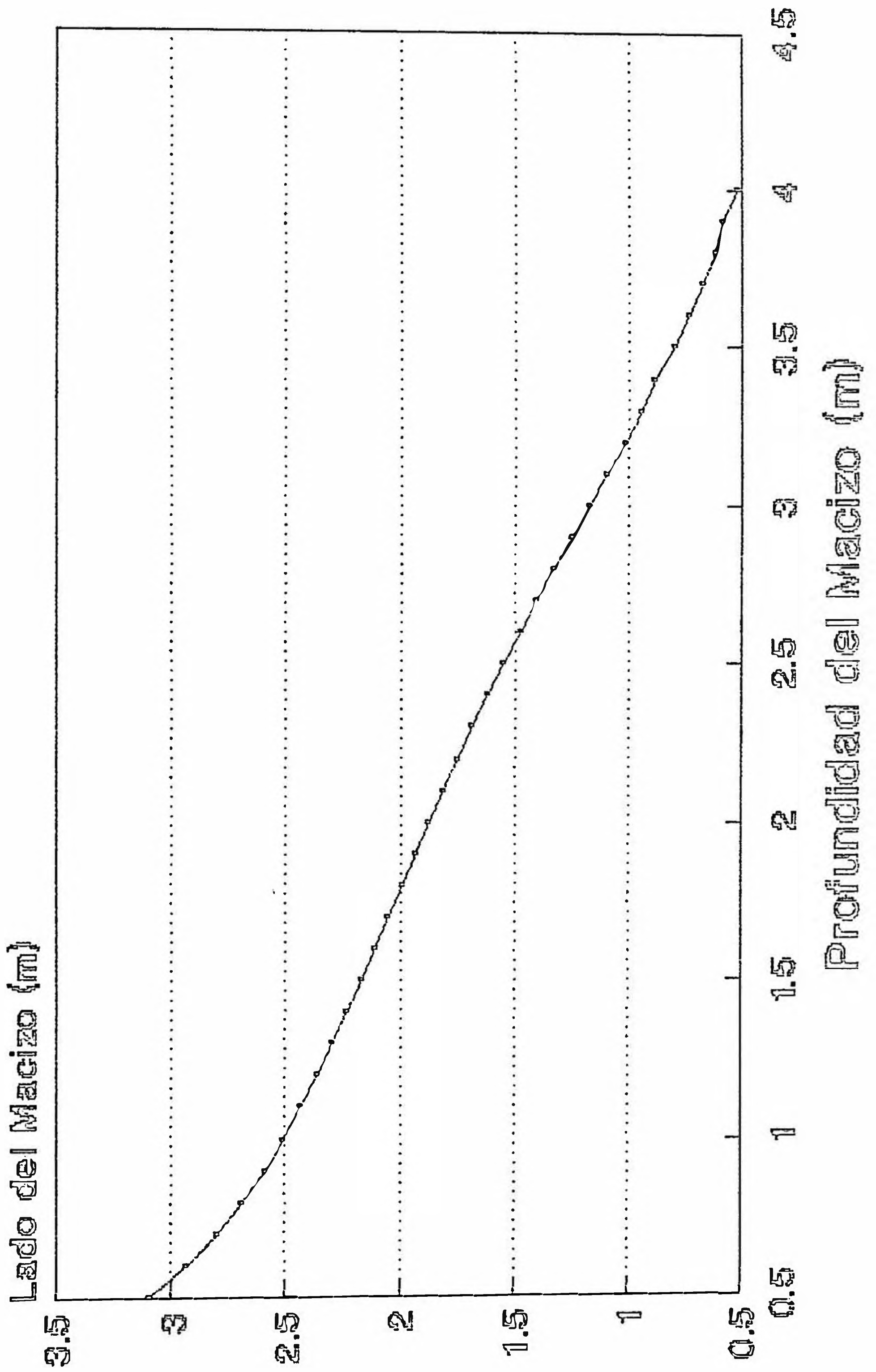
y finalmente el volumen lo evaluamos utilizando:

$$\text{volumen} = b^2 t$$



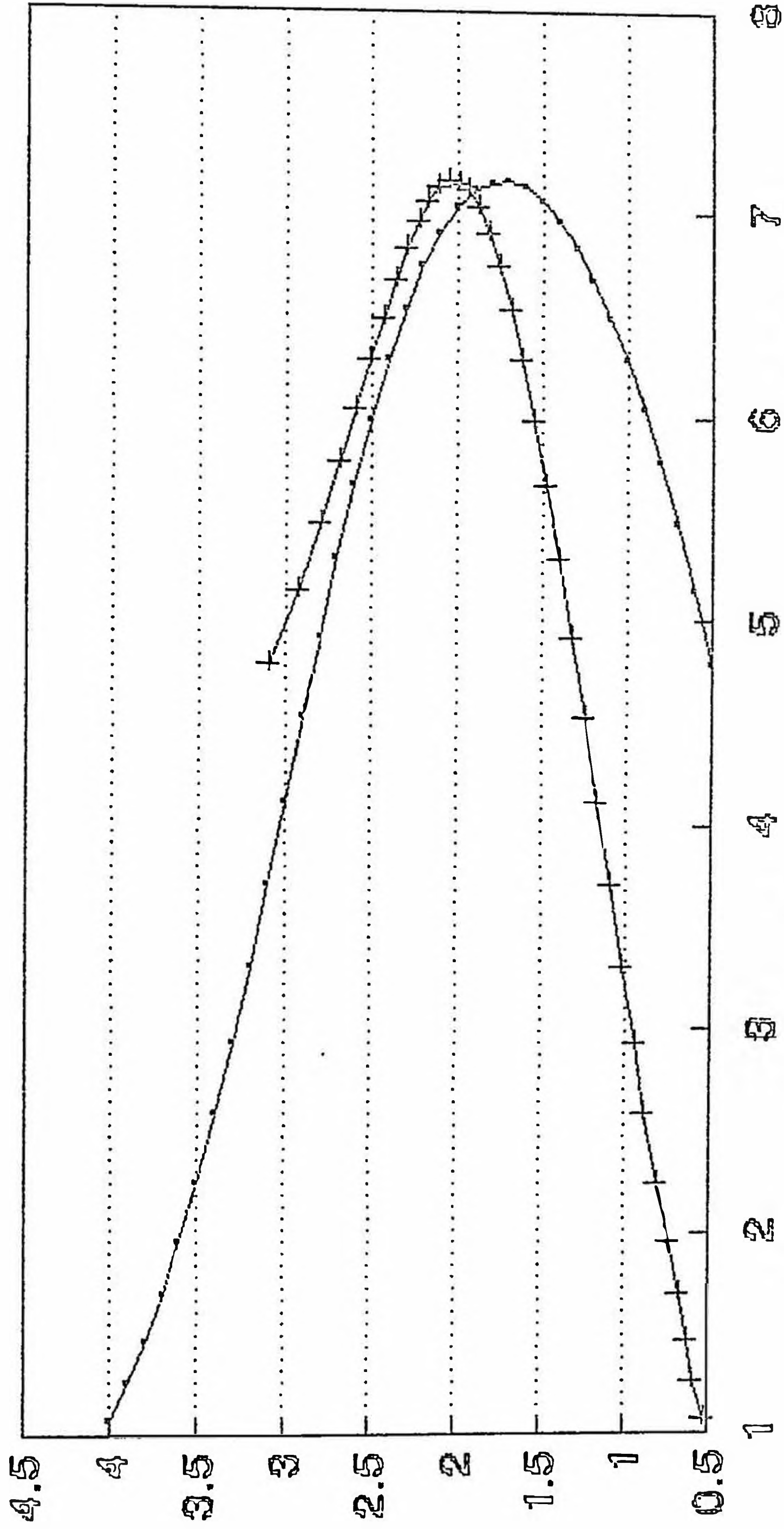
# DIMENSIONES DE LA CIMIENTACION

Valores que garantizan el equilibrio



# VOLUMEN DE LA CIMIENTACION EN FUNCION DE SUS DIMENSIONES

DIMENSIONES DEL MACIZO (mts.)



VOLUMEN DEL MACIZO (mts. cubicos)

— Profundidad — lado

Los resultados se muestran en la tabla que se muestra a continuación.

El volumen óptimo que se obtuvo mediante el cálculo computacional es de:

$$V = 6.65 \text{ mt}^3$$

En el gráfico nos dan dos juegos de valores para las dimensiones de la cimentación, estos valores son los siguientes:

$$1. \quad b_1 = 2.4 \text{ mt} \quad , \quad t_1 = 1.15 \text{ mt}$$

$$2. \quad b_2 = 1.7 \text{ mt} \quad \quad \quad t_2 = 2.3 \text{ mt}$$

Estos dos juegos de valores nos dan el volumen de 6.65 mt<sup>3</sup>.

Del estudio de sensibilidad efectuado en el capítulo 5, se concluyó que es mejor escoger un valor de profundidad mayor al lado de la cimentación.

Entonces las dimensiones de la cimentación son:

$$b = 1.7 \text{ mt} \quad \quad \quad y \quad \quad \quad t = 2.3 \text{ mt}$$

### 6.3 Efecto de la Variación de la dimensiones de la cimentación sobre su costo

De acuerdo con los datos obtenidos, el costo total de la cimentación depende básicamente de la profundidad y estos valores oscilan entre 400 y 1,500 dólares, que corresponden a profundidades entre 0.5 y 4 mt.

De lo deducido anteriormente es preferible utilizar cimentaciones más profundas si se desea mejorar la estabilidad del soporte, el costo de la cimentación estudiada, a la profundidad de 2.3 mt, el costo total de la cimentación es de 2,280 dólares.

Se puede observar también que hay valores razonables en los gráficos los cuales fluctúan entre 0.5 m a 2.5 mt.

El máximo costo es de 2,500 dólares, y las dimensiones, tanto la profundidad como el lado de la cimentación se encuentran cercanos a 2 mt.

El máximo costo de 2,500 dólares corresponde a un volumen de :

$$V = 2.2 \times 2.2 \times 1.8 = 8.71 \text{ mt}^3.$$

el costo de 2,280 dólares corresponde al volumen óptimo de:

$$V = 1.7 \times 1.7 \times 2.3 = 6.65 \text{ mt}^3.$$

Por lo tanto en lo posible, hay que tratar de equilibrar los conceptos; a mayor profundidad se gana mayor estabilidad y se tiende a cimentaciones más económicas, en cambio al incrementar la sección se obtiene menor momento estabilizante y el costo no tiende a disminuir.

## CAPITULO 7

### APLICACION DEL ESTUDIO A PROYECTOS DE LINEAS DE TRANSMISION

#### 7.1 Cálculo de Cimentaciones de la línea de transmisión en 40 KV Trujillo Norte y parte Oeste de la Ciudad de Trujillo

El proyecto contemplo la ejecución de una línea de transmisión en 60KV, desde la Subestación Trujillo Norte hasta una Subestación de transformación proyectada que estará ubicada en la parte Noroeste de la ciudad de Trujillo detras del barrio Vista Hermosa y al costado de la Universidad Nacional de Trujillo.

El estudio también contemplo el diseño de dos centros de transformación, uno de salida 138/60 KV y otro de llegada 60/10 KV.

Este proyecto ha contribuido a solucionar el grave problema de distribución de energía eléctrica que aqueja a la Ciudad de Trujillo.

El área de influencia del proyecto de la línea se localiza en la parte Noroeste de la ciudad de Trujillo. La línea de transmisión tiene su punto de partida en la subestación Trujillo norte "B", ubicada en el kilómetro



556 de la carretera Panamericana Norte y su punto de llegada es subestación Trujillo Oeste proyectada cuya ubicación se ha considerado en la parte Noroeste de Trujillo, detrás del barrio de Vista hermosa.

La zona de la línea presenta un clima cálido y húmedo, con temperaturas medias mensuales, que oscilan entre 13 y 30 grados centígrados y extremas entre los 10 y 34 grados centígrados.

Se ha registrado en el área vientos hasta de 60 KPH; la humedad relativa alcanza valores altos con frecuencia comprendidos entre 80% y 90%. La atmósfera es corrosiva, contiene polvo en suspensión, ceniza producto de la quema de la caña de azúcar, humedad y contaminación salina, proveniente del mar.

La línea está ubicada entre los 20 y 115 metros sobre el nivel del mar, el terreno es aluvial y normalmente plano.

Las lluvias son escasas sin embargo cabe mencionar que excepcionalmente se han presentado en el área lluvias torrenciales.

La línea de transmisión de la referencia ha empleado básicamente 6 tipos de soportes, cada uno de los cuales para un determinado tipo de carga.



El soporte tipo S, ha sido utilizado para el alineamiento, hasta el ángulo máximo de 5. grados sexagesimales, sin embargo los soportes tipo A-1, A-2y A-3 son soportes de ángulo utilizados para ángulos hasta De 60 grados sexagesimales, los soportes tipo R, son de retención o ancalje, cuya utilidad principal es de soportar los esfuerzos de la línea así de fuertes ángulos.

Finalmente los soportes tipo T, son de principio y fin de línea, por lo que son solamente dos.

Los planos de cada uno de los tipos de soportes se adjuntan a la presente tesis.

El siguiente cuadro, resume dos tipos de estructuras que se han utilizado en el proyecto, así como también se muestran la fuerza equivalente de diseño, la altura de aplicación y fundamentalmente las dimensiones del macizo que fueron sustentados en el proyecto.

ESTRUCTURA TIPO	FUERZA EQUIVALENTE (KG)	ALTURA APLICACION m
S	443	16.10
A-1	995	16.10
A-2	2406	16.10
A-3	4550	17.00
R	2185	16.10
T	2199	16.10

De la misma forma, el proyecto de la línea de transmisión, cuyas cimentaciones a analizar ha tomado en cuenta que va a pasar básicamente por tres tipos de terrenos, por lo que las cimentaciones fueron diseñadas para cada tipo de soporte y cada tipo de terreno.

Se considero que el terreno "mas blando" fue aquel del tipo pantanoso semi seco, al cual consideramos como de tipo "A"; de la misma manera se ha considerado terreno tipo "B" a aquel compuesto de arcilla húmeda. Finalmente el terreno tipo "C", aquel que esta compuesto de grava mediana, probablemente el de mejores características por cuanto permitiran diseñar cimentaciones de menores dimensiones.

Los datos técnicos para cada tipo de terreno se adjuntan en el cuadro siguiente.

TERRENOS POR DONDE PASA LA LINEA DE TRANSMISION

TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD Ct (ton/M <sup>2</sup> )	PESO ESPECIFICO ton/M <sup>3</sup>	ANGULO DE INCIDENCIA DE LA TIERRA - GRAVANTE	PRESION ADMISIBLE Kg/cm <sup>2</sup>
TURBA O PANTANOSO PESADO, A	1.2	1.4	3	0.5
ARCILLA HUMEDA B	4.5	1.8	7	2
GRAVA MEDIANO C	12	1.8	12	7

Por otra parte, del cálculo mecánico de los soportes hemos extraído los datos correspondientes a cada una de las estructuras tales como el peso total del soporte más sus accesorios, la fuerza equivalente de volteo, la altura de aplicación de la fuerza que tiende a volcar al soporte, la profundidad del empotramiento del poste, etc.

Se ha fijado que la inclinación máxima admisible sera un ángulo cuya tangente es 0.01, de acuerdo con lo previsto por la teoría de Sulzberger.

De igual forma se considera que el peso específico del concreto en promedio es de 2.3 Kg/m<sup>3</sup>.

El proyecto contempla que las cimentaciones tienen dimensiones normalizadas de 2.8 x 2.8 x 2.8 m<sup>3</sup> sin ninguna altura adicional sobre el suelo.

Los datos que se mencionan se resumen en los dos cuadros siguientes:

## ESTRUCTURA TIPO

	S	A-1	A-2	A-3	R	T
PESO DEL SOPORTE Kc	4433	4933	4433	4433	4433	4433
FUERZA EQUIVALENTE DE VOLTEO KG	443	995	2406	4550	2185	2199
ALTURA DE APLICACION DE LA FUERZA M	16.10	16.10	16.10	17.0	16.10	16.10
PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO DE LA COLUMNA M	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
DIAMETRO DEL POSTE EN LA BASE M	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
INCLINACION ADMISIBLE	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
PESO ESPECIFICO CONCRETO K <sup>3</sup> /M <sup>3</sup>	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3

## DIMENSIONES DE CIMENTACION

DIMENSIONES EN EL PLANO DE LA FUERZA EQUIVALENTE	2,80 m
DIMENSION EN EL PLANO NORMAL	2,80 m
PROFUNDIDAD	2,80 m
ALTURA SOBRE EL VUELO DE LA BASE	0,00 m

CALCULO DE CIMENTACIONES : TERRENO TIPO A

Peso Específico : 1400 KS/m<sup>3</sup>  
 Presión admisible : 0.5 KS/cm<sup>2</sup>  
 Indice de Compresi-  
 bilidad de paredes : 1.2 KS/cm<sup>2</sup>  
 Indice de Compresi-  
 bilidad de fondo : 1.2 KS/cm<sup>2</sup>  
 Angulo de la tierra  
 gravante : 3°  
 Coeficiente de  
 fricción tierra -  
 hormigón. : 0.4

CALCULO DE CIMENTACIONES : TERRENO TIPO B

Peso específico : 1800 KS/m<sup>3</sup>  
 Presión admisible : 2 Kg/cm<sup>2</sup>  
 Indice de compresi-  
 bilidad de paredes : 4.5  
 Indice de Compresi-  
 bilidad de fondos : 4.5  
 Angulo de la tierra  
 gravante : 7°  
 Coeficiente de  
 fricción tierra -  
 concreto : 0.4

CALCULO DE CIMENTACIONES : TERRENO TIPO C

Peso Específico	:	1800
Presión admisible	:	7
Indice de compresibilidad de paredes	:	12
Indice de compresibilidad de fondo	:	12
Ángulo de la tierra gravante	:	12°
Coefficiente de fricción	:	0.4

El siguiente paso, ha sido demostrar cuales debieron ser los resultados de los cálculos así como una demostración gráfica del comportamiento de los diversos parámetros de diseño y comprobante cual es el efectivo valor de coeficiente de seguridad de diseño.

Se observa que en todos los casos se ha logrado un coeficiente de seguridad de por lo menos 1.2, lo cual garantiza un funcionamiento normal de la estructura.

Por otra parte se comprueba que el momento estabilizante se ve utilmente incrementado mas rápidamente cuando se incrementa la profundidad del macizo, en general esta característica es positiva y debería preferirse esta solución cuando se desea mayor estabilidad del soporte.

De igual forma se comprueba que el momento de fondo si bien contribuye al momento estabilizante, sin embargo no es muy efectivo.

También al incrementar las dimensiones de las paredes el momento de encastramiento se incrementa y por lo tanto el momento estabilizante, sin embargo no es tan efectivo como la contribución de mayor profundidad.

A continuación se muestran los resultados de los cálculos para el soporte tipo A-3 y para los tres tipos de terrenos ha sido instalada.

Se muestra solo para esta estructura por cuanto es la que soporta mayor tiro de volteo, es decir sus condiciones de trabajo son más difíciles que las otras.



## LINEAS DE TRANSMISION DE POTENCIA

### Calculo de Cimentaciones Método de Sulzberger

#### CARACTERISTICAS DEL TERRENO: TIPO A

Peso específico del terreno	Kg/m <sup>3</sup>	=	1400.000
Presión admisible del terr.	Kg/cm <sup>2</sup>	=	0.500000
Indice de compresib. de Paredes	Kg/cm <sup>3</sup>	=	1.200000
Indice de compresib. del fondo	Kg/m <sup>3</sup>	=	1.200000
Ind. de Compresib. en la reducción	Kg/m <sup>3</sup>	=	1.200000
Angulo de la tierra gravante en grados		=	3.000000
coeficiente de Fricción Terreno _Hormigon		=	0.400000

#### CARACTERISTICAS DEL SOPORTE: A-3

Pesa del soporte mas cargas verticales	Kg	=	4433.000
fuerza Equivalente de Volteo	Kg	=	4550.000
Altura de Aplicación de la Fuerz en	mt	=	17.00000
Profund. del empotramiento de la columna	mt	=	1.500000
Diámetro del poste en la Base en	mt	=	0.300000
Inclinación admisible		=	0.010000
Peso específico de Hormigon	Kg/m <sup>3</sup>	=	2.300000

#### CIMENTACION DEL BLOQUE UNICO

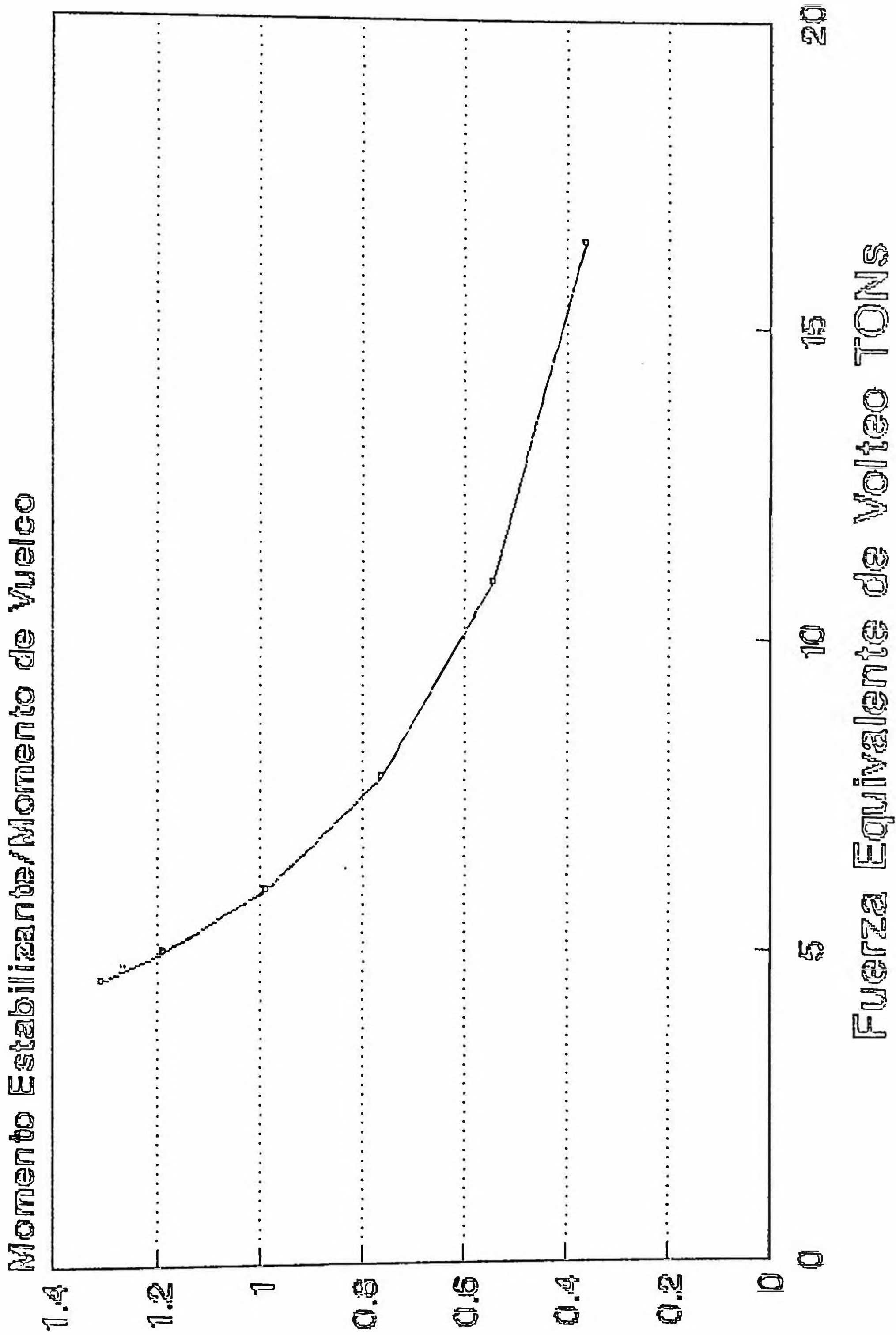
Dimensiones en el plano de la Fuerza	mt	=	3.200000
Dimensiones en el plano normal a la fuerza	mt	=	3.200000
Profundidad	mt	=	3.700000
Altura sobre el suelo de la Base	mt	=	0.300000

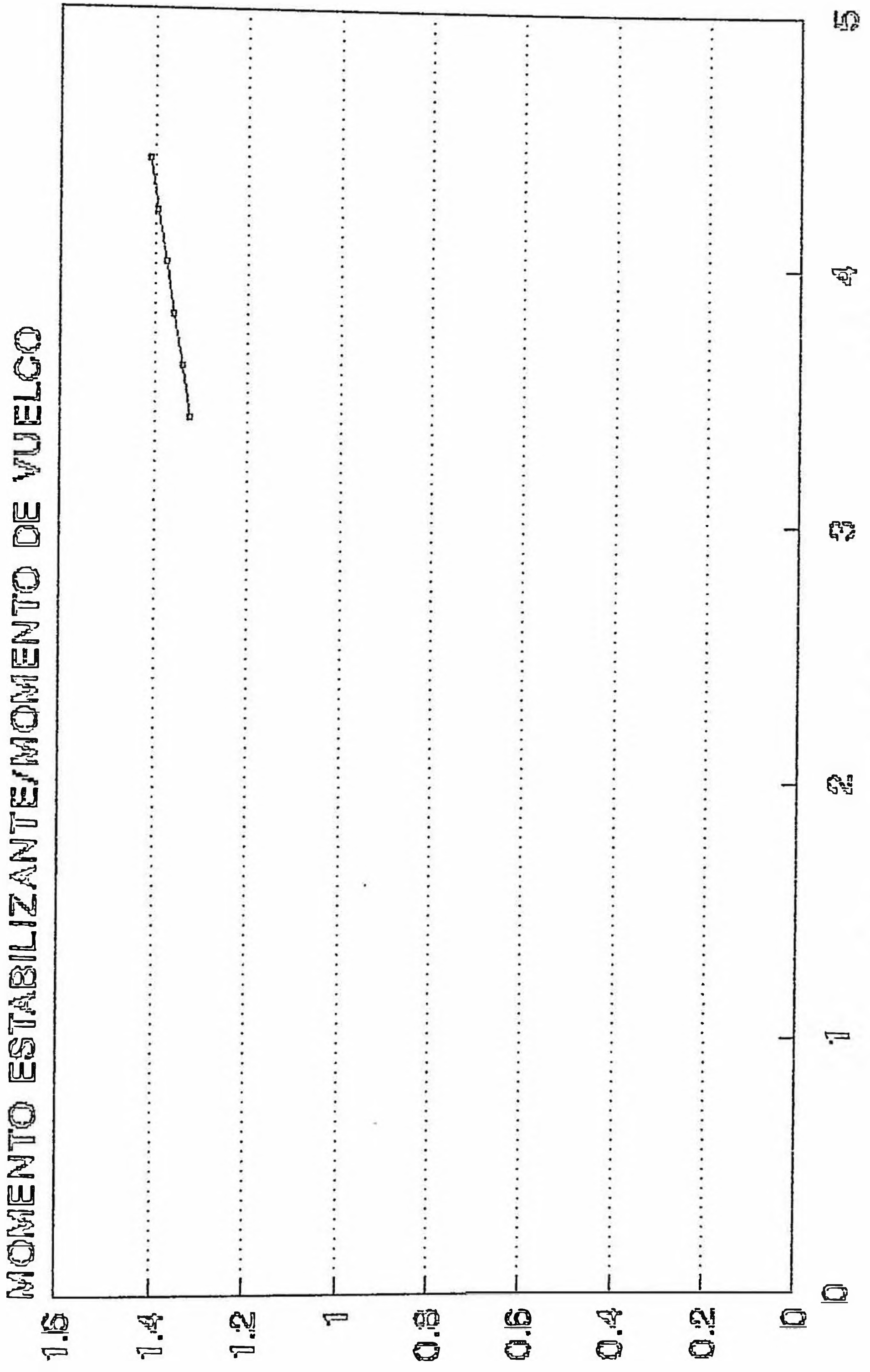
#### CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION

Volúmen de la Excavació	mt	=	37.888000
Peso de la Cimentación	Kg	=	93.915359
Volúmen de la Cimentación	m <sup>3</sup>	=	40.8327767
Peso de la tierra gravante	Kg	=	6688.157715
Volúmen de la Tierra Gravante	m <sup>3</sup>	=	4.777256
Carga Total Vertical	Kg	=	11215.073242

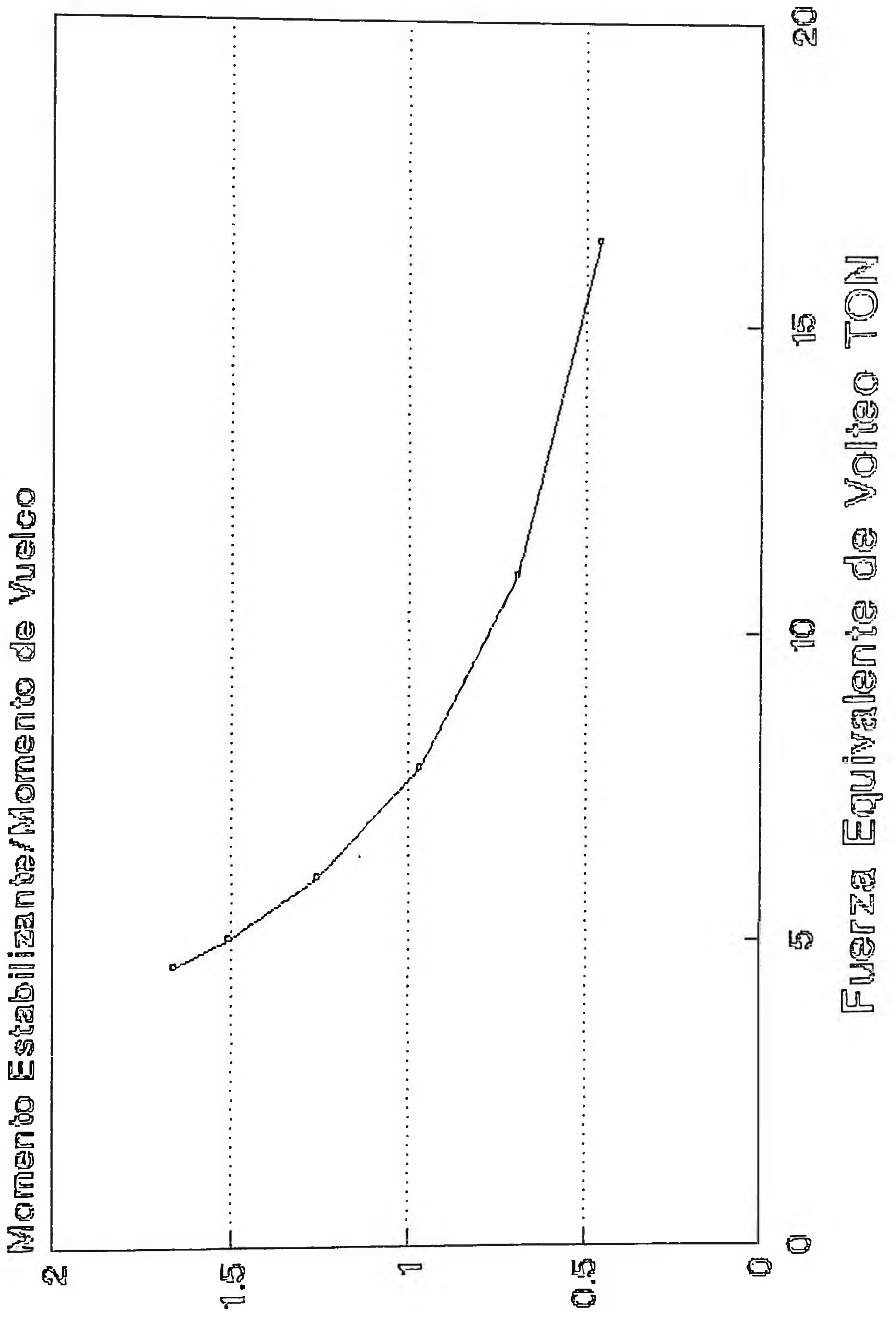
#### CARGAS APLICADAS RESISTENTES

Momento de Fondo	Kg-mt	=	15849.765625
Angulo Limite		=	0.000308
Momento de Escastramiento	Kg-mt	=	99955.257812
Angulo Limite		=	0.000277
Momento Estabilizante	Kg-mt	=	115805.023438
Momento de Volteo	Kg-mt	=	88573.335938
Relación Mom. Estabilizante/Mom. de Volteo		=	1.307448
Posición del Baricentro desde el Fondo	mt	=	1.233333

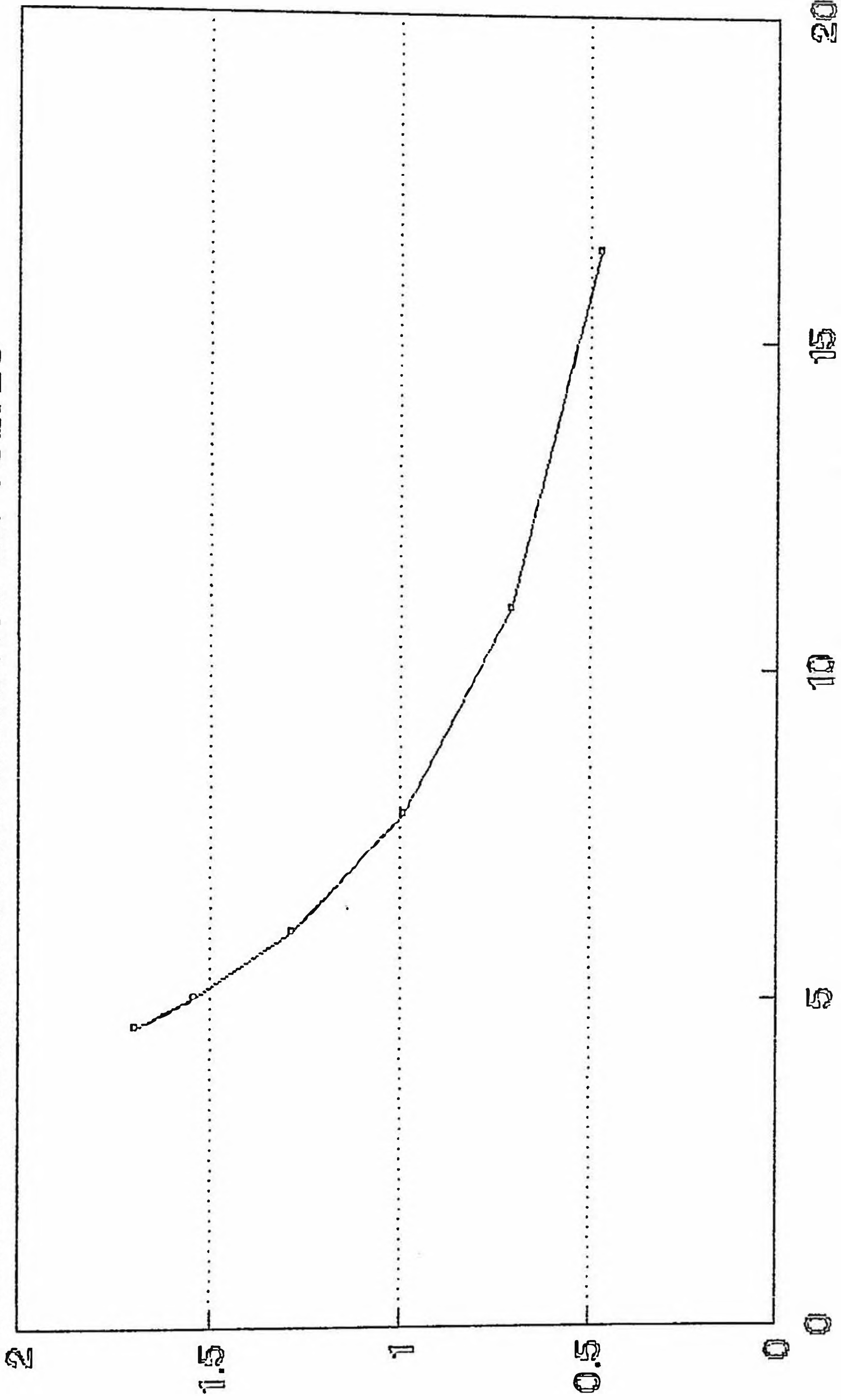




Dimension Paralela a la Fuerza Nts.



MOMENTO ESTABILIZANTE/MOMENTO DE VOLTEO





## 7.2 Calculo de las Cimentaciones de la Línea de Transmisión en 60KV guadalupe - Pacasmayo

ELECTROPERU S.A., ha construido la subestación Guadalupe de 220/60/10 Kv, 30/30/10/ MVA, perteneciente al sistema interconectado Norte-Centro, ubicada en el Kilómetro 2.5 de la Carretera a Cajamarca con la finalidad de suministrar energía eléctrica a las localidades de Pacasmayo, chepen, Guadalupe San Pedro de Lloc, Jequetepeque, Pueblo nuevo, Pacanga y otras localidades aledañas, así como a la fabrica e Cemento Norte Pacasmayo; y de esta forma disminuir los costos de generación térmica de la zona.

El proyecto tuvo por objeto la construcción de una línea de transmisión de 60 Kv. desde la subestación Guadalupe hasta la localidad de Pacasmayo con la finalidad de suministrar energía a Pacasmayo, Jequetepeque y San Pedro de Lloc así como la fábrica de Cemento Norte Pacasmayo y otras pequeñas industrias ubicadas en la zona, que contaban con suministro eléctrico proveniente de la Central Térmica de la fábrica de Cemento.

Dicha línea de transmisión se desarrolla entre la subestación Guadalupe y la futura subestación de Pacasmayo, ubicada en la provincia de Pacasmayo, en el departamento de La Libertad, en la costa norte del Perú, entre las coordenadas  $7^{\circ}18'11''$  y  $17^{\circ}24'02''$  de la latitud

sur y  $79^{\circ}27'29''$  y  $79^{\circ}33'48''$  de longitud Oeste de Greenwich.

Las principales características de la zona son:

- La elevación de la ruta de la línea esta por debajo de los 110 metros sobre el nivel del mar con una distancia de 3 a 16 kilómetros de la línea costera y con un nivel isoceraunico de 0 descargas.

- El medio ambiente es altamente corrosivo para el metal debido a los vientos de la costa y la alta humedad relativa que es del orden del 85% a 90%.

- La temperatura atmosférica alcanza un máximo de 32 grados centigrados y un mínimo de 13 grados centigrados.

- Hay muy poca lluvia llegando a un promedio anual de menos de 50 mm. Hay poca neblina en el invierno.

La línea materia del presente proyecto de tesis en los que se refiere al estudio de las cimentaciones empleadas, se inicia en el pórtico de salida del patio de llaves de 60 Kv. de la subestación Guadalupe hasta llegar a la futura subestación de Pacasmayo, a ubicarse en la parte posterior de la fábrica de cemento Norte Pacasmayo.

El trazo de la línea se ha realizado teniendo en cuenta los accesos existentes (trochas carrozables) facilitando los trabajos de montaje y de mantenimiento.



La línea atraviesa diferentes tipos de terrenos: Roca descompuestas en los primeros 1.5 kilómetros, seguidos de terreno de cultivo hasta el kilómetro 3.1 a partir del cual recorre en forma paralela a la carretera Panamericana Norte hasta el Kilómetro 8.3 por terreno de arena semicompacta y conglomeraciones, prosiguiendo hasta el kilómetro 13.5 a partir del cual el suelo está constituido por arena suelta.

El proyecto actualmente ejecutado contempla dos tipos de terreno: Arcilla húmeda de coeficientes de compresibilidad de 4.5 Ton/m<sup>3</sup>, y grava Gruesa de coeficientes 20 Ton/m<sup>3</sup>.

Además se consideraron los tipos de soportes S-1 y S-2 para los lineamientos y pequeños ángulos, así como el tipo R de retención y el Soporte tipo terminal, todas con fuerzas equivalentes menores de 1000 Kg aplicados a alturas menores de 17 metros.

Así mismo el proyecto consideró que bastaban macizos de 1.8 x 1.8 x 1.8 m<sup>3</sup> de concreto, para asegurar la estabilidad de la estructura.

A continuación se muestran los resultados de los cálculos, sin embargo hay que hacer notar que en general los cimientos han sido sobredimensionados, con coeficientes de seguridad por encima de 4.0, lo cual no es normal.

TIPOS DE TERRENOS  
CONSIDERADOS EN EL PROYECTO

TIPO DE TERREN	CT Ton/m <sup>2</sup>	PESO ESPE- CIFICO Ton/m <sup>3</sup>	ANGULO INCIDENTE	PRESION ADMISIBLE Kg/cm <sup>2</sup>
ARCIL HUMED	4.5	1.8	7	2
GRAVA GRUESA Y/O ARE	2.5	2.0	20	20

SOPORTES UTILIZADOS

ESTRUCTUR TIPO	FUERZAS EQUIVALENTES	ALTURA DE APLICACION	DIMENSIONES PROYECTADAS
S - 1	702.28 kg	15.20	1.80X1.80X1.80
S - 2	703.34	16.40	1.80X1.80X1.80
T	100.25	15.20	1.80X1.80X1.80
R	706	16.10	1.80X1.80X1.80

## ESTRUCTURA TIPO

	S - 1	S - 2	R	T
PESO TOTAL DEL SOPORTE Kg	4115	4115	4115	4115
FUERZA CONVENC. DE VOLTEO	702.28	703.34	706	100.25
ALTURA DE APLICACION m	15.20	16.10	16.10	15.20
PROFUNDIDAD EMPOTRAMIENTO DEL POSTE m	1.5	1.50	1.50	1.50

## DIMENSIONES DE LA CIMENTACION

DIMENSION EN EL PLANO PARALELO A LA FUERZA	1.80 m
DIMENSION EN EL PLANO NORMAL	1.80 m
PROFUNDIDAD	1.80 m
ALTURA SOBRE EL SUELO DE LA BASE	0,0 m

CALCULO DE CIMENTACIONES  
TIPO DE TERRENO

	A	B
PESO ESPECIFICO kg/ M <sup>3</sup>	1800	2000
PRESION DISPONIBLE kg./CM <sup>2</sup>	2	20
INDICE DE COMPRESIB. PARDESkg Cm <sup>3</sup>	4.5	20
DE FONDO Kg/Cm <sup>2</sup>	4.05	18
ANGULO DE LA TIERRA GRAVANTE	7	20

## LINEAS DE TRANSMISION DE POTENCIA

Calculo de Cimentaciones  
Método de Sulzberger

## CARACTERISTICAS DEL TERRENO: TIPO A

Peso específico del terreno	Kg/m <sup>3</sup>	: 1800.000
Presión admisible del terr.	Kg/cm <sup>2</sup>	: 2.000000
Indice de compresib. de Paredes	Kg/cm <sup>3</sup>	: 4.500000
Indice de compresib. del fondo	Kg/m <sup>3</sup>	: 4.050000
Ind. de Compresib. en la reducción	Kg/m <sup>3</sup>	: 4.050000
Angulo de la tierra gravante en grados		: 7.000000
coeficiente de Fricción Terreno _Hormigon		: 0.400000

## CARACTERISTICAS DEL SOPORTE: S-1

Peso del soporte mas cargas verticales	Kg	: 4115.000
fuerza Equivalente de Volteo	Kg	: 702.280029
Altura de Aplicación de la Fuerza en	mt	: 15.2000000
Profund. del empotramiento de la columna	mt	: 1.500000
Diámetro del poste en la Base en	mt	: 0.300000
Inclinación admisible		: 0.010000
Peso específico de Hormigon	Kg/m <sup>3</sup>	: 2.300000

## CIMENTACION DEL BLOQUE UNICO

Dimensiones en el plano de la Fuerza	mt	: 1.800000
Dimensiones en el plano normal a la fuerza	mt	: 1.800000
Profundidad	mt	: 1.800000
Altura sobre el suelo de la Base	mt	: 0.000000

## CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION

Volúmen de la Excavación	mt	: 5.831999
Peso de la Cimentación	Kg	: 13.169732
Volúmen de la Cimentación	m <sup>3</sup>	: 5.725971
Peso de la tierra gravante	Kg	: 2788.901611
Volúmen de la Tierra Gravante	m <sup>3</sup>	: 1.549390
Carga Total Vertical	Kg	: 6917.071289

## CARGES APLICADAS RESISTENTES

Momento de Fondo	Kg-mt	: 5169.771484
Angulo Límite		: 0.000651
Momento de Escaramiento	Kg-mt	: 11809.570312
Angulo Límite		: 0.000703
Momento Estabilizante	Kg-mt	: 16979.570312
Momento de Volteo	Kg-mt	: 11517.392578
Relación Mom.Estabilizante/Mom. de Volteo		: 1.474255
Posición del Baricentro desde el Fondo	mt	: 0.600000

## LINEAS DE TRANSMISION DE POTENCIA

Cálculo de Cimentaciones  
Método de Sulzberger

## CARACTERISTICAS DEL TERRENO: TIPO A

Peso específico del terreno	Kg/m <sup>3</sup>	: 1800.000
Presión admisible del terr.	Kg/cm <sup>2</sup>	: 2.000000
Índice de compresib. de Paredes	Kg/cm <sup>3</sup>	: 4.500000
Índice de compresib. del fondo	Kg/m <sup>3</sup>	: 4.050000
Ind. de Compresib. en la reducción	Kg/m <sup>3</sup>	: 4.050000
Angulo de la tierra gravante en grados		: 7.000000
coeficiente de Fricción Terreno _Hormigon		: 0.400000

## CARACTERISTICAS DEL SOPORTE: S-2

Peso del soporte mas cargas verticales	Kg	: 4115.000
fuerza Equivalente de Volteo	Kg	: 703.340027
Altura de Aplicación de la Fuerza en	mt	: 16.1000000
Profund. del empotramiento de la columna	mt	: 1.500000
Diámetro del poste en la Base en	mt	: 0.300000
Inclinación admisible		: 0.010000
Peso específico de Hormigon	Kg/m <sup>3</sup>	: 2.300000

## CIMENTACION DEL BLOQUE UNICO

Dimensiones en el plano de la Fuerza	mt	: 1.800000
Dimensiones en el plano normal a la fuerza	mt	: 1.800000
Profundidad	mt	: 1.800000
Altura sobre el suelo de la Base	mt	: 0.000000

## CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION

Volúmen de la Excavación	mt	: 5.831999
Peso de la Cimentación	Kg	: 13.169732
Volúmen de la Cimentación	m <sup>3</sup>	: 5.725971
Peso de la tierra gravante	Kg	: 2788.901611
Volúmen de la Tierra Gravante	m <sup>3</sup>	: 1.549390
Carga Total Vertical	Kg	: 6917.071289

## CARGAS APLICADAS RESISTENTES

Momento de Fondo	Kg-mt	: 5169.771484
Angulo Límite		: 0.000651
Momento de Escastramiento	Kg-mt	: 11809.797852
Angulo Límite		: 0.000703
Momento Estabilizante	Kg-mt	: 16979.570312
Momento de Volteo	Kg-mt	: 12167.783203
Relación Mom.Estabilizante/Mom. de Volteo		: 1.395453
Posición del Baricentro desde el Fondo	mt	: 0.600000

## LINEAS DE TRANSMISION DE POTENCIA

Calculo de Cimentaciones  
Método de Sulzberger

## CARACTERISTICAS DEL TERRENO: TIPO A

Peso específico del terreno	Kg/m <sup>3</sup>	: 1800.000000
Presión admisible del terr.	Kg/cm <sup>2</sup>	: 2.000000
Indice de compresib. de Paredes	Kg/cm <sup>3</sup>	: 4.500000
Indice de compresib. del fondo	Kg/m <sup>3</sup>	: 4.050000
Ind. de Compresib. en la reducción	Kg/m <sup>3</sup>	: 4.050000
Angulo de la tierra gravante en grados		: 7.000000
coeficiente de Fricción Terreno _Hormigon		: 0.400000

## CARACTERISTICAS DEL SOPORTE: TIPO R

Peso del soporte mas cargas verticales	Kg	: 4115.000000
fuerza Equivalente de Volteo	Kg	: 702.000000
Altura de Aplicación de la Fuerza en	mt	: 16.100000
Profund. del empotramiento de la columna	mt	: 1.500000
Diámetro del poste en la Base en	mt	: 0.300000
Inclinación admisible		: 0.010000
Peso específico de Hormigon	Kg/m <sup>3</sup>	: 2.300000

## CIMENTACION DEL BLOQUE UNICO

Dimensiones en el plano de la Fuerza	mt	: 1.800000
Dimensiones en el plano normal a la fuerza	mt	: 1.800000
Profundidad	mt	: 1.800000
Altura sobre el suelo de la Base	mt	: 0.000000

## CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION

Volúmen de la Excavación	mt	: 5.831999
Peso de la Cimentación	Kg	: 13.169732
Volúmen de la Cimentación	m <sup>3</sup>	: 5.725971
Peso de la tierra gravante	Kg	: 2788.901611
Volúmen de la Tierra Gravante	m <sup>3</sup>	: 1.549390
Carga Total Vertical	Kg	: 6917.071289

## CARGAS APLICADAS RESISTENTES

Momento de Fondo	Kg-mt	: 5169.771484
Angulo Límite		: 0.000651
Momento de Escastramiento	Kg-mt	: 11809.797852
Angulo Límite		: 0.000703
Momento Estabilizante	Kg-mt	: 16979.570312
Momento de Volteo	Kg-mt	: 12213.799805
Relación Mom.Estabilizante/Mom. de Volteo		: 1.390196
Posición del Baricentro desde el Fondo	mt	: 0.600000



## LINEAS DE TRANSMISION DE POTENCIA

Calculo de Cimentaciones  
Método de Sulzberger

## CARACTERISTICAS DEL TERRENO: TIPO A

Peso específico del terreno	Kg/m <sup>3</sup>	: 1800.000000
Presión admisible del terr.	Kg/cm <sup>2</sup>	: 2.000000
Índice de compresib. de Paredes	Kg/cm <sup>3</sup>	: 4.500000
Índice de compresib. del fondo	Kg/m <sup>3</sup>	: 4.050000
Índ. de Compresib. en la reducción	Kg/m <sup>3</sup>	: 4.050000
Ángulo de la tierra gravante en grados		: 7.000000
coeficiente de Fricción Terreno Hormigon		: 0.400000

## CARACTERISTICAS DEL SOPORTE: TIPO T

Peso del soporte mas cargas verticales	Kg	: 4115.000000
fuerza Equivalente de Volteo	Kg	: 100.250000
Altura de Aplicación de la Fuerza en	mt	: 15.200000
Profund. del empotramiento de la columna	mt	: 1.500000
Diámetro del poste en la Base en	mt	: 0.300000
Inclinación admisible		: 0.01000
Peso específico de Hormigon	Kg/m <sup>3</sup>	: 2.300000

## CIMENTACION DEL BLOQUE UNICO

Dimensiones en el plano de la Fuerza	mt	: 1.800000
Dimensiones en el plano normal a la fuerza	mt	: 1.800000
Profundidad	mt	: 1.800000
Altura sobre el suelo de la Base	mt	: 0.000000

## CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION

Volúmen de la Excavación	mt	: 5.831999
Peso de la Cimentación	Kg	: 13.169732
Volúmen de la Cimentación	m <sup>3</sup>	: 5.725971
Peso de la tierra gravante	Kg	: 2788.901611
Volúmen de la Tierra Gravante	m <sup>3</sup>	: 1.549390
Carga Total Vertical	Kg	: 6917.071289

## CARGAS APLICADAS RESISTENTES

Momento de Fondo	Kg-mt	: 5169.771484
Ángulo Límite		: 0.000651
Momento de Escastramiento	Kg-mt	: 11809.797852
Ángulo Límite		: 0.000703
Momento Estabilizante	Kg-mt	: 16979.570312
Momento de Volteo	Kg-mt	: 1644.099796
Relación Mom.Estabilizante/Mom. de Volteo		: 10.327578
Posición del Baricentro desde el Fondo	mt	: 0.600000



## LINEAS DE TRANSMISION DE POTENCIA

Calculo de Cimentaciones  
Método de Sulzberger

## CARACTERISTICAS DEL TERRENO:

Peso específico del terreno	Kg/m <sup>3</sup>	: 1800.000000
Presión admisible del terr.	Kg/cm <sup>2</sup>	: 2.000000
Índice de compresib. de Paredes	Kg/cm <sup>3</sup>	: 4.500000
Índice de compresib. del fondo	Kg/m <sup>3</sup>	: 4.050000
Ind. de Compresib. en la reducción	Kg/m <sup>3</sup>	: 4.050000
Angulo de la tierra gravante en grados		: 7.000000
coeficiente de Fricción Terreno _Hormigon		: 0.400000

## CARACTERISTICAS DEL SOPORTE:

Peso del soporte mas cargas verticales	Kg	: 4115.000000
fuerza Equivalente de Volteo	Kg	: 100.250000
Altura de Aplicación de la Fuerza en	mt	: 15.200000
Profund. del empotramiento de la columna	mt	: 1.500000
Diámetro del poste en la base en	mt	: 0.300000
Inclinación admisible		: 0.01000
Peso específico de Hormigon	Kg/m <sup>3</sup>	: 2.300000

## CIMENTACION DEL BLOQUE UNICO

Dimensiones en el plano de la Fuerza	mt	: 1.800000
Dimensiones en el plano normal a la fuerza	mt	: 1.800000
Profundidad	mt	: 1.800000
Altura sobre el suelo de la Base	mt	: 0.000000

VARIACION DE LA RELACION  $M_e/N_v$  EN FUNCION  
DEL PESO DE SOPORTE MAS CARGAS VERTICALES

Peso Poste Ton	N. de fondo Ton-mt	N. Encastr. ton-mt	N. Estabiliz. Ton-mt	N. de vuelco ton-mt	$M_e/N_v$
4.115	5.170	11.810	16.980	1.644	10.328
4.321	5.308	11.810	17.117	1.644	10.411
4.753	5.594	11.810	17.404	1.644	10.586
5.466	6.062	11.810	17.871	1.644	10.870
6.559	6.763	11.810	18.573	1.644	11.297
8.199	7.784	11.810	19.593	1.644	11.917

VARIACION DE LA RELACION  $M_e/N_v$  EN FUNCION  
FUERZA EQUIVALENTE DE VOLTEO

Fuer Equiv Ton	N. de fondo Ton-mt	N. Encastr. ton-mt	N. Estabiliz. Ton-mt	N. de vuelco ton-mt	$M_e/N_v$
0.100	5.170	11.810	16.980	1.644	10.328
0.110	5.170	11.810	16.980	1.809	9.389
0.132	5.170	11.810	16.980	2.170	7.824
0.172	5.170	11.810	16.980	2.821	6.018
0.241	5.170	11.810	16.980	3.950	4.299
0.361	5.170	11.810	16.980	5.925	2.866

VARIACION DE LA RELACION  $Ne/Mv$  EN FUNCION  
DE LA DIMENSION EN EL PLANO DE LA FUERZA

Dimension m	N. de fondo Ton-m	N. Encastr. ton-m	N. Ton-m	Estabiliz. Ton-m	N. de vuelco ton-m	$Ne/Mv$
2.000	5.973	11.810	17.783	1.644	10.816	
2.200	6.805	11.810	18.614	1.644	11.322	
2.400	7.665	11.810	19.475	1.644	11.845	
2.600	8.554	11.810	20.364	1.644	12.386	
2.800	9.471	11.810	21.281	1.644	12.944	
3.000	10.418	11.810	22.227	1.644	13.519	

VARIACION DE LA RELACION  $Ne/Mv$  EN FUNCION  
DE LA ALTURA DE APLICACION DE LA FUERZA

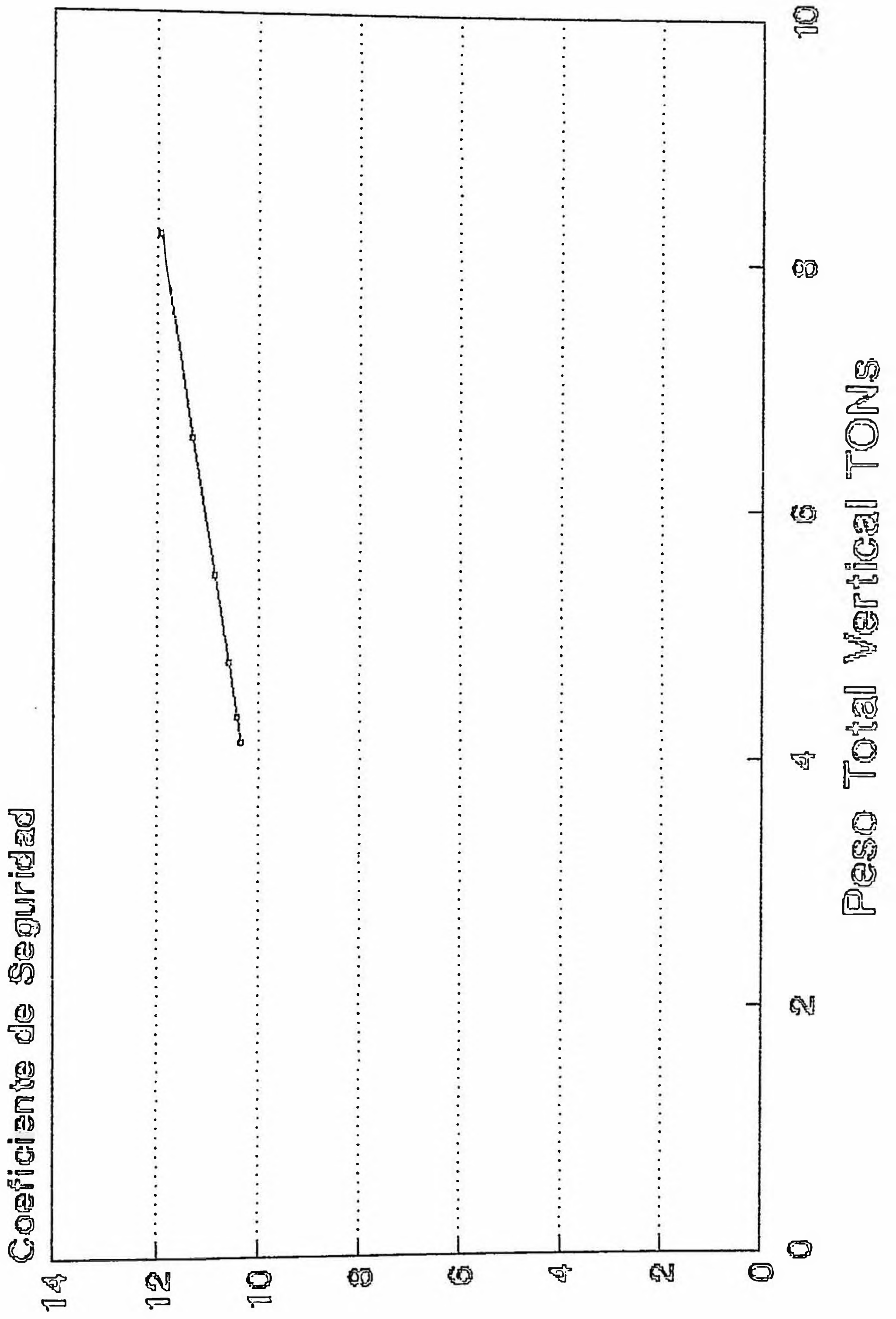
Altura apli Ton	N. de fondo Ton-m	N. Encastr. ton-m	N. Ton-m	Estabiliz. Ton-m	N. de vuelco ton-m	$Ne/Mv$
17.200	5.170	11.810	16.980	1.845	9.205	
19.200	5.170	11.810	16.980	2.045	8.303	
21.200	5.170	11.810	16.980	2.246	7.561	
23.200	5.170	11.810	16.980	2.446	6.941	
25.200	5.170	11.810	16.980	2.647	6.416	
27.200	5.170	11.810	16.980	2.847	5.964	

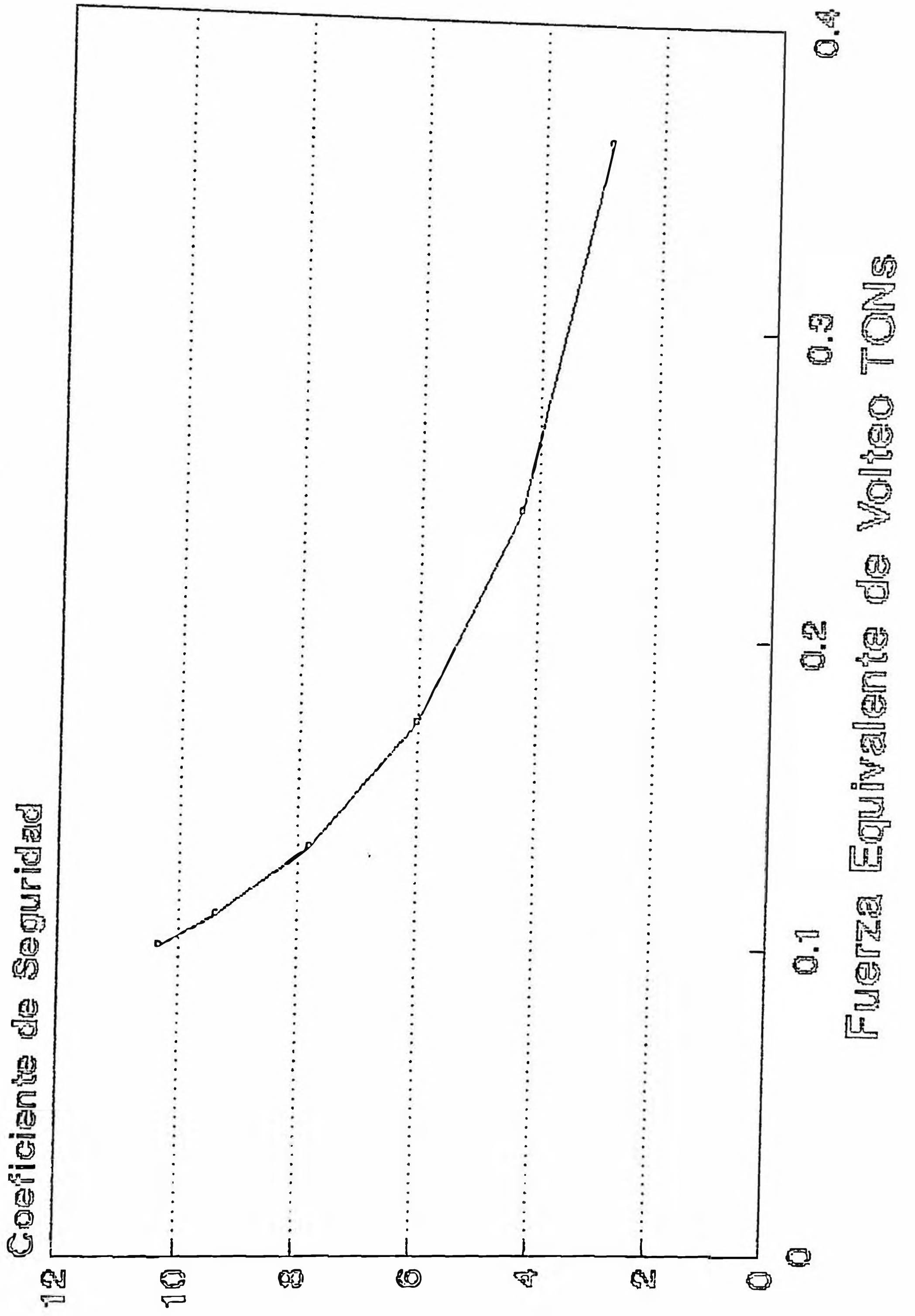
VARIACION DE LA RELACION  $Ne/Mv$  EN FUNCION  
DE LA DIMENSION EN EL PLANO NORMAL A LA FUERZA

Dimension m	N. de fondo Ton-m	N. Encastr. ton-m	N. Ton-m	Estabiliz. Ton-m	N. de vuelco ton-m	$Ne/Mv$
2.000	5.323	13.122	18.445	1.644	11.219	
2.200	5.470	14.434	19.905	1.644	12.107	
2.400	5.615	15.746	21.361	1.644	12.992	
2.600	5.755	17.059	22.814	1.644	13.876	
2.800	5.894	18.371	24.265	1.644	14.759	
3.000	6.030	19.683	25.713	1.644	15.640	

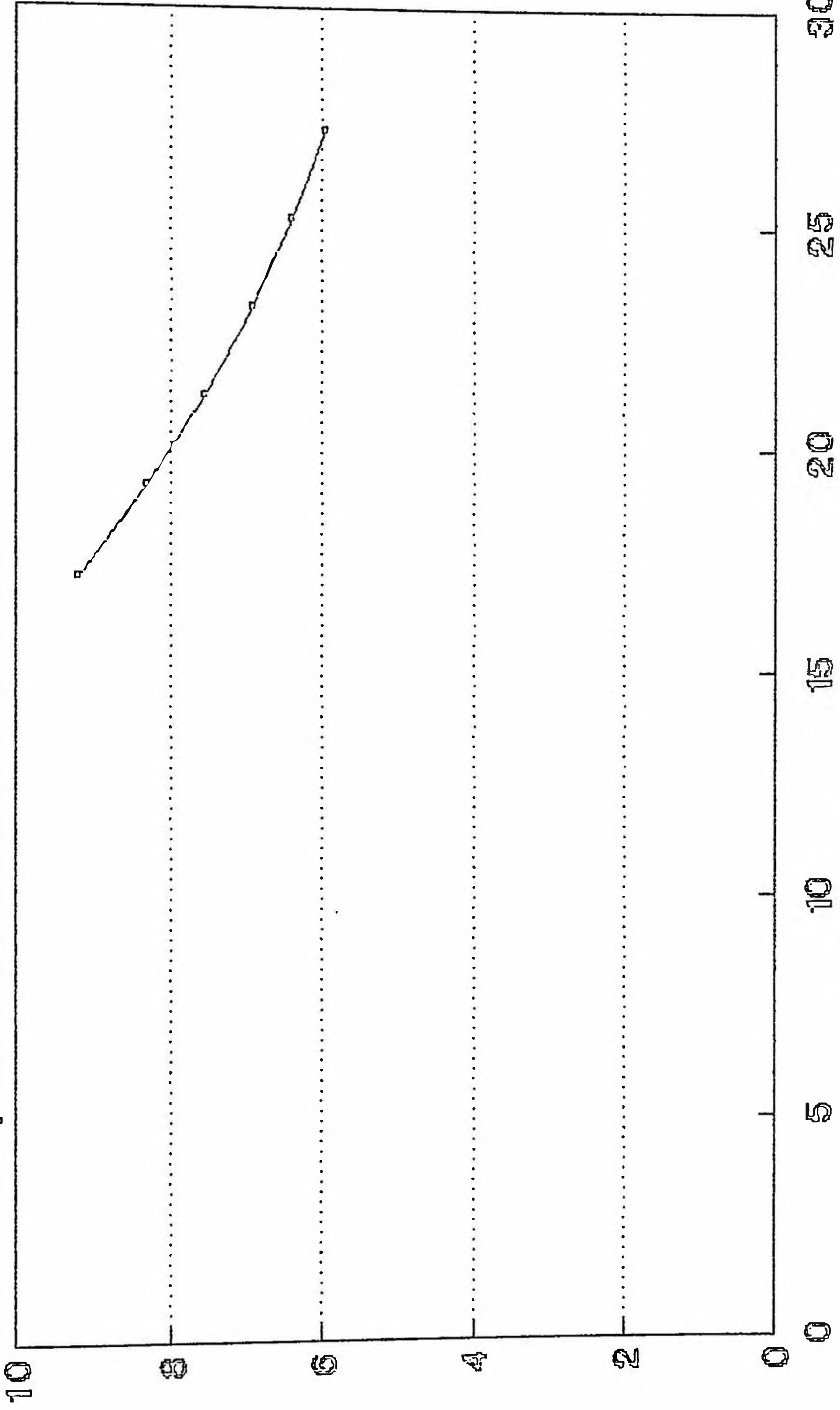
VARIACION DE LA RELACION  $Ne/Mv$  EN FUNCION  
DE LA PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION

Profundidad m	N. de fondo Ton-m	N. Encastr. ton-m	N. Ton-m	Estabiliz. Ton-m	N. de vuelco ton-m	$Ne/Mv$
2.000	5.688	18.000	23.688	1.657	14.292	
2.200	6.260	26.354	32.614	1.698	34.745	
2.400	6.888	37.325	44.213	1.684	26.252	
4.600	7.573	51.410	58.983	1.698	34.745	
2.800	8.315	69.149	77.464	1.711	45.276	
3.000	9.114	91.125	100.239	1.724	58.133	





Momento Equilibrante/Momento de Volteo



ALTURA DE APLICACION DE LA FUERZA metros

### 7.3 Aplicación del Estudio a una torre para una línea en una línea en 60 Kilovattios.

Cuando se calculaban torres, al igual que para soportes monopostes es necesario calcular la fuerza que tiende a voltear el soporte así como la fuerza equivalente vertical, a fin de proceder el diseño de la cimentación.

Como consecuencia del cálculo de la fuerza de volteo, se calcula el momento flector equivalente, pero como la torre tiene 4 patas, entonces estas se distribuyen estáticamente entre ellas, de igual forma la fuerza vertical equivalente es dividida por cuatro, de modo que al final cada una de las partes se calculan independientemente.

Generalmente, y como el momento de volteo se distribuye entre los cuatro patas, entonces se diseñan las cimentaciones con zapata o con sección variable.

En este caso, los datos y resultados se muestran a continuación.



**CARACTERISTICAS DEL TERRENO:**

Peso específico del terreno	Kg/m <sup>3</sup>	: 1800.000000
Presión admisible del terr.	Kg/cm <sup>2</sup>	: 2.000000
Índice de compresib. de Paredes	Kg/cm <sup>3</sup>	: 4.000000
Índice de compresib. del fondo	Kg/m <sup>3</sup>	: 5.000000
Ind. de Compresib. en la reducción	Kg/m <sup>3</sup>	: 4.500000
Ángulo de la tierra gravante en grados		: 7.000000
coeficiente de Fricción Terreno _Hormigon		: 0.400000

**CARACTERISTICAS DEL SOPORTE:**

Peso del soporte mas cargas verticales	Kg	: 2250.000000
fuerza Equivalente de Volteo	Kg	: 520.000000
Altura de Aplicación de la Fuerza en	mt	: 18.10000
Profund. del empotramiento de la columna	mt	: 1.500000
Diámetro del poste en la Bse en	mt	: 0.200000
Inclinación admisible		: 0.010000
Peso específico de Hormigon	Kg/m <sup>3</sup>	: 2.300000

**CIMENTACION CON ZAPATA**

Dimension en la Reducción	mt	: 0.200000
Dimension en la Reducción	mt	: 0.200000
Profundidad en la Reducción	mt	: 0.200000
Dimensión el el plano de la Fuerza	mt	: 2.000000
Profundidad	mt	: 2.000000
Altura sobre el suelo de la base	mt	: 0.150000

**CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION**

Volúmen de la Excavación	mt	: 8.000000
Peso de la Cimentación	Kg	: 16.4729977
Volúmen de la Cimentación	m <sup>3</sup>	: 7.162164
Peso de la tierra gravante	Kg	: 5251.254395
Volúmen de la Tierra Gravante	m <sup>3</sup>	: 2.917364
Carga Total Vertical	Kg	: 7517.727539

**CARGAS APLICADAS Y RESISTENTES**

Momento de Fondo	Kg-mt	: 6548.941895
Ángulo Límite		: 0.000376
Momento de Escaramiento	Kg-mt	: 16625.605469
Ángulo Límite		: 0.000535
Momento Estabilizante	Kg-mt	: 23174.546875
Momento de Volteo	Kg-mt	: 10111.56543
Relación Mom.Estabilizante/Mom. de Volteo		: 2.291885
Posición del Baricentro desde el Fondo	mt	: 0.654683



## CIMENTACION CON ZAPATA

Dimension en la Reducción	mt	: 0.200000
Dimension en la Reducción	mt	: 0.200000
Profundidad en la Reducción	mt	: 0.200000
Dimension el el plano de la Fuerza	mt	: 1.800000
Dimension el el plano Normal a la fuerza	mt	: 1.800000
Profundidad	mt	: 1.800000
Altura sobre el suelo de la base	mt	: 0.150000

## CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION

Volúmen de la Excavación	mt	: 5.831999
Peso de la Cimentación	Kg	: 11.836175
Volúmen de la Cimentación	m <sup>3</sup>	: 5.146163
Peso de la tierra gravante	Kg	: 3940.901367
Volúmen de la Tierra Gravante	m <sup>3</sup>	: 2.189390
Carga Total Vertical	Kg	: 6202.737305

## CARGAS APLICADAS Y RESISTENTES

Momento de Fondo	Kg-mt	: 4775.729492
Angulo Límite		: 0.000473
Momento de Escastramiento	Kg-mt	: 9678.243164
Angulo Límite		: 0.000672
Momento Estabilizante	Kg-mt	: 14453.972656
Momento de Volteo	Kg-mt	: 10042.835938
Relación Mom.Estabilizante/Mom. de Volteo		: 1.439232
Posición del Baricentro desde el Fondo	mt	: 0.586854

## CIMENTACION CON ZAPATA

```

=====
Dimension  en la Reducción      mt      : 0.200000
Dimension  en la Reducción      mt      : 0.200000
Profundidad en la Reducción      mt      : 0.200000
Dimensión el el plano de la Fuerza  mt      : 1.800000
Dimensión el el plano Normal a la fuerza mt      : 1.800000
Profundidad                          mt      : 1.700000
Altura sobre el suelo de la base    mt      : 0.150000

```

## CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION

```

=====
Volúmen de la Excavación          mt      : 5.508000
Peso de la Cimentación            Kg      : 11.090976
Volúmen de la Cimentación         m3      : 4.822164
Peso de la tierra gravante        Kg      : 3629.174805
Volúmen de la Tierra Gravante     m3      : 2.016208
Carga Total Vertical              Kg      : 5890.265625

```

## CARGAS APLICADAS Y RESISTENTES

```

=====
Momento de Fondo                  Kg-mt   : 4533.047363
Angulo Límite                     : 0.000475
Momento de Escastramiento         Kg-mt   : 7631.303711
Angulo Límite                     : 0.000758
Momento Estabilizante             Kg-mt   : 12164.351562
Momento de Volteo                  Kg-mt   : 10008.523438
Relación Mom.Estabilizante/Mom. de Volteo : 1.215399
Posición del Baricentro desde el Fondo mt      : 0.552841

```

## CIMENTACION CON ZAPATA

Dimension en la Reducción	mt	: 0.200000
Dimension en la Reducción	mt	: 0.200000
Profundidad en la Reducción	mt	: 0.200000
Dimension el el plano de la Fuerza	mt	: 1.800000
Dimension el el plano Normal a la fuerza	mt	: 1.800000
Profundidad	mt	: 1.600000
Altura sobre el suelo de la base	mt	: 0.150000

## CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION

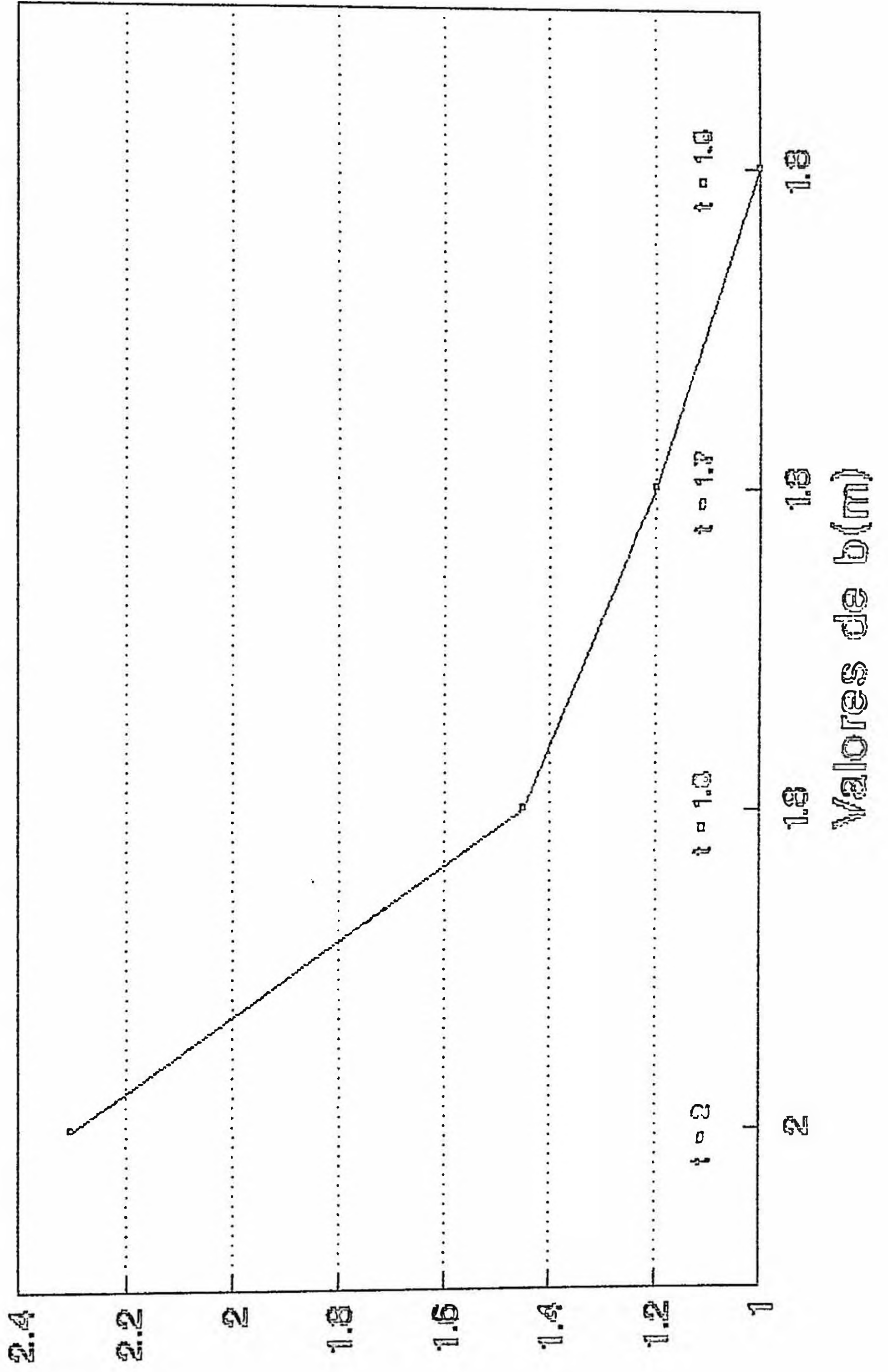
Volúmen de la Excavación	mt	: 5.184000
Peso de la Cimentación	Kg	: 10.345776
Volúmen de la Cimentación	m <sup>3</sup>	: 4.498163
Peso de la tierra gravante	Kg	: 3337.051514
Volúmen de la Tierra Gravante	m <sup>3</sup>	: 1.853917
Carga Total Vertical	Kg	: 5597.397461

## CARGAS APLICADAS Y RESISTENTES

Momento de Fondo	Kg-mt	: 4304.139648
Angulo Límite		: 0.000480
Momento de Escaramiento	Kg-mt	: 5924.980469
Angulo Límite		: 0.000864
Momento Estabilizante	Kg-mt	: 10229.120117
Momento de Volteo	Kg-mt	: 9974.248047
Relación Mom.Estabilizante/Mom. de Volteo		: 1.025553
Posición del Baricentro desde el Fondo	mt	: 0.518754

# CIMENTACION PARA TORRE TORRE 60 KV

## Factor de Seguridad vs Dimensiones



Es también importante tener en cuenta el aspecto económico, ya que si es posible ahorrar diseñando cimentaciones económicas, no solamente desde el punto de vista del material mismo (concreto), sino también se ahorrará, por menos pago de mano de obra y equipos.

Por otra parte en un proyecto determinado, se justifica efectuar el análisis del terreno a fin de determinar el efectivo coeficiente de compresibilidad, ya que este dato es importante para el diseño de la cimentación.

Actualmente y en algunos casos se estima este parámetro con el consiguiente encarecimiento de la cimentación, por el hecho de que el diseñador sobredimensiona el coeficiente de seguridad para asegurar un buen momento estabilizante.

Hay que tener en cuenta, que no existen normas en el actual Código Nacional de Electricidad para la cimentación de líneas de Transmisión, el presente proyecto tiene aspectos importantes que pueda cubrir este vacío.

## CAPITULO 8

### CONCLUSIONES

1.- El presente proyecto de tesis considera que el principal aporte es haber establecido una metodología que permita evaluar organizadamente las dimensiones óptimas para cimentaciones de Líneas de Transporte de Energía Eléctrica hasta el nivel de 138 Kilóvatios.

2.- Desde el punto de vista técnico, si se desea incrementar la estabilidad de un soporte es recomendable incrementar la profundidad del mismo, antes de incrementar la sección del cimiento.

3.- Es casi mismo importante que para cada estudio y cada tipo de soporte se diseñen cimentaciones específicas y no proponer cimentaciones de las mismas dimensiones para toda la línea de transmisión como actualmente es la tendencia.

4.- Es recomendable proponer 3 ó 4 tipos de cimentaciones con dimensiones adecuadas por cada tipo de terreno y soporte.

5.- Lo anterior se sustenta con el hecho de que se corre el riesgo de que algunos cubos están subdimensionados ó sobredimensionados.

ó.- Por último se considera como aporte el programa de cómputo que se adjunta a la tesis, a fin de ser empleado por la facultad ó por los alumnos de la especialidad, interesadas en este tema.



## BIBLIOGRAFIA

- ZOPPETTI JUDEZ, GAUDENCIO.  
Redes Eléctricas de Alta y Baja Tensión  
Editorial Gustavo Gili S.A.  
Sexta Edición Barcelona. España 1978
- M. CARROL, JHON, G FINK, DONALD.  
Manual Práctico de Electricidad para Ingenieros.  
Tomo II, Editorial Reverte S.A. Barcelona  
España 1981
- MARIA CHECA, LUIS.  
Líneas de Transporte de Energía  
Editorial Marcombo Boixareu editores  
Segunda Edición, Barcelona - España 1986
- BECERRA FERNANDEZ, MIGUEL  
Líneas de Transmisión.  
Copias de Clase. Universidad Nacional de Ingeniería.  
1988.
- ROBERTO SUQUET Y JOSE RAMIREZ VASQUEZ  
Instalaciones Eléctricas generales  
Enciclopedia CEAC de Electricidad  
Segunda Edición, Barcelona - España 1974