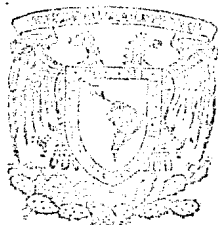


4-88

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA



ELEMENTOS FLEXIBLES PARA DETENCIÓN
DE SUELOS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A

CARLOS MARQUEZ VILLAS

MÉXICO, D. F.

1979



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL

ANTOFAGASTA

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES

60-1-96

Al Pasante señor MARQUEZ RIOS CARLOS
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Francisco Zamora Millán, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"ELEMENTOS FLEXIBLES PARA RETENCION DE
SUELOS"

1. Introducción
2. Planteamiento del problema
3. Clasificación de elementos flexibles
4. Teorías para el cálculo de los empujes
5. Métodos prácticos para la determinación de empujes
6. Proyecto del First National City Bank
7. Conclusiones

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Gd. Universitaria, 30 de abril de 1979

EL DIRECTOR

ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

JJE/OB/LH/ser

ELEMENTOS FLEXIBLES PARA RETENCION DE SUELOS.

	PAG.
I.- INTRODUCCION.	1
II.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.	3
III.- CLASIFICACION DE ELEMENTOS FLEXIBLES.	6
IV.- TEORIAS PARA EL CALCULO DE LOS EMPUJES.	19
V.- METODO PRACTICO PARA LA DETERMINACION DE LOS EMPUJES.	39
VI.- PROYECTO DEL FIRST NATIONAL CITY BANK.	41
VI.a).- DETERMINACION DE LOS EMPUJES.	46
VI.b).- DISEÑO DE LA ATAGUIA DE CONCRETO (MURO MILAN).	71
VII.- CONCLUSIONES.	89

I.- INTRODUCCION.-

La demanda que impone el crecimiento demográfico, al ramo de la Construcción hace que los procesos y métodos de Construcción se perfeccionen, para satisfacer la demanda solicitada.-

En el Area de Geotecnia, en la actualidad es común que se requieran excavaciones de gran profundidad, en áreas de consideración. Esto hace que se desarrollen teorías y métodos, para determinar los empujes que actúan en los elementos de Retención, con lo cual se podrá determinar la estabilidad de la propia excavación, y también de las construcciones que existan en su alrededor.-

Dependiendo de las condiciones en que trabaje la estructura de retención, se pueden clasificar en: Rígidas y flexibles.

En esta tesis se tratarán las estructuras de retención flexibles.

Además se exponen las teorías clásicas para el cálculo de los empujes, así como métodos prácticos que se han obtenido en base a ensayos, en modelos bajo condiciones reales.

Para finalizar se presenta el proyecto para el sistema de retención del edificio del First National CITIBANK, localizado en la esquina de forman las calles de Reforma, Praga y Oxford de la Ciudad de México.-

II.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.-

En la Ingeniería Civil se necesita hacer desniveles en los terrenos en que se edifica una obra. El desnivel constituye un corte de tierra.-

La construcción de cortes de tierra, plantea a la mecánica de suelos, el problema de mantenerlos estables. Anteriormente los desniveles se diseñaban con reglas empíricas, que daban resultados inseguros y antieconómicos.

La mecánica de suelos ha desarrollado métodos para mantener estables los cortes de tierra, utilizando cuando así se requiere, estructuras de retención.-

En el siglo XVIII se inició el desarrollo de hipótesis que explican el comportamiento de las estructuras de retención.-

Coulomb (1776) y Rankine (1857) desarrollaron las primeras teorías, referentes a los empujes de las tierras sobre las estructuras de retención.

El propósito fundamental de este tipo de construcciones es mantener una diferencia de niveles en el suelo y re-

sistir las presiones que son generadas por el, cuando los cortes son inestables por sí solos.

En la Ingeniería actual se usan dos tipos de estructuras de retención; las rígidas y las flexibles.

Las estructuras rígidas generalmente se construyen de mampostería o de concreto que resultan fáciles de instalar, resistentes al deterioro, económicas y seguras.

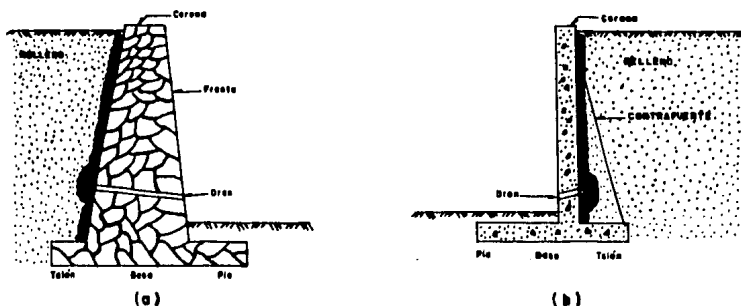


Fig. 1.- Estructuras Rígidas; a) Muro de Mampostería - b) Muro de Concreto Reforzado.

Las estructuras rígidas generalmente se usan en lugares donde la diferencia de nivel que se va a mantener es permanente.-

La estabilidad de la estructura de retención rígida, - se obtiene utilizando su peso propio, o el peso de la tierra que soporta. A base del peso se evita el volteo y deslizamiento que originan las presiones del terreno que sostiene.-

Las estructuras de retención flexibles, permiten movimientos que modifican los esfuerzos originados por el empuje del suelo, y son usadas por lo general como estructuras temporales, salvo casos especiales de construcción.-

En general las estructuras flexibles se denominan tablaestacas y cuando son utilizadas apropiadamente, la condición de trabajo de ellas es eficiente, su colocación es rápida y facilitan las condiciones de trabajo en el lugar de la obra.-

El estudio de estas estructuras flexibles es el objetivo primordial de la presente tesis.-

Las tablaestacas son estructuras continuas, prefabricadas en tramos y unidas por juntas. Hay diferentes tipos de tablaestacas y de juntas, cuyo uso depende de las características del suelo que van a soportar y del objeto de la estructura en el conjunto total de la edificación.-

III.- CLASIFICACION DE ELEMENTOS FLEXIBLES.

Las tablaestacas se pueden clasificar en base a:

III-1.- LOS MATERIALES QUE LAS CONSTITUYEN.

III-2.- LA FORMA EN QUE TRABAJAN.

III-1.- LOS MATERIALES QUE LAS CONSTITUYEN:

Los materiales más comunmente usados en la fabricación de tablaestacas son:

III-1-1.- MADERA.-

III-1-2.- ACERO.-

III-1-3.- CONCRETO.-

III-1-1.- TABLAESTACAS DE MADERA.-

Las tablaestacas de madera se usan en general en forma temporal mientras se realiza la edificación.-

Este tipo de tablaestacas es usado cuando la altura que va a ser soportada es reducida. En caso que sean usadas en suelos muy húmedos o con posibilidad de estar en contacto -- con agua, es necesario protegerlas para evitar su deterioro, durante el tiempo en que vayan a ser utilizadas.-

Las tablaestacas de madera se pueden utilizar reforzándolas con otros materiales como acero y concreto.

Los tipos de tablaestacas más comúnmente usadas en la actualidad son: a tope, machimbradas con tornillos y con uniones metálicas. Estas son mostradas en la Fig. 3.-

Para que las tablaestacas de madera sean hincadas, es necesario fabricarles una punta que se recubra con acero y diseñada en forma que empuje la tablaestaca que se coloca, contra la tablaestaca ya colocada. El objeto de la cubierta de la punta es darle mayor resistencia a la ruptura y facilitar la penetración del elemento estructural en el suelo donde se coloca.-

La Fig. 2 muestra una punta de tablaestaca que facilita la penetración de ella y que presiona contra la tablaestaca ya colocada en el sentido contrario al del avance.-

El conjunto de tablaestacas que forman la estructura de retención del suelo es lo que se denomina tablaestacado.-

La continuidad del tablaestacado se logra usando una junta conveniente. El alineamiento del tablaestacado se logra utilizando la propia junta, o una guía colocada sobre el terreno en donde se hinca el tablaestacado.-

La junta se diseña en función del empuje que deberá re

sistir la tablaestaca y si es posible, usarla como guía de la estructura de soporte.-

En el caso que la junta se use como unión entre las tablaestacas, el alineamiento debera darse con dos rieles de fierro, concreto o madera, colocados sobre el suelo, fijando el perímetro del eje de la tablaestaca.-

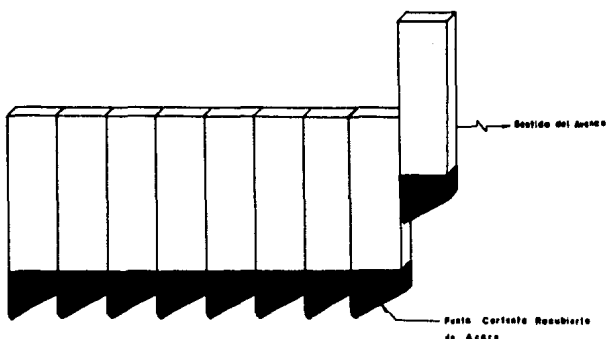
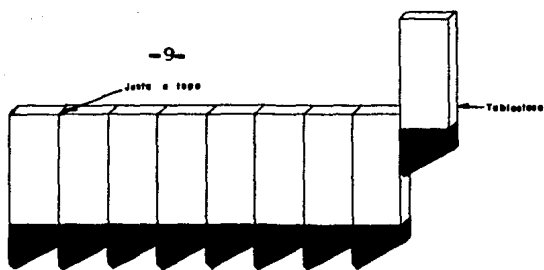


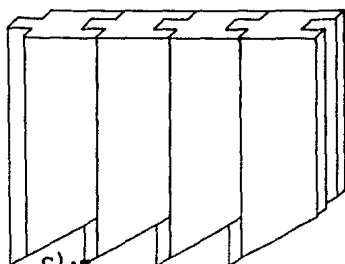
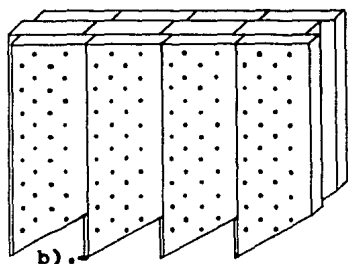
Fig. 2.- Forma que debe tener la tablaestaca de madera y manera de hincado.-

La junta deberá lograr que las tablaestacas trabajen en forma continua como un solo elemento.-

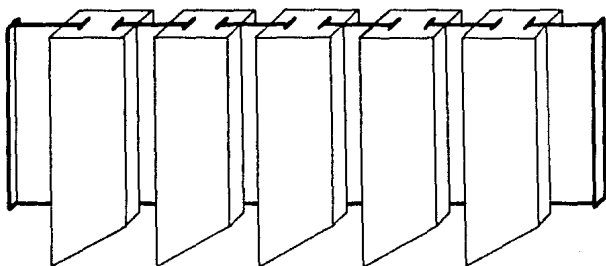
En la figura 3 se presentan las juntas más usadas en tablaestacas de madera.



a) JUNTA A TOPE: PARA TABLAESTACAS ECONOMICAS DE POCA IMPORTANCIA.



b) y c) JUNTAS MACHIMBRADAS: LAS MAS COMUNTE USADAS.



d).- UNION METALICA.
MUY FLEXIBLE; UTIL CUANDO EL EJE LONGITUDINAL DEL TABLAESTACADO TIENE NUMEROSOS CAMBIOS DE DIRECCION.

FIG. # 3.- JUNTAS MAS USADAS EN TABLAESTACAS DE MADERA.

Las tablaestacas de madera encuentran su uso más adecuado en suelos suaves, arenosos y arcillosos. Debido a que estos tipos de suelos presentan poca resistencia a la penetración, no así, los suelos duros o los suelos donde se presentan boleos u otros tipos de material rocoso.-

Las tablaestacas de madera se pueden construir fácil y rápidamente en el mismo lugar de la obra, casi a la par del hincado de aquellas. Es importante mencionar que las tablaestacas de madera son económicas y seguras en un rango de alturas y presiones reducidas.-

III-1-2.- TABLAESTACAS DE ACERO.-

Las tablaestacas de acero son usadas en suelos duros, así como donde hay presencia de gravas, arenas y boleos.

El principal problema que se presenta al hincar tablaestacas en suelos duros es la generación de fuertes resistencias a la penetración de ellas, induciendo grandes esfuerzos de flexión y compresión.-

El acero es el material más adecuado para ser usado cuando se presentan esfuerzos de magnitud considerable, ya que el área transversal necesaria para resistir un esfuerzo dado es menor en el acero que en madera o el concreto, y si

el área transversal de la tablaestaca es menor, será también menor la resistencia a la penetración que oponga el suelo.-

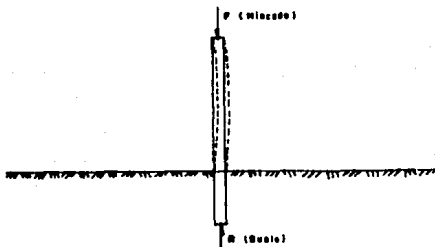


Fig. 4.- Esfuerzos de flexión y compresión generados al hincar las tablaestacas.-

Es importante mencionar que las tablaestacas de acero -- presentan muy poca deformación bajo las grandes presiones -- que son capaces de soportar.-

Las tablaestacas de acero se pueden usar varias veces y permiten modificaciones durante la obra, rápidas y seguras, por medio de soldaduras o remaches.-

Otra cualidad es que trabajan eficientemente en presencia de agua durante largo tiempo con mantenimiento adecuado.

Las tablaestacas de acero son usadas en cortes elevados

que generan altas presiones donde tablaestacas de otro material, necesitarían secciones transversales muy robustas, lo cual redundaría en mayor trabajo y costo.-

Las tablaestacas de acero no son muy usadas en México, porque el acero es muy caro y difícil de conseguir; y por lo regular se mandan fabricar sobre medida a las compañías de la industria del Hierro y del Acero, o en su defecto se importan de otros países.-

En seguida se presentan algunos tipos de tablaestacas de acero con sus características y propiedades (Ver tabla 1)

III-I-3.- TABLAESTACAS DE CONCRETO.-

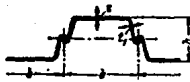
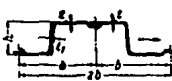
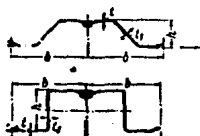
Esta clase de tablaestacas pueden ser prefabricadas en taller o en la obra. En la obra se pueden construir colocadas en el sitio o prefabricadas ahí mismo. Son utilizadas principalmente en lugares donde se presentan presiones importantes de tierra y cuando resultan más económicas que las de acero.-

Una ventaja importante de este tipo de tablaestacas es que trabajan satisfactoriamente bajo el nivel del agua sin prácticamente ningún mantenimiento. Otra ventaja también importante es que pueden fabricarse en el lugar de la obra.-

b) Tablestacas metálicas de Origen Alemán.

Características mecánicas extraídas del «Beton-Kalender».

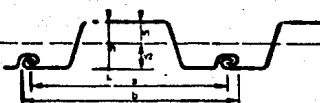
1. Perfiles normales

Perfil	Firma Besart				Pesos		Para un muro de un metro de anchura		
	Mediciones				g placa	G muro	U_s	F	U
	b	h	t	t ₁	kg/m	kg/m ²	cm ³	cm ²	cm
<p>Tipo «Larsen» Firma Dortmund-Hoerder Hüttenunion A.-G., Dortmund</p> 									
Ia neu	400	220	7,5	6,3	35,6	89	600	113	260
31	450	180	9,5	9,5	45,0	100	460	127	230
II	400	200	10,2	8,7	48,8	122	850	156	270
II neu	400	270	9,5	7,5	48,8	122	1100	156	301
III	400	247	14,2	9,2	62,0	155	1350	198	285
III neu	400	290	13	8,5	62,0	155	1600	198	309
IV neu	400	360	14,8	10,0	74,0	185	2200	236	330
V	420	360	20,5	12,0	100,0	238	3000	303	330
VI	420	440	22	14,0	121,8	290	4200	370	368
VII	460	460	26	14,0	142,6	310	5000	394	370
<p>Tipo «Hoesch» Firma Westfalenhütte A.-G. Dortmund</p> 									
Ia	425	160	7	7	37,8	89	600	113	252
I	425	160	8	8	42,5	100	700	127	254
II	425	200	9,5	8,5	51,9	122	1100	155	278
III	400	230	12	9,5	62	155	1600	197	291
IV	400	267	14	10,5	74	185	2200	236	306
V	425	290	18	12	101,2	238	3000	303	327
<p>Tipo Krupp» Firma Hüttenwerk Rheinhausen A.-G. Rheinhausen</p> <p>K 3 I a - K 3 II</p> <p>K II - K VI</p> 									
K 3 I a	430	160	7,8	6,2	38,4	89	600	114	236
K 3 I	430	160	8,5	8	43,0	100	430	128	236
K 3 I b	430	160	9,3	8,7	45,8	106	660	135	236
L 3 II	430	180	11,7	10	52,5	122	850	153	242
K 3 V	400	200	8,2	8	48,8	122	1100	155	295
K 3 L 2	400	240	10,5	9	62,0	155	1600	198	315
K 3 L 1 b	400	200	12	10	62,0	155	1350	198	295
K 3 V V	400	280	13,2	10	74,0	185	2200	236	336
K 3 V V	366	320	14,5	12	85,7	238	3000	306	378
K 3 V V	366	326	22	13	104,4	290	3900	369	372

TABLESTACAS

TABLESTACAS DE WENDEL

Características de los perfiles



Número de las tablestacas	Espesura	Longitud			Alveos	Peso		Número de barcos	Distancia de los libros alveos		Módulos de resistencia			
		cm		mm		kg/m ²	kg/m ³		por unidad		por metro			
		a	b	h		cm 4	cm 3		cm 3	cm 3	cm 3	cm 3		
3-17	3	711	742	125	23.98	32.20	573	6.2	6.2	141	141	188	188	
3-17b	3.75	711	743	125	26.70	45.30	1091	6.2	6.2	174	174	245	245	
5-12	4	724	631	182	38.45	51.80	284	14.3	6.3	294	340	356	495	
5-12b	4	725	601	180	41.80	44.40	971	16.7	6.3	337	478	447	577	
6-20	6	638	738	240	47.00	70.00	545	18.6	16.6	488	579	604	782	
6-20b	6	666	726	240	56.80	84.98	656	15.6	17.6	462	630	723	946	

(como ya se mencionó anteriormente) a la medida y ancho de acuerdo al proyecto previamente elaborado.-

Los inconvenientes que presentan las tablaestacas de concreto reforzado son: en primer lugar el peso propio que es mayor que el de las tablaestacas de madera o acero, obligando a utilizar equipos más pesados para las maniobras.-

Debido a la forma en que trabaja el concreto reforzado es necesario manejarlas con más cuidado que las tablaestacas de madera y acero. También es necesario mencionar que el volumen de tierra que debe ser desalojado al hincarlás en el suelo es grande, por lo que se hace más difícil la penetración. Requiriéndose equipos más pesados para su hincado.

En la Fig. 5 se muestran dos tipos de tablaestacas típicas de concreto reforzado.-

III-2.- DE ACUERDO A LA FORMA EN QUE TRABAJAN.-

De acuerdo a la forma en que trabajan las tablaestacas se pueden clasificar en:

III-2-1.- TABLAESTACAS EN CANTILIVER.

III-2-2.- TABLAESTACAS APOYADAS; ANCLADAS O APUNTALADAS.-

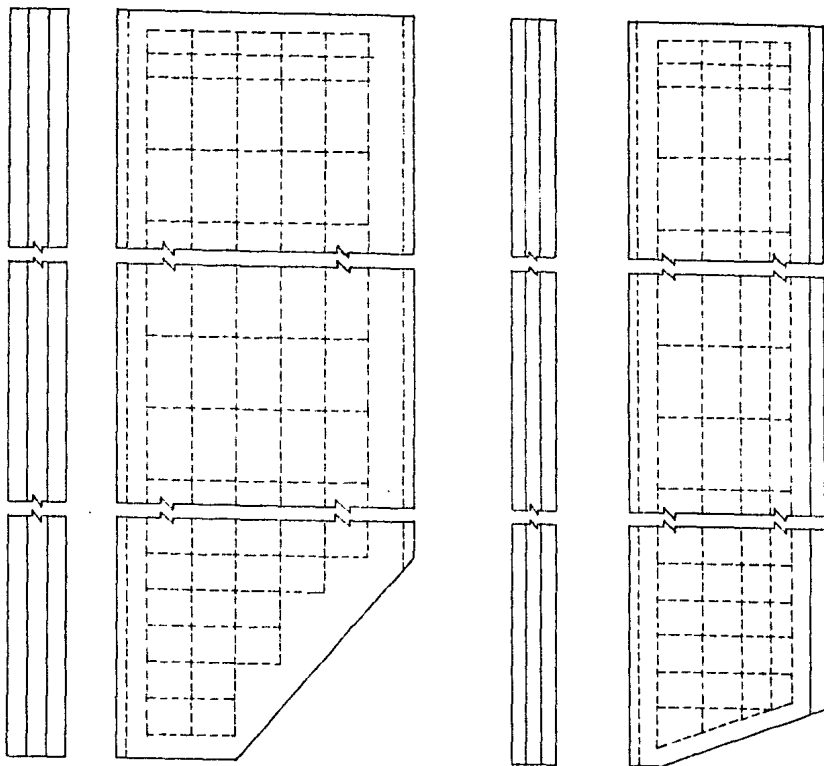
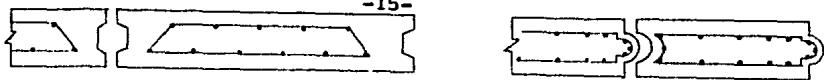


FIG. # 5

TABLAESTACAS TIPICAS DE CONCRETO REFORZADO.

III-2-1.- TABLAESTACAS EN CANTILIVER:

La característica principal de este tipo de tablaestaca reside en que las presiones originadas por el desnivel - del corte se transmiten a la parte del suelo, donde queda - empotrada, sirviendo como apoyo el propio suelo y la estabi- lidad de la tablaestaca depende de la penetración en la par- te del suelo que no se removerá al realizar el desnivel.-

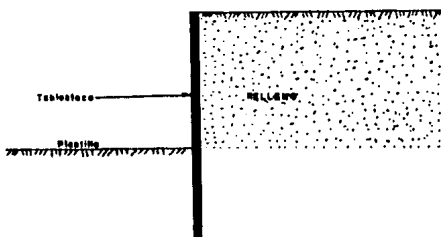


Fig. 6.- Tablaestaca en Cantiliver.-

Al diseñar la tablaestaca en Cantiliver se necesita - analizar la penetración que debe tener, para evitar la fa- lla por volteo, originada por la falta de apoyo en la base de las tablaestacas al romperse el suelo. También debe cui- darse la forma de la tablaestaca y la resistencia del mate- rial con que este fabricada, ya que de todo lo anterior de- pende la capacidad de retención de la estructura.-

III-2-2.- TABLAESTACAS APOYADAS; ANCLADAS O APUNTALADAS:

El tablaestacado apoyado debe su estabilidad a la penetración en el suelo y a un sistema de apoyo que contraresta las deformaciones que se presentan en la parte superior de las tablaestacas en Cantiliver. En estas condiciones el tablaestacado apoyado que tenga sección transversal y empotramiento igual a los del tablaestacado en Cantiliver soportará presiones mayores.-

El apoyo de las tablaestacas se puede hacer de varias formas, las más comunes son las que se muestran en la Fig. 7.-

La tablaestaca apoyada con anclaje deja libre el espacio que circunscribe. No así el apuntalado que ocupa parte del espacio interior circunscrito.-

El apoyo con anclaje o el apoyo con apuntalamiento se utiliza dependiendo de las condiciones físicas o económicas de la obra que se construye.-

Para determinar las secciones transversales y la longitud del tablaestacado, es necesario calcular los esfuerzos generados en el suelo, los cuales deben de ser contrarrestados por las tablaestacas. La distribución de estos esfuer--

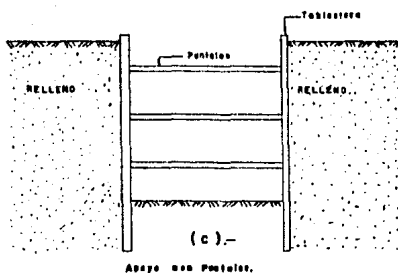
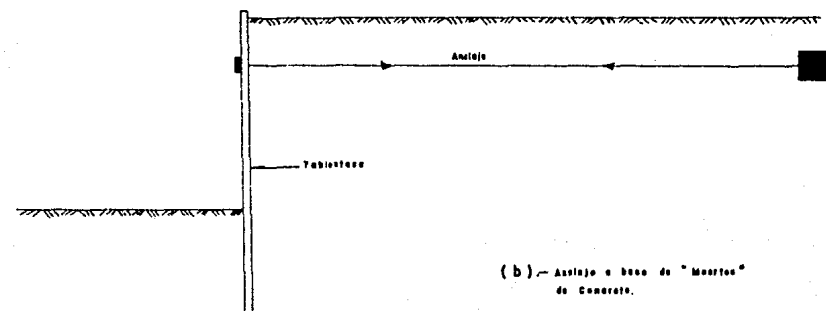
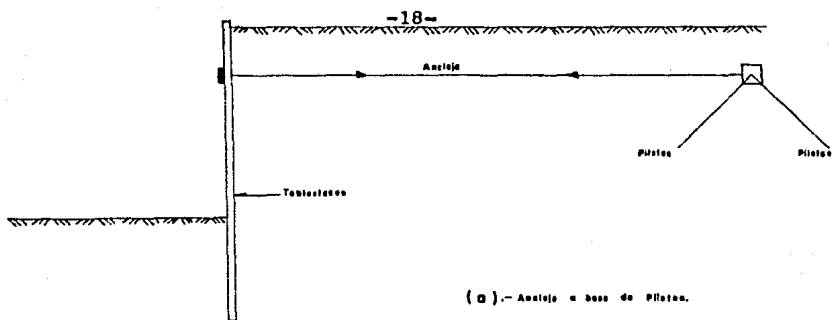


Fig. Nº 7 Diferentes Tipos de Apoyos en Tablestacas

zos a lo alto del tablaestacado depende de los desplazamientos laterales que se producen en el terreno como se demuestra posteriormente; los esfuerzos a su vez son función de la rigidez del material de que este fabricada la tablaestaca.

Es también importante determinar la forma de apoyo y el lugar más adecuado de su colocación, para el mejor funcionamiento de las tablaestacas.-

IV.- TEORIAS PARA EL CALCULO DE LOS EMPUJES.-

IV-1.- TEORIA DE COULOMB.

El primer intento para calcular la presión de la tierra sobre elementos de soporte fue realizada por Ch. A. Coulomb' (1776).-

Aplicó los principios básicos del equilibrio límite para obtener el empuje de un relleno limitado por una pared de retención.-

La solución se base en la hipótesis de que la falla ocurre a lo largo de una superficie continua, sobre la cual se rompe el material. El material se considera isotropo y homogéneo y su resistencia al esfuerzo cortante se expresa de la siguiente manera:

$$S = C + \sigma \operatorname{Tg} \phi$$

Las mismas simplificaciones se usaron posteriormente para determinar los empujes de un relleno limitado en la parte superior por una superficie arbitraria y sobre muros de respaldo quebrado.-

En resumen: las hipótesis propuestas por Coulomb, -- son las siguientes:

- 1.- El suelo es isótropo, homogéneo y posee resistencia - debida a la fricción interna y a la cohesión del mismo.
- 2.- La superficie de falla donde se rompe el suelo es una' curva continua y se simplifica suponiéndola plana.-
- 3.- Las fuerzas de fricción y cohesión desarrolladas a lo' largo de la superficie de falla se distribuyen uniformente.-

Además se agregaron las siguientes hipótesis:

- 1.- La cuña formada por la superficie libre del suelo, el' muro de retención y la superficie de falla, denominada "Cuña de falla", se comporta como un cuerpo rígido.-
- 2.- La cuña de falla al moverse sobre el respaldo del muro desarrolla fuerzas de fricción a lo largo del respaldo.

3.- El problema es bidimensional porque solo se analiza una' sección transversal de un muro semi-infinito.-

Con las anteriores hipótesis se pueden hacer los siguientes análisis.-

TEORIA DE COULOMB EN SUELOS CON COHESION Y FRICCIÓN.-

M E T O D O D E L A C U Ñ A.

A.- ANALISIS DE LOS EMPUJES CUANDO EL MURO CEDE.-

Este análisis se puede hacer gráfico o analítico, a continuación se presenta el análisis gráfico.-

Las fuerzas que actúan en la cuña de falla con las cuales se construye el dinámico de fuerzas son las siguientes - (Ver Fig. 8): La fuerza de fricción sobre el respaldo del muro (C_w), la cohesión entre el suelo y el muro ($E \operatorname{Tg} \delta$), las fuerzas de fricción y cohesión sobre la superficie de falla ($C_s + R \operatorname{Tg} \theta$), y el peso de la cuña de falla (w).-

En la Fig. 8 (b) se determina el valor del empuje por medio del polígono de fuerzas. De este sistema de fuerzas conocemos la magnitud y dirección de C_w , C_s y w ; también conocemos la dirección de E y R desconociendo sus magnitudes, las cuales podemos encontrar por medio de su intersección en el po-

lígono de fuerzas.-

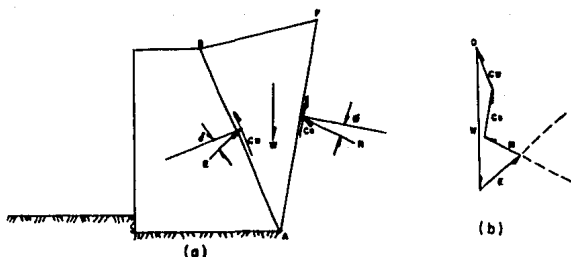


Fig. 8.- a) Cuña de Falla. b) Polígono de Fuerzas.

Hasta el momento se ha analizado una supuesta cuña de falla, de la cual se ha determinado el empuje. Pero es necesario analizar varias de las posibles cuñas de falla, para poder determinar el empuje máximo con el cual se debe diseñar la estructura.-

Para ilustrar la manera de determinar el empuje máximo se plantea un ejemplo esquemático y se seguirán los pasos del método, en el orden que a continuación se menciona.-

- 10.- Se dibuja el elemento de retención y la superficie del relleno a una escala apropiada, y se suponen varias cuñas de falla (Ver Fig. 9).

- 2o.- Se calculan los pesos de cada una de las supuestas cuñas de falla, en este caso, las cuñas son: ABE_1 , ABE_2 , ABE_3 . Dibujándose a escala en el polígono de fuerzas (Ver Fig. 9).-
- 3o.- Se calculan los valores de C_w y C_s . C_w se calcula multiplicando el valor de c por la longitud de AB . Para calcular los valores de C_s se multiplica el valor de c por la longitud AE_1 , AE_2 y AE_3 respectivamente. Trazándose estos valores, así como los pesos correspondientes a cada cuña como se indica en la Fig. 9.b.
- 4o.- Se trazan los valores de C_s a la escala apropiada, llevando paralelas a las superficies de falla consideradas como se indica en la Fig. 9.b.
- 5o.- Por los vectores correspondientes $W_1... W_2... W_n$ se trazan paralelas a E_a (Nótese que la dirección de E_a permanece constante para cada problema, dependiendo del ángulo ϕ que es el ángulo de fricción entre el suelo y el elemento de retención.)
- 6o.- En seguida se traza el vector R como se indica en la Fig. 9.b. cuya dirección forma un ángulo θ con la perpendicular a la superficie de falla de la cuña considerada.-

7o.- La intersección de los vectores R y E_a define el lugar geométrico de una curva.-

8o.- Para la curva obtenida en el paso anterior, se dibuja una tangente paralela al vector de pesos, el punto de tangencia define el lugar geométrico del empuje máximo que necesitamos para diseñar la estructura.

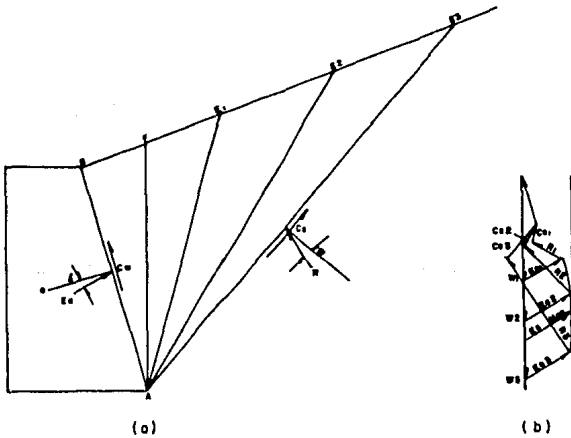


Fig. 9.- Método de la Cuña para suelos con cohesión y - fricción según la teoría de Coulomb cuando el muro cede.-

B).- ANALISIS DE LOS EMPUJES CUANDO EL MURO PRESIONA HACIA EL INTERIOR DEL CORTE.

En el caso del análisis de los empujes cuando el muro presiona hacia el interior del corte también se puede llegar a aplicar la teoría de Coulomb simplificando la forma de la superficie de deslizamiento curva, por una superficie plana. En estas condiciones también puede encontrarse el empuje de proyecto por un procedimiento de tanteos análogo descrito para análisis de los empujes, cuando el muro cede. Al analizar los empujes cuando el muro presiona hacia el interior del corte, la teoría de Coulomb produce resultados fuera de los reales, por lo que no es muy recomendable su uso.-

COMENTARIOS A LA TEORIA DE COULOMB.

El suponer un suelo ideal es un error grave, ya que en la práctica real esto no ocurre, también el suponer que un plano define la superficie de falla es un error, del cual Coulomb se dio cuenta, pero esto simplifica la solución del problema y el error que estriba esta simplificación, es generalmente pequeño para el caso cuando el muro cede.-

Las hipótesis que se establecen para desarrollar la teoría de Coulomb y fundamentalmente que el suelo es homogéneo,

que tenga una ley de resistencia lineal, que a todo lo largo de la superficie de falla se produzca la ruptura simultáneamente, son aproximaciones gruesas, lo que justifica la hipótesis que la superficie de falla es recta, aún cuando Coulomb en sus consideraciones iniciales la supuso curva.-

Todas las hipótesis de la teoría proporcionan empujes - probablemente mayores que los reales, esto en el caso en que se determinan presiones pasivas sobre el muro. Caso en el -- cual los resultados son bastante mayores que los reales.-

IV-2.- TEORIA DE RANKINE.

La teoría de Rankine considera básicamente las mismas - hipótesis que la de Coulomb a excepción de que el no considera fricción en la pared del muro, e introdujo los conceptos* de empuje activo y pasivo.-

Las hipótesis de la Teoría de Rankine son:

- 1o.- El relleno debe ser una superficie plana.-
- 2o.- No hay fricción en la pared del muro.-
- 3o.- La ley de resistencia al esfuerzo cortante es la - siguiente:

$$S = C + V \operatorname{Tg} \phi$$

Considerando un elemento de suelo de altura dz situado a una profundidad z en el interior de un semi-espacio de suelo en reposo, es decir, sin permitir ningún desplazamiento a partir de su estado natural (Ver Fig. 10).

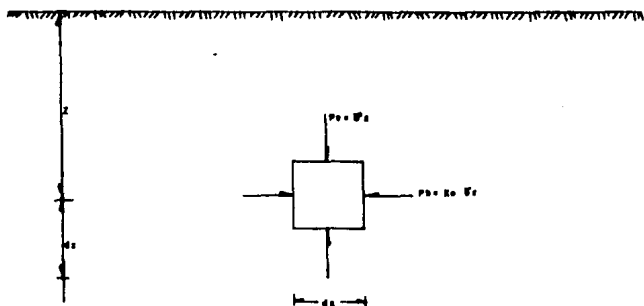


Fig. 10 Esfuerzos actuantes sobre un elemento de suelo en reposo.-

En estas condiciones $P_v = \gamma z$ en donde γ es el peso específico correspondiente al estado en que se encuentre el suelo.-

La presión vertical actuante origina un esfuerzo horizontal que vale: $P_h = K_o \gamma z$.-

En donde K_o es un coeficiente de proporcionalidad que relaciona P_h con P_v y se denomina coeficiente de presión -

del suelo en reposo.-

A partir del estado de esfuerzos del suelo en reposo se puede llegar a la falla por dos caminos que son:

- 1o.- Al disminuir el esfuerzo horizontal manteniendo el vertical constante hasta llegar a la ruptura, se tiene que:

$$P_h = K_a \gamma z$$

Cuando se llega a la presión mínima que resiste el suelo en donde K_a se denomina coeficiente de presión activa de los suelos.-

Debe notarse que en este caso P_h y P_v son esfuerzos principales, ya que por hipótesis no existen esfuerzos -- tangenciales en planos horizontales y verticales. El esfuerzo vertical es el esfuerzo principal mayor.-

- 2o.- Consiste en tomar al esfuerzo vertical como principal menor.-

Aumentando ahora el valor del esfuerzo horizontal -- (que en este caso es el principal mayor) hasta llegar al valor de:

$$P_h = K_p \gamma z$$

Que es la presión máxima que aguanta el suelo antes de fallar, donde:

P_h = Presión horizontal.

K_p = Coeficiente de la presión Pasiva de los suelos.

γ = Peso específico del suelo en el estado en que se encuentra.-

z = Profundidad bajo la superficie del terreno.-

Las dos posibilidades anteriormente mencionadas se analizan con más detalle a continuación y son los que definen los estados plásticos de Rankine.-

En la Fig. 11 se muestran en el diagrama de Mohr los estados plásticos de Rankine.-

Un suelo esta en estado plástico cuando se encuentra en estado de falla incipiente generalizado, provocado ya sea por una disminución del esfuerzo horizontal hasta llegar a la ruptura del material, en este caso se genera la presión activa o bien se incrementa el esfuerzo horizontal hasta llegar a la ruptura, produciéndose el estado pasivo como se ve en la Fig. 11.-

En el campo la disminución del esfuerzo horizontal se produce cuando el muro de retención cede, al ser empu-

jado por la tierra, en este caso se pone en actividad el suelo "siguiendo" el muro.-

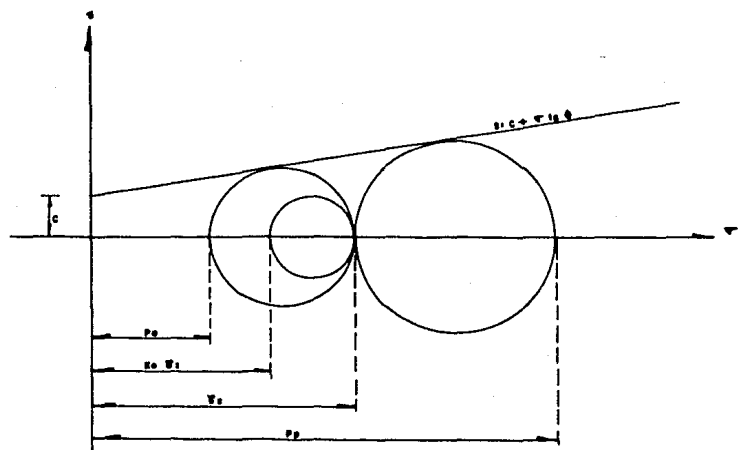


Fig. 11 Estados Plásticos de equilibrio en el diagrama de Mohr, en suelos con cohesión y fricción.-

El incremento del esfuerzo horizontal se efectua -- cuando el muro de retención empuja al suelo, resistiendo el suelo pasivamente este empuje.-

A continuación se presenta la manera de obtener -- el esfuerzo activo.- *

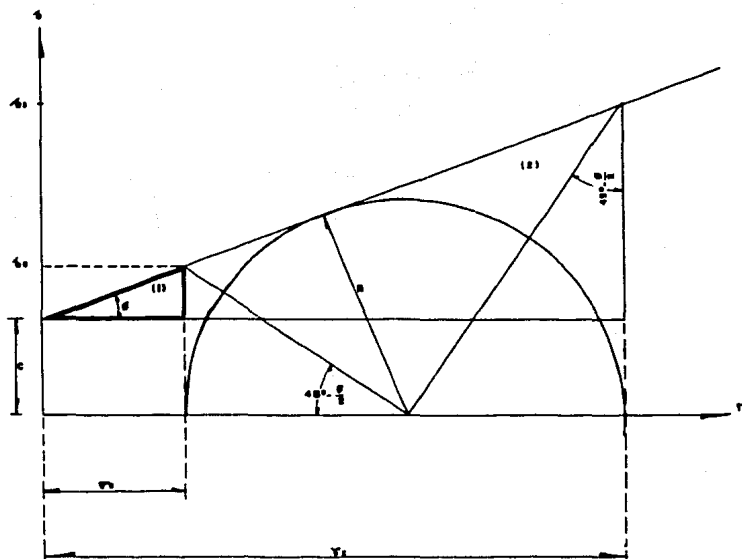


Fig. 12.- Determinación de los Esfuerzos.-

* Esta manera de obtener los esfuerzos fue deducida por el Ing. Francisco Zamora Millan.

De la Fig. 12 por igualación de la geometría de los triángulos tenemos que:

$$\frac{\delta z - C}{\delta a - C} = \frac{\gamma z}{\gamma a} \quad (1)$$

Restando uno a cada miembro de la igualdad para que no se altere, tenemos:

$$\frac{\delta z - C}{\delta a - C} - 1 = \frac{\gamma z}{\gamma a} - 1 \quad (2)$$

Sacando un común denominador en cada miembro de la Ec. (2), tenemos:

$$\frac{\delta z - C - \delta a + C}{\delta a - C} = \frac{\gamma z - \gamma a}{\gamma a}$$

$$\frac{\delta z - \delta a}{\delta a - C} = \frac{\gamma z - \gamma a}{\gamma a} \quad (3)$$

De la Fig. 12, tenemos:

$$\delta z = \frac{R}{\text{Tg. } (45 - \phi/2)} \quad (4)$$

$$\delta a = R \text{Tg. } (45 - \phi/2) \quad (5)$$

$$2R = \gamma z - \gamma a \quad (6)$$

Sustituyendo los valores de las Ec. (4) y (5) en -- (3), tenemos:

$$\frac{\frac{R}{\text{Tg. } (45 - \phi/2)} - R \text{Tg. } (45 - \phi/2)}{R \text{Tg. } (45 - \phi/2) - C} = \frac{\gamma z - \gamma a}{\gamma a} = \frac{2R}{\delta a}$$

Dividiendo ambos miembros entre R para que no se altere la igualdad, tenemos:

$$\frac{\frac{1}{\text{Tg.}(45 - \beta/2)} - \text{Tg.}(45 - \beta/2)}{R \text{Tg.}(45 - \beta/2) - C} = \frac{2}{r a}$$

Sustituyendo el valor de R y despejando r a, se obtiene lo siguiente:

$$r a \left[\frac{1}{\text{Tg.}(45 - \beta/2)} - \text{Tg.}(45 - \beta/2) \right] = \frac{2 \left[\frac{\gamma z - \sqrt{a}}{2} \right]}{\text{Tg.}(45 - \beta/2) - C}$$

$$r a \left[\frac{1 - \text{Tg.}^2(45 - \beta/2)}{\text{Tg.}(45 - \beta/2)} \right] = \left[\frac{\gamma z \text{Tg.}(45 - \beta/2) - \sqrt{a} \text{Tg.}(45 - \beta/2) - 2C}{\text{Tg.}(45 - \beta/2)} \right]$$

$$r a (1 - \text{Tg.}^2(45 - \beta/2)) = \left[\frac{\gamma z \text{Tg.}^2(45 - \beta/2) - \sqrt{a} \text{Tg.}^2(45 - \beta/2) - 2C \text{Tg.}(45 - \beta/2)}{\text{Tg.}(45 - \beta/2)} \right]$$

$$\left[\frac{r a (1 - \text{Tg.}^2(45 - \beta/2)) + r a \text{Tg.}^2(45 - \beta/2)}{\text{Tg.}^2(45 - \beta/2)} \right] = \left[\frac{\gamma z \text{Tg.}^2(45 - \beta/2) - 2C \text{Tg.}(45 - \beta/2)}{\text{Tg.}^2(45 - \beta/2)} \right]$$

$$\left[\frac{r a (1 - \text{Tg.}^2(45 - \beta/2)) + \text{Tg.}^2(45 - \beta/2)}{\text{Tg.}^2(45 - \beta/2)} \right] = \left[\frac{\gamma z \text{Tg.}^2(45 - \beta/2) - 2C \text{Tg.}(45 - \beta/2)}{\text{Tg.}^2(45 - \beta/2)} \right]$$

$$\Gamma a = \gamma z \operatorname{Tg}^2(45 - \phi/2) - 2C \operatorname{Tg} (45 - \phi/2) \quad (7)$$

Si se define:

$$N \phi = \operatorname{Tg}^2(45 + \phi/2) \quad (8)$$

Entonces tenemos: que la presión activa es:

$$\Gamma a = \frac{\gamma z}{N\phi} - \frac{2C}{\sqrt{N\phi}} \quad (9)$$

Integrando esta expresión a lo largo de la altura del muro H se obtiene:

$$Ea = \int_0^H \left(\frac{\gamma z}{N\phi} - \frac{2C}{\sqrt{N\phi}} \right) dz$$

$$Ea = \frac{1}{2 N\phi} \gamma H^2 - \frac{2C}{\sqrt{N\phi}} H \quad (10)$$

La línea de acción del empuje es horizontal y pasa -- por el centroide del área total de presiones.--

La expresión (9) indica que para valores pequeños de (z), las presiones en el muro son negativas; es decir, -- existe una zona de tensiones. La profundidad a la que llega esta zona (tomando como referencia la superficie del -- suelo retenido) se obtiene igualando a cero ecuación (9).

$$\frac{1}{2} \frac{H^2}{N\phi} - \frac{2C}{\sqrt{N\phi}} = 0$$

$$\frac{1}{2} \frac{H^2}{N\phi} = \frac{2C}{\sqrt{N\phi}}$$

$$Z_0 = \frac{2C}{\gamma} \frac{N\phi}{\sqrt{N\phi}} = \frac{2C}{\gamma} \sqrt{N\phi} \quad (11)$$

Siendo Z_0 la profundidad abajo de la cual ya no hay tensiones en el suelo.-

La altura crítica teórica con la que puede mantenerse sin soporte el suelo en corte vertical puede calcularse igualando a cero el empuje total (Ec. 10) en cuyo caso:

$$\frac{1}{2} \frac{H^2}{N\phi} \gamma H^2 = \frac{2C}{\sqrt{N\phi}} H$$

$$H = \frac{4C}{\gamma} \frac{N\phi}{\sqrt{N\phi}}$$

$$H \text{ cr.} = \frac{4C}{\gamma} \sqrt{N\phi} \quad (12)$$

Si por efecto de las tensiones el relleno pudiera -- agrietarse, ha de tenerse en cuenta que dejarán de producirse empujes horizontales y la fuerza total debe de calcularse tomando en cuenta este hecho.-

El valor de las tensiones varía con la fricción y -- cohesión del suelo.-

Como regla práctica los empujes pueden calcularse en base al triángulo inferior de compresión mostrado en la Fig. 13 que se presenta a continuación.

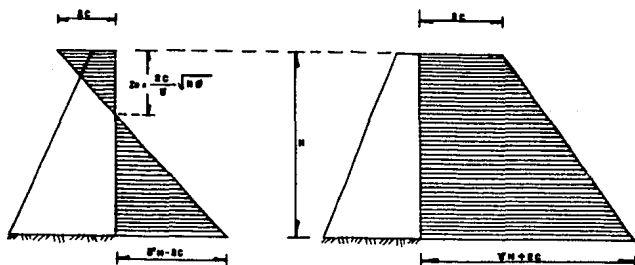


Fig. 13.- Distribución de las presiones Activa y Pasiva en suelos con cohesión y fricción.

El empuje Pasivo se determina de la misma manera como se obtuvo el empuje Activo anteriormente.

Partiendo de la Ec. (8) obtenida en la presión Activa que a continuación se transcribe:

$$\tau_a = \frac{\gamma z}{N\phi} - \frac{2C}{\sqrt{N\phi}} \quad (8)$$

Considerando que en este caso: $\tau_h = \tau_v$

Por lo tanto en la Ec. (8) se deben hacer las siguientes consideraciones:

$$\gamma z = \tau p$$

$$\tau a = \gamma z$$

Haciendo estas consideraciones en la Ec. (8) del esfuerzo activo, obtenemos la ecuación del esfuerzo pasivo que es la siguiente:

$$\gamma z = \frac{\tau p}{N\phi} - \frac{2C}{\sqrt{N\phi}} \quad (13)$$

Despejando la presión pasiva (τp) en la Ec. (13) se tiene:

$$\tau p = \gamma z N\phi + 2C \sqrt{N\phi} \quad (14)$$

Integrando esta expresión a lo alto del muro se obtiene el empuje pasivo (E_p).

$$E_p = \int_0^H (\gamma z N\phi + 2C \sqrt{N\phi}) dz$$
$$E_p = \frac{1}{2} N\phi \gamma H^2 + 2C \sqrt{N\phi} H \quad (15)$$

La línea de acción del empuje es horizontal y pasa por el centroide del área total de presiones.-

Las teorías de Coulomb y Rankine descritas anteriormente no determinan la deformación necesaria para llegar a la ruptura del suelo y pasar del estado de esfuerzos - en reposo, al estado activo, o al pasivo; suponen simplemente que esos estados límites se alcanzan cuando ha tenido lugar "cierto" desplazamiento lateral.-

Es importante mencionar que el procedimiento elegido para llevar a cabo el desalojo del material, en la zona que será reemplazado con tablaestacas; así como la rapidez con que se ejecuta la excavación, la magnitud y -- uniformidad de la precompresión a que son sometidos los diferentes puntales, tienen influencia sobre la distribución de presiones resultantes, la cual hasta el momento no ha sido posible cuantificar.-

Por lo anteriormente expuesto, podemos decir que -- las teorías clásicas de empuje de tierra no ofrecen suficiente confiabilidad para determinar las presiones en este tipo de estructuras. Por lo que es necesario apoyarse en métodos experimentales obtenidos de mediciones de presión realizadas en estructuras reales.-

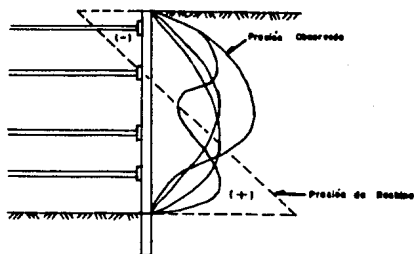
V.- METODO PRACTICO PARA LA DETERMINACION DE
LOS EMPUJES.-

Uno de los métodos que han sido elaborados con base en mediciones de presión sobre estructuras de retención reales, es el propuesto por Terzaghi y Peck.-

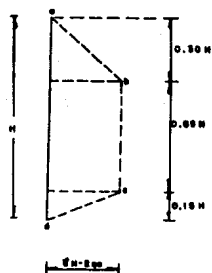
Este método está basado en un análisis gráfico de los resultados obtenidos en las mediciones de presión -- realizadas en una serie de estructuras de retención.-

En 1941 Terzaghi y Peck llevaron a cabo mediciones de presión en varias estructuras de retención, bajo las mismas condiciones de prueba. Esto quiere decir que utilizaron los puntales a la misma altura, se les dio la -- misma precompresión a los puntales etc.

Luego de determinarse el diagrama de presiones para cada una de las estructuras de retención en estudio, se procedieron a dibujarse en un mismo sistema de referen-- cia para de ahí determinar la envolvente de los diagramas de presiones en estudio. Dicha envolvente se presenta a continuación:



(a)



(b)

dado: un Rankine medio a compresión simple.

- * Fig. 14.- a) Resultados de las mediciones del empuje lateral contra el tablaestacado en una excavación a cielo abierto.
- b) Envolvente de presiones propuesta por Terzaghi y Peck.

* Tomado del Libro "Mecánica del Suelo" de Terzaghi.

VI.- PROYECTO DEL FIRST NATIONAL CITY BANK.

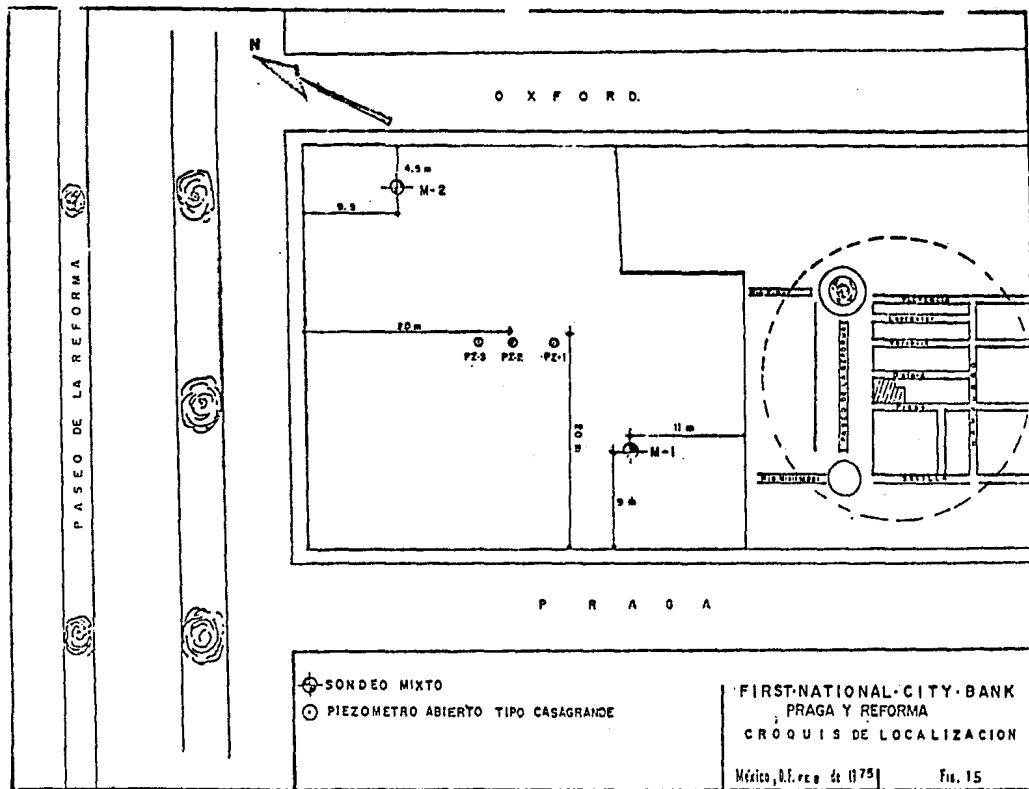
En el proyecto que a continuación se presenta se ob tendrá la distribución de los empujes sobre el tablaesta cado; así como las dimensiones requeridas para trabajar en forma segura.-

El proyecto contempla la construcción de un edifi-- cío para oficinas del First National City Bank que se en encuentra localizado en el predio ubicado en la Avenida Pa seo de la Reforma entre las calles Praga y Oxford (Ver. Fig. 15).-

El edificio está constituido por tres sótanos, plan ta baja, vestíbulo y 17 niveles. Los tres sótanos, plan ta baja, vestíbulos y niveles uno y dos ocupan toda el - área del predio. Los niveles tres a diecisiete ocupan -- un área en planta menor que el área total ocupada por el edificio.-

En la Fig. 16 se representa en planta y corte las - características del proyecto antes mencionado.

Con el objeto de determinar la estratigrafía y pro- piedades del subsuelo, se realizaron dos sondeos con mues



PASEO DE LA REFORMA

O X F O R D.

4.5 m

M-2

8.5

20 m

PZ-3

PZ-2

PZ-1

20 m

11 m

M-1

9.4

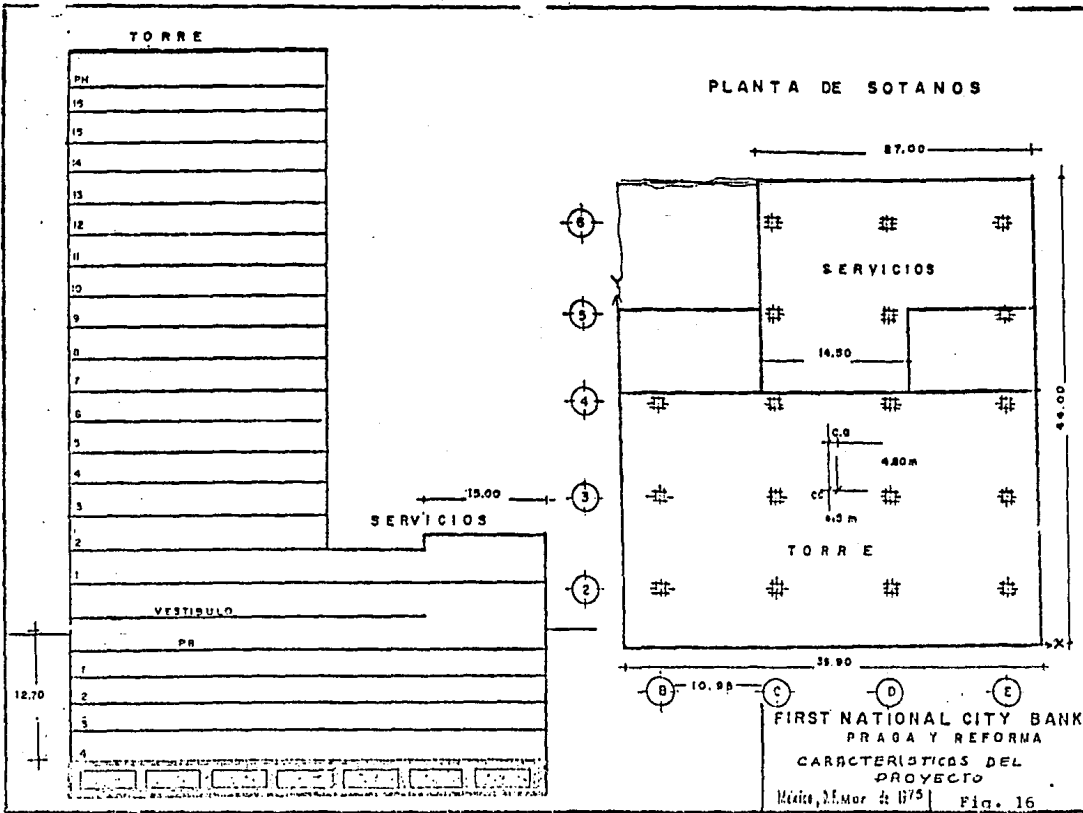
P R A G A

- ⊕ SONDEO MIXTO
- PIEZOMETRO ABIERTO TIPO CASAGRANDE

FIRST NATIONAL CITY BANK
PRAGA Y REFORMA
CROQUIS DE LOCALIZACION

México, D.F. no. de 1175 | FIG. 15

-42-



treo continuo de tipo mixto a la profundidad de 38.60 m.' y 30.10 m. respectivamente; obteniéndose muestras alteradas e inalteradas.-

La estratigrafía del subsuelo en el predio en estudio, pertenece a la llamada zona del lago, de acuerdo con la zonificación estratigráfica del valle de México, que se caracteriza por la presencia de potentes estratos de arcilla de origen volcánico, altamente comprensibles y de baja resistencia al corte.-

Con el objeto de analizar detalladamente las presiones existentes en el suelo, se instalaron tres piezómetros abiertos tipo Casagrande (Pz-1, Pz-2 y Pz-3) en los mantos permeables (Limo-Arenoso) encontrados durante la exploración; la profundidad de los bulbos de los piezómetros son:

Pz-1	22.0 M.
Pz-2	28.0 M.
Pz-3	38.0 M.

A las muestras obtenidas en campo se les realizaron las siguientes pruebas de laboratorio:

1.- PRUEBAS INDICE.-

- 1.1.- CLASIFICACION VISUAL Y AL TACTO.
- 1.2.- CONTENIDO NATURAL DEL AGUA.
- 1.3.- LIMITES DE CONSISTENCIA: LIQUIDO (LL) Y - PLASTICO (LP).
- 1.4.- DETERMINACION DEL PORCENTAJE DE FINOS.
- 1.5.- PESO VOLUMETRICO.

2.- PRUEBAS ESPECIALES.-

- 2.1.- RESISTENCIA AL CORTE CON TORCOMETRO.
- 2.2.- RESISTENCIA A LA COMPRESION AXIAL NO CONFINADA.-
- 2.3.- RESISTENCIA AL CORTE DIRECTO RAPIDO.
- 2.4.- RESISTENCIA A LA COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA RAPIDA.
- 2.5.- CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL.
- 2.6.- EXPANSIBILIDAD.

La instrumentación durante la construcción consistió en instalar:

- 1).- Referencias superficiales dentro del área y cotas lindancias.
- 2).- Bancos de nivel flotante dentro del área de excavación.
- 3).- Piezómetros dentro de la excavación para medir la profundidad de abatimiento del nivel de aguas freáticas.

- 4).- Banco de nivel profundo alejado del área de --
trabajo.-

ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.

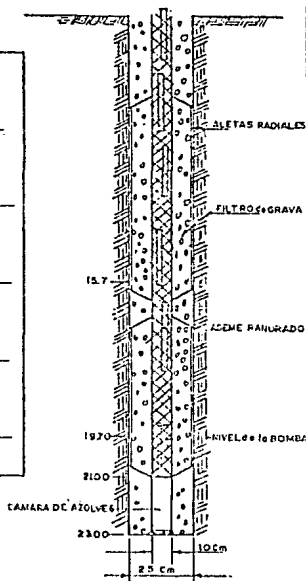
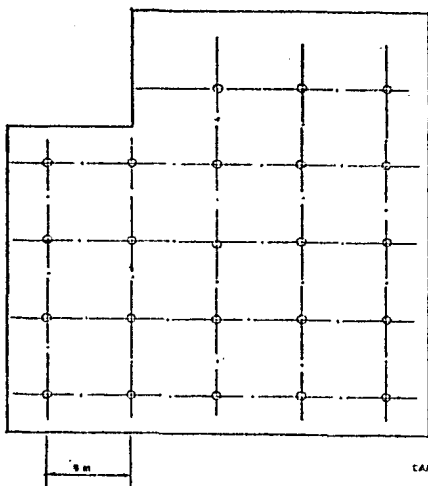
Para realizar la excavación requerida en el proyecto se abatió el nivel freático mediante la instalación de pozos de bombeo de diez centímetros de diámetro en -- una retícula de 8.0 M. de lado, tal como se ve en la Fig. 17. El bombeo en este caso fue de tipo electrosmótico.-

El nivel freático permaneció abatido durante la excavación y construcción de la cimentación y sótano hasta el nivel de planta baja, posteriormente se permitió la recuperación del nivel freático de acuerdo con el peso -- que adquirió la estructura durante la construcción.-

La excavación se llevó a una profundidad de 13.60 -- M. a partir del nivel de banqueta y en todo el área del predio en cuestión.

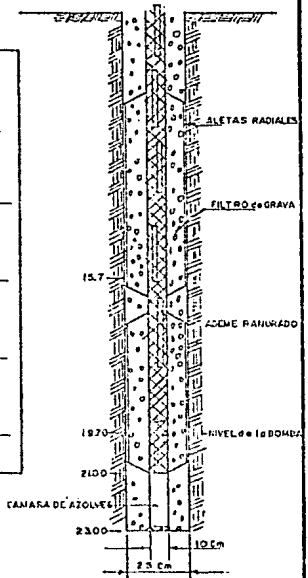
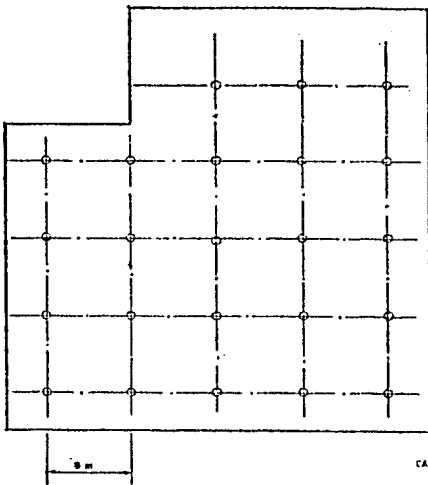
VI.a.- DETERMINACION DE LOS EMPUJES SOBRE LOS ELEMENTOS DE RETENCION.

Los empujes sobre los elementos de retención se determinaron de la siguiente manera: Se obtuvieron las presio--



FIRST NATIONAL CITY BANK
PRAGA Y REFORMA
DISTRIBUCION DE POZO DE BOMBEA

México, 25 de Marzo de 1975 Fig. 17



FIRST NATIONAL CITY BANK
PRAGA Y REFORMA

DISTRIBUCION DE POZO DE BOMBEO

México, D.F., Mar. de 1975 | Fig. 17

nes para todos y cada uno de los estratos que se presentan hasta la profundidad de la excavación (13.60 M.) Para este efecto se utilizó la fórmula de Rankine ampliamente discutida en páginas anteriores y a la cual se le añadió el efecto producido por la sobrecarga quedando expresada como sigue:

$$\Gamma a = \frac{\gamma z}{N\phi} - \frac{2C}{\sqrt{N\phi}} + \frac{q}{N\phi} \quad (16)$$

Donde:

Γa = Presión horizontal a la profundidad considerada (Presión activa) en Ton/M²

γz = Presión vertical efectiva actuando a la -- profundidad considerada en Ton/M²

$N\phi$ = $Tg.^2(45 + \phi/2)$ siendo ϕ el ángulo de fricción interna en el estrato respectivo.-

C = Cohesión del material en dicho estrato en' Ton/M²

q = Sobrecarga actuando en el exterior que señala el reglamento del D.D.F. y vale 2 Ton./M²

Los estratos que se presentan hasta la profundidad' de 13.60 M. son los siguientes:

ESTRATO	PROFUNDIDAD	PESO ESPECIFICO (γ)	COHESION (c)	ANGULO DE FRIC- CION INTERNA (β)
1	0 - 2.0 M.	1.5 Ton/M ³	4 Ton/M ²	$\beta = 0$
2	2.0 M.-5.3 M.	1.4 Ton/M ³	3 Ton/M ²	$\beta = 20^\circ$
3	5.3 M.-9.0 M.	1.2 Ton/M ³	2 Ton/M ²	$\beta = 0$
4	9.0 M. en ade lante.	1.2 Ton/M ³	3.5 Ton/M ²	$\beta = 0$

En la Fig. 18 se presenta el diagrama de las presiones efectivas obtenidas para este caso.-

Después de obtener las presiones activas para cada estrato se hace una suma algebraica para determinar la presión activa total actuando a lo alto del elemento de retención. Con esta presión activa total y con las reglas prácticas de Terzaghi y Peck mencionadas anteriormente se obtiene el empuje total. Con este empuje y la distribución empírica se obtiene la altura -- del trapecio que representa el empuje actuando sobre el elemento de retención.-

Como elemento de retención en este caso se utilizó ataguia de concreto reforzado (Muro Milan).-

De acuerdo con lo expuesto se determinaron los empujes de la siguiente manera:

Se calcularon las presiones activas con la fórmula de - -

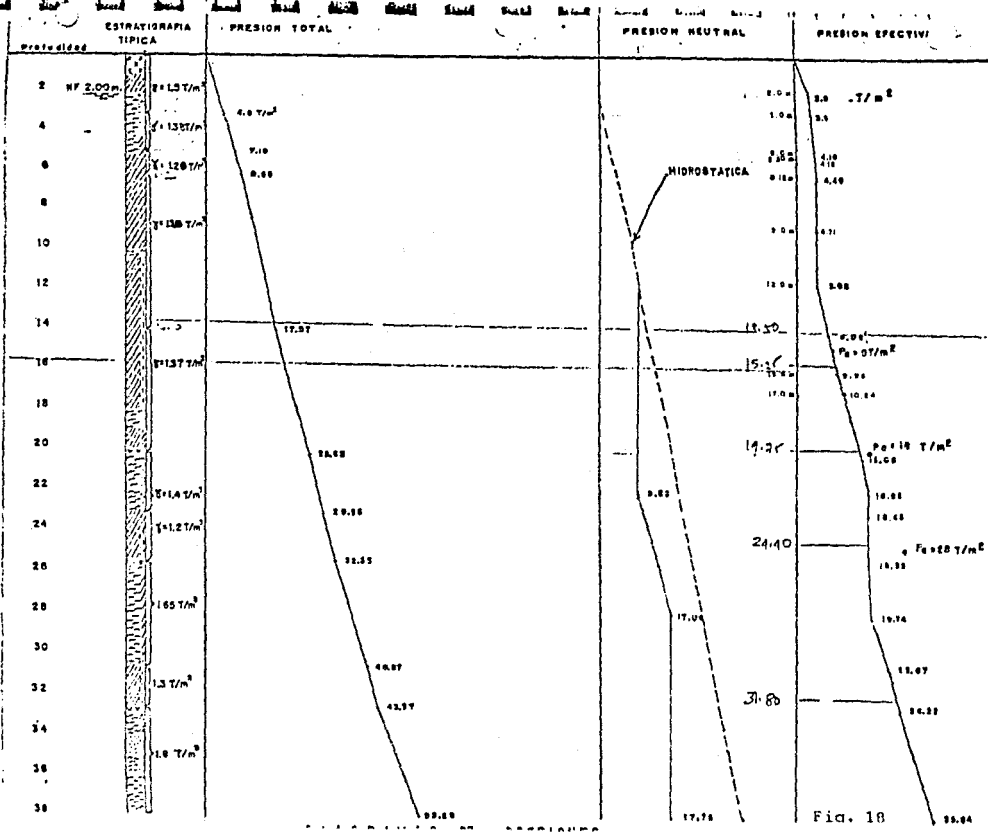


Fig. 18

Rankine para cada estrato en sus fronteras, utilizando el peso volumetrico sumergido.-

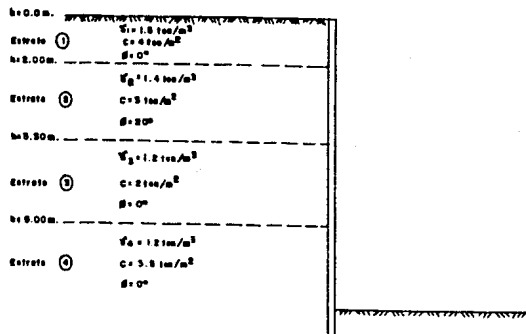


Fig. 19.- Características del suelo en los diferentes estratos en la zona de excavación.-

Para el estrato 1:

$$\tau_a = \frac{\delta z}{N\phi} - \frac{2C}{\sqrt{N\phi}} + \frac{q}{N\phi}$$

Para $h = 0.0 \text{ m}$: $\delta z = 0$ (Del diagrama de Presión efectiva Fig. 18).-

$$N\phi = Tg.^2(45 + \phi/2)$$

$$\text{Si } \phi = 0 \quad N\phi = Tg.^2 45^\circ = 1.0$$

$$\sqrt{N\phi} = 1.0$$

$$q = 2.0 \text{ Ton.} \quad (\text{Por reglamento del D.D.F.})$$

$$c = 4.0 \text{ Ton/M}^2$$

Despejando los valores en la ecuación tenemos:

$$\tau_a = \frac{0}{1.0} - \frac{2(4.0)}{1.0} + \frac{2.0}{1.0}$$

De donde:

$$\tau_a = -6 \text{ Ton/M}^2 \text{ (Tensión)}$$

Para $h = 2.0 \text{ M.}$ y las condiciones del estrato 1 tenemos:

$$\gamma z = 3.0 \text{ Ton/M}^2 \quad (\text{De la Fig. 18})$$

$$\tau_a = \frac{3.0}{1.0} - \frac{2(4.0)}{1.0} + \frac{2.0}{1.0} = -3 \text{ Ton/M}^2.$$

$$\tau_a = -3 \text{ Ton/M}^2$$

Para el estrato 2 tenemos:

Para $h = 2.0 \text{ M.}$

$$\gamma z = 1.4 \text{ Ton/M}^3$$

$$c = 3.0 \text{ Ton/M}^2$$

$$\phi = 20^\circ$$

$$N\phi = \text{Tg.}^2 \left(45 + \frac{20}{2} \right) = 2.04$$

$$\sqrt{N\phi} = 1.43$$

$$\gamma z 2.0 = 3.0 \text{ Ton/M}^2 \quad (\text{De la Fig. 18})$$

$$q = 2.0 \text{ Ton/M}^2$$

Sustituyendo estos valores en la fórmula de Rankine tenemos:

$$\bar{\sigma}_a = \frac{3.0}{2.04} - \frac{2(3.0)}{1.43} + \frac{2.0}{2.04} = -1.75 \text{ Ton/M}^2 \text{ (Tensión)}$$

Para $h = 5.30 \text{ M.}$ $\gamma_z = 4.18 \text{ Ton/M}^2$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{4.18}{2.04} - \frac{2(3.0)}{1.43} + \frac{2.0}{2.04} = -1.18 \text{ Ton/M}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = -1.18 \text{ Ton/M}^2$$

Para el estrato 3 tenemos:

Para $h = 5.30 \text{ M.}$

$$\gamma_3 = 1.2 \text{ Ton/M}^3$$

$$c = 2.0 \text{ Ton/M}^2$$

$$\phi = 0.0$$

$$N\phi = 1.0$$

$$\sqrt{N\phi} = 1.0$$

$$\gamma_z = 4.18 \text{ Ton/M}^2 \text{ (De 1a Fig. 18)}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{4.18}{1.0} - \frac{2(2.0)}{1.0} + \frac{2.0}{1.0} = 2.18 \text{ Ton/M}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2.18 \text{ Ton/M}^2$$

Para $h = 9.0$

$$\gamma_z = 4.71 \text{ Ton/M}^2 \text{ (De 1a Fig. 18)}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{4.71}{1.0} - \frac{2(2.0)}{1.0} + \frac{2.0}{1.0} = 2.71 \text{ Ton/M}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2.71 \text{ Ton/M}^2$$

Para el estrato 4 tenemos:

Para $h = 9.0$

$$\gamma_4 = 1.2 \text{ Ton/M}^3$$

$$c = 3.5 \text{ Ton/M}^2$$

$$\phi = 0$$

$$N\phi = 1.0$$

$$\sqrt{N\phi} = 1.0$$

$$\gamma_z = 4.71 \text{ Ton/M}^2 \text{ (De la Fig. 18)}$$

$$q = 2.0 \text{ Ton/M}^2$$

$$\tau_a = \frac{4.71}{1.0} - \frac{2(3.5)}{1.0} + \frac{2.0}{1.0} = -0.29 \text{ Ton/M}^2$$

$$\tau_a = -0.29 \text{ Ton/M}^2$$

Por seguridad y para simplificar los cálculos este valor se considera positivo, es decir:

$$\tau_a = 0.29 \text{ Ton/M}^2$$

Para $h = 15.60 \text{ M.}$ $\gamma_z = 9.66 \text{ (De la Fig. 18)}$

$$\tau_a = \frac{9.66}{1.0} - \frac{2(3.5)}{1.0} + \frac{2.0}{1.0} = 4.66 \text{ Ton/M}^2$$

Con los valores de la presión activa obtenidos en las fronteras superior e inferior de los estratos se forma el diagrama de presiones activas que se presenta en la Fig. 20.-

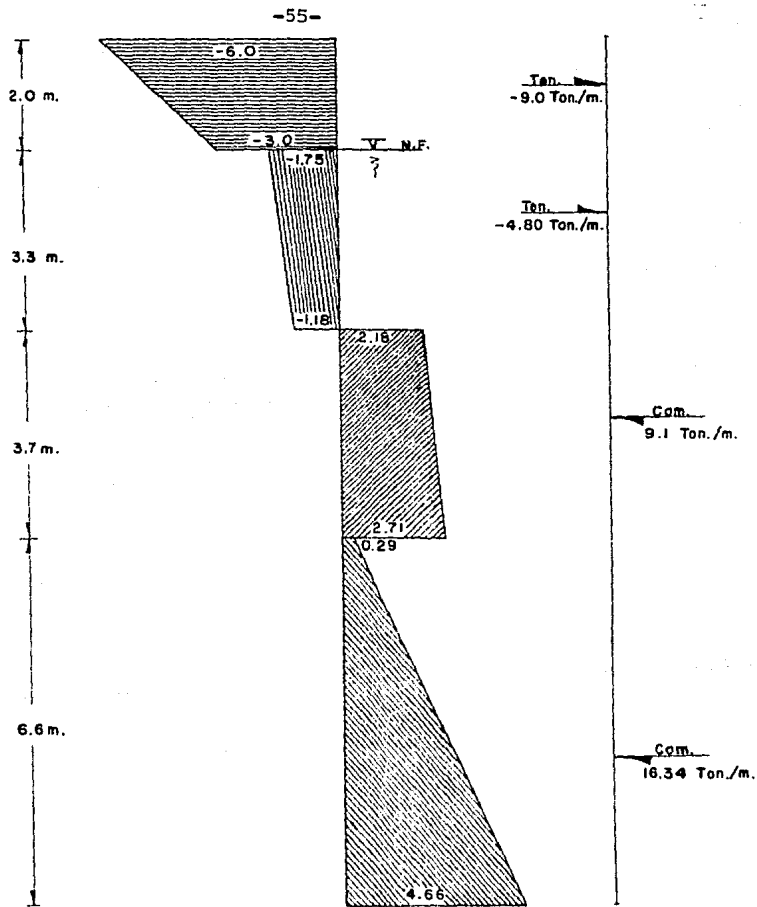


FIG. # 20.-

Basándose en el diagrama de presiones activas obtenido en el paso anterior determinaremos los valores totales de la presión activa para cada estrato. Estos valores los obtenemos de la forma siguiente:

Estrato 1.-

$$\tau t = \frac{(-6 - 3) 2.0}{2.0} = -9.0 \text{ Ton/M.}$$

Estrato 2.-

$$\tau t = \frac{(-1.75 - 1.18)(3.30)}{2.0} = -4.80 \text{ Ton/M.}$$

Estrato 3.-

$$\tau t = \frac{(2.18 + 2.71)(3.70)}{2.0} = 9.1 \text{ Ton/M.}$$

Estrato 4.-

$$\tau t = \frac{(0.29 + 4.66)(6.60)}{2.0} = 16.34 \text{ Ton/M.}$$

Para obtener la presión activa total que actúa sobre la ataguía de concreto se hace la suma algebraica de las presiones activas que actúan en cada estrato. Esto quiere decir que la presión activa total actuando sobre la ataguía de concreto es la siguiente:

$$\tau t = -9.0 - 4.80 + 9.1 + 16.34$$

$$\tau t = 11.64 \text{ Ton/M.}$$

De acuerdo con la recomendación de Peck para distribución con el criterio de Terzaghi, tenemos:

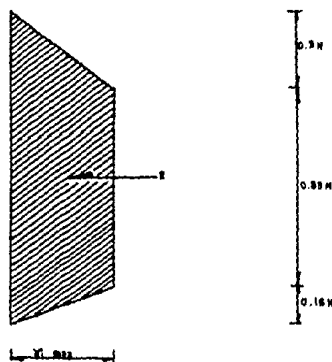


Fig.-21

Donde: $\tau_{\max} = \frac{2\tau t}{H}$

τ_{\max} = Presión activa máxima para el cálculo del empuje total.-

τt = Presión activa total actuando sobre el elemento de retención.-

H = Altura sobre la que actúa la presión.

Fig. 21.- Distribución de Empujes recomendada por Peck.-

Aplicando la recomendación anterior para el problema que nos ocupa tenemos:

$$\bar{V}_{\max} = \frac{2(11.64)}{15.6} = 1.50 \text{ Ton/M}^2$$

El área del trapecio de la distribución de empujes' recomendado por Terzaghi y Peck es:

$$E = 0.3 H \frac{\bar{V}_{\max}}{2} + (0.55 H) (\bar{V}_{\max}) + \frac{\bar{V}_{\max}}{2} (0.15)$$

$$E = (0.15 + 0.55 + 0.075) (H \bar{V}_{\max})$$

$$E = 0.775 H \bar{V}_{\max} \quad (17)$$

Sustituyendo en la Ec. 17 el valor de la presión máxima (\bar{V}_{\max}) obtenida anteriormente tenemos:

$$E = 0.775 H \bar{V}_{\max}$$

Donde:

$$\bar{V}_{\max} = 1.50 \text{ Ton/M}^2$$

$$H = 15.60 \text{ M.}$$

$$E = 0.775 (15.60) (1.50)$$

$$E = 18.14 \text{ Ton/M.}$$

Si este empuje lo analizamos en un metro de ancho, -
tenemos:

$$E = (18.14 \text{ Ton/M.}) (1 \text{ M}) = 18.14 \text{ Ton.}$$

$$E = 18.14 \text{ Ton.}$$

El empuje que se ha obtenido en el paso anterior es debido solo a la acción única y exclusivamente del suelo.

Otro empuje que deberá resistir la ataguía de concreto, es el empuje hidrostático. Este empuje se calcula de la siguiente manera:

$$E_H = \frac{\gamma H^2}{2}$$

Donde:

$$\gamma = 1.0 \text{ Ton/M}^3$$

$$H = 13.60 \text{ m.}$$

De donde:

$$E_H = \frac{(1.0) (13.60)^2}{2} = 92.50 \text{ Ton/M}$$

Considerando un metro de ancho tenemos:

$$E_H = 92.50 \text{ Ton.-}$$

Como se mencionó anteriormente el empuje total que deberá resistir la ataguía de concreto, es el empuje del suelo más el empuje del agua. Por lo que tenemos:

$$E_t = 18.14 + 92.50$$

$$E_t = 110.64 \text{ Ton.}$$

Este valor del empuje total es el equivalente al --
área del trapecio recomendado por Terzaghi y Peck.-

Para conocer el valor del empuje horizontal es ne-
cesario hacer una igualación del empuje con el área del
diagrama de distribución de los empujes.-

Para este caso se consideró que el diagrama de empu-
jes propuesto por Terzaghi y Peck en su parte inferior -
no está de acuerdo con la forma en que estructuralmente
trabaja el elemento de retención, por lo que se hizo ne-
cesario modificar el diagrama propuesto por Terzaghi y -
Peck, presentándose en la Fig. 22 el diagrama de empujes
redistribuidos, resultado de la modificación antes men--
cionada.-

De acuerdo con lo discutido anteriormente, tenemos:

$$110.64 = \left[\frac{0.3 (15.6)}{2} + 0.7 (15.6) \right] E_H$$

$$110.64 = 13.26 E_H$$

$$E_H = \frac{110.64}{13.26} = 8.36 \text{ Aproximamos a } 8.50$$

$$E_H = 8.5 \text{ Ton/M}^2$$

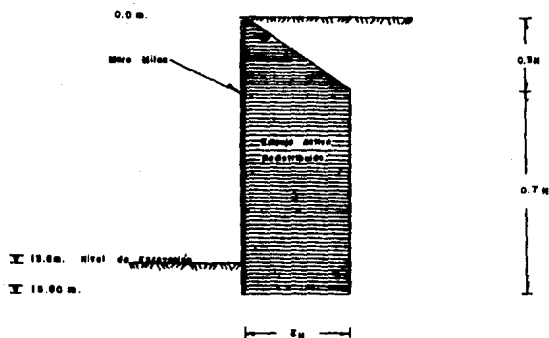


Fig. 22.- Diagrama de Empujes Redistribuidos.

Analizando este resultado del empuje que actúa a lo largo de la atagüa de concreto (Muro Milan) y cuyo empuje del suelo al nivel inferior de la excavación es $E_H = 8.5 \text{ Ton/M}^2$ y considerando que el empuje hidrostático al mismo nivel de excavación es mayor que el obtenido anteriormente se hace una nueva modificación al diagrama de empujes redistribuidos obtenido anteriormente.-

La modificación consiste en encontrar la envolvente de los dos diagramas (Hidrostático y Redistribuido). Para tal efecto será necesario encontrar primero el diagrama de empujes hidrostáticos, el cual se presenta en la Fig. 23.-

El empuje hidrostático (E_h) vale:

$$E_h = \gamma H$$

Donde:

$$\gamma = 1.0 \text{ Ton/M}^3$$

$$H = 11.60 \text{ M.}$$

$$E_h = (1.0) (11.60) = 11.60 \text{ Ton/M}^2$$

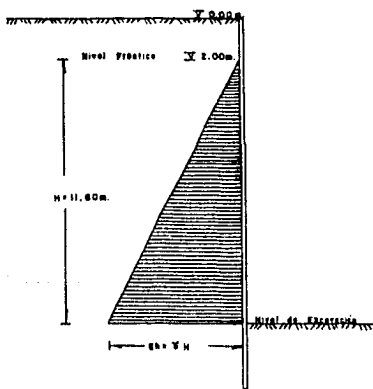


Fig. 23.- Diagrama de Empujes Hidrostáticos.-

Superponiendo el diagrama de empujes activos redistribuidos de la Fig. 22 y el diagrama de empujes hidrostáticos de la Fig. 23 se obtiene la envolvente que se presenta en la Fig. 24.-

El procedimiento constructivo para la excavación y la construcción de la cimentación se analizó teniendo en cuenta los siguientes factores:

- a).- La profundidad de excavación a 13.60 M. en una área de 43 x 40 M. es una de las mas profundas que se han hecho en la Ciudad de México.-
- b).- La estructura de retención de la excavación debe garantizar la estabilidad de las colindancias, con deformaciones horizontales y verticales mínimas.-
- c).- La influencia de abatimiento del nivel freático se debe delimitar al area excavada, para evitar cualquier cambio en las presiones efectivas en el subsuelo de las colindancias.-
- d).- Las diferentes etapas de excavación y construcción de la cimentación se deben realizar de tal manera que garanticen factores de seguridad adecuados contra falla de fondo y expansiones controlables en el fondo de la excavación.-

Siguiendo los criterios antes anotados, se analizó -

el procedimiento constructivo para la excavación, llegando a la conclusión que el más económico es el que se describe a continuación.-

CONSTRUCCION DE MURO ADEME (MURO MILAN).-

A) MURO PERIMETRAL QUE FORMARA PARTE DEL EDIFICIO.-

Para efectuar la excavación y construcción de la cimentación en condiciones estables y contener el empuje del terreno e hidrostático, se construyó el muro milan en el perímetro ocupado por la obra. El extremo inferior del muro llegó a una profundidad de 15.60 M.

El muro se diseñó para resistir empujes horizontales de tierra e hidrostáticos y debe ser impermeable para evitar filtraciones de agua al sótano.

B) MURO ADEME AUXILIAR DENTRO DEL AREA DE LA EXCAVACION.-

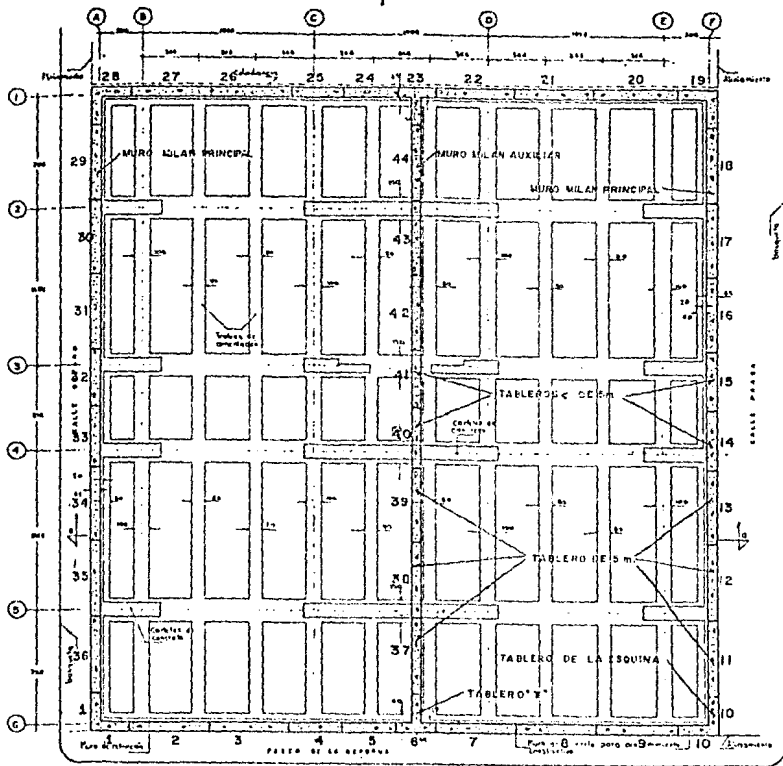
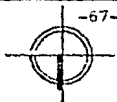
Para el procedimiento de excavación y construcción de la cimentación, se dividió el área en dos partes, construyendo un muro ademe auxiliar en el centro del área y perpendicular a la avenida Paseo de la Reforma (Ver Fig. 25 y 26).-

Las zonas 1, 2, 4 y 5 mostradas en la Fig. 27 se excavaron vertical junto al muro ademe y con un talud de 1:1. Se colocaron armaduras y troqueles de muro a muro, conforme se avanzó la excavación.-

La ataguía auxiliar (Al hacer la excavación del lado de Praga) funcionó como muro de retención del terreno que se excavó posteriormente; y fue demolida progresivamente durante la excavación y construcción de la cimentación de la segunda parte (Lado de Oxford).

Para realizar la construcción de las ataguías se utilizaron los materiales y procedimientos para los "Muros colados en sitio", que en términos generales, consisten en realizar excavaciones hasta la profundidad requerida sustituyendo el material excavado por lodo bentonítico, introduciendo el acero y expulsando el lodo al colar el concreto de abajo hacia arriba.-

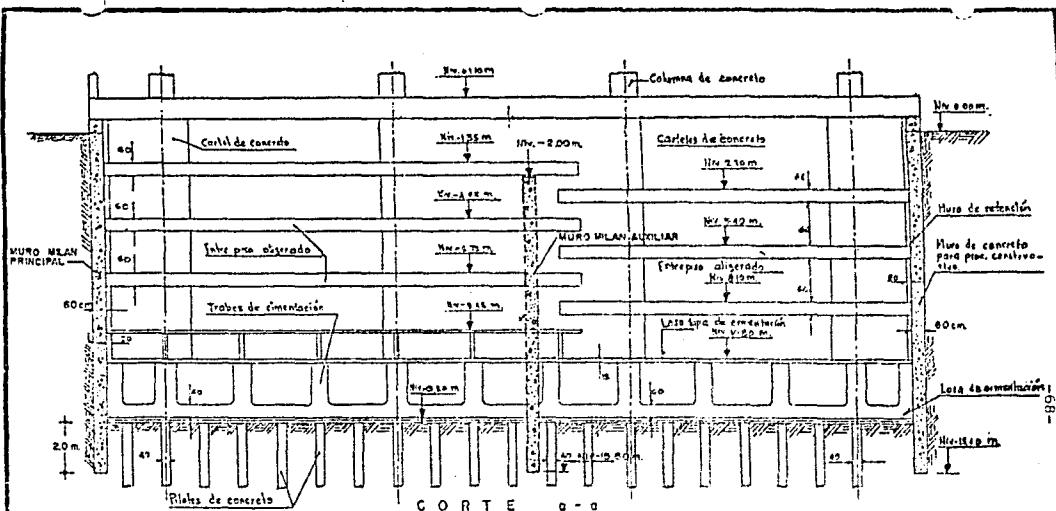
Los tableros del muro son de 4.02 M. y 5.0 M. las juntas entre estos son como se indican en la Fig. 28.-



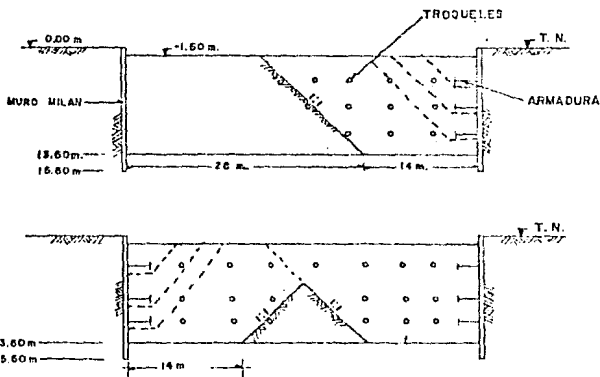
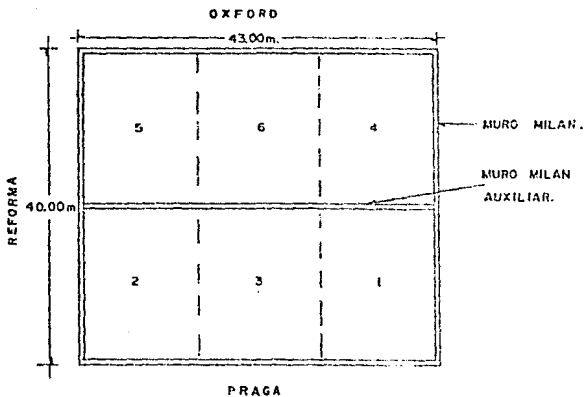
PLANTA DE CIMENTACION

TABLERO DEL 1 AL 36 NIV. SUP. 0.00 m.
 TABLERO DEL 37 AL 44 NIV. SUP. -2.00m.

CITIBANK
 REFORMA Y PRAGA
 MURO MILAN EN PLANTA



CITIBANK
 REFORMA Y PRAGA
 MURO MILAN , CORTE



NOTA: LOS NUMEROS EN PLANTA INDICAN SECUENCIA DE LA EXCAVACION.

CITIBANK
REFORMA Y PRAGA
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
ALTERNATIVAS

Madrid, 30 Oct de 1977

Fig. 27



Fig. 28.- Juntas de los tableros del muro milan.-

El sistema de troquelamiento que no permitió ningún desplazamiento horizontal al muro, en la etapa de construcción de la cimentación fue el que se presenta en la Fig. 29.-

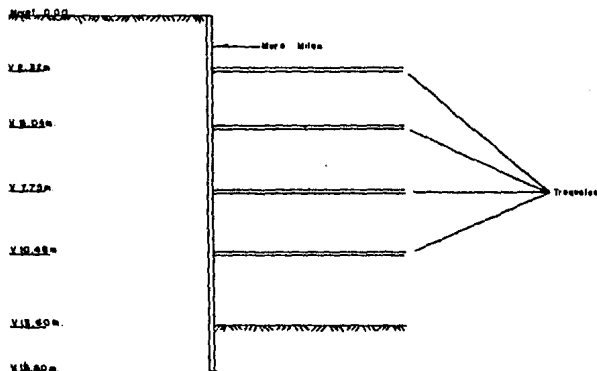


Fig. 29.- Sistema de troquelamientos sobre el muro Milan.-

VI.b.- DISEÑO DE LA ATAGUIA DE CONCRETO (MURO MILAN)

Para el diseño del muro milan es necesario analizar todas las condiciones en que este trabaja y determinar - la más desfavorable, con la cual se deberá diseñar dicho elemento.-

Las condiciones en que trabaja este elemento son las que se indican en la siguiente figura, sobre los ejes - - X - X y Y - Y.-

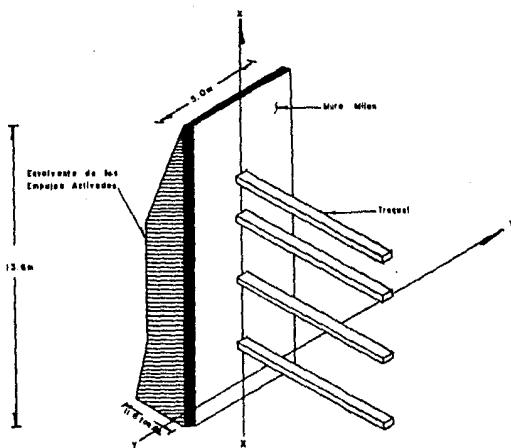


Fig. 30.- Condiciones bajo las que trabaja el muro milan.

Se analizara' primero la condición en el eje X - X.-
Se determinaran los momentos actuantes bajo estas condi-
ciones, de la manera que se indica en seguida:

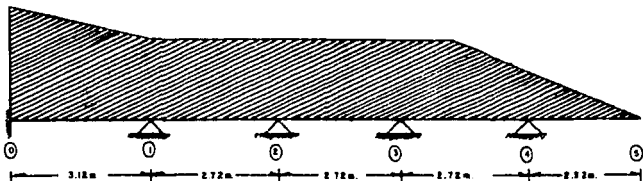


Fig. 31.- Condiciones estructurales a la Atagüa de Concreto.-

RIGIDECES:

NUDO (1) EI = Cte.

$$r_1 - 0 = \frac{4EI}{L} = \frac{4}{3.12} = 1.282$$

$$r_1 - 2 = \frac{4EI}{L} = \frac{4}{2.72} = 1.47$$

NUDO (2)

$$r_2 - 1 = \frac{4EI}{L} = \frac{4}{2.72} = 1.47$$

$$r_2 - 3 = \frac{4EI}{L} = \frac{4}{2.72} = 1.47$$

NUDO (3)

$$r_3 - 2 = \frac{4EI}{L} = \frac{4}{2.72} = 1.47$$

$$r_3 - 4 = \frac{4EI}{L} = \frac{4}{2.72} = 1.47$$

NUDO (4)

$$r_4 - 3 = \frac{4EI}{L} = \frac{4}{2.72} = 1.47$$

$$r_4 - 5 = 0$$

FACTORES DE DISTRIBUCION:

$$FD0 - 1 = 0$$

$$FD1 - 0 = \frac{r_1 - 0}{r_1 - 0 + r_1 - 2} = \frac{1.28}{1.28 + 1.47} = 0.4654$$

$$FD1 - 2 = \frac{r_1 - 2}{r_1 - 0 + r_1 - 2} = \frac{1.47}{1.282 + 1.47} = 0.5341$$

$$FD2 - 1 = \frac{r_2 - 1}{r_2 - 1 + r_2 - 3} = \frac{1.47}{1.47 + 1.47} = 0.5$$

$$FD2 - 3 = \frac{r_2 - 3}{r_2 - 3 + r_2 - 1} = \frac{1.47}{1.47 + 1.47} = 0.5$$

$$FD3 - 2 = \frac{r_3 - 2}{r_3 - 2 + r_3 - 4} = \frac{1.47}{1.47 + 1.47} = 0.5$$

$$FD3 - 4 = \frac{r_3 - 4}{r_3 - 4 + r_3 - 2} = \frac{1.47}{1.47 + 1.47} = 0.5$$

$$FD4 - 3 = \frac{r_4 - 3}{r_4 - 3 + r_4 - 5} = \frac{1.47}{1.47 + 0} = 1.0$$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO.-

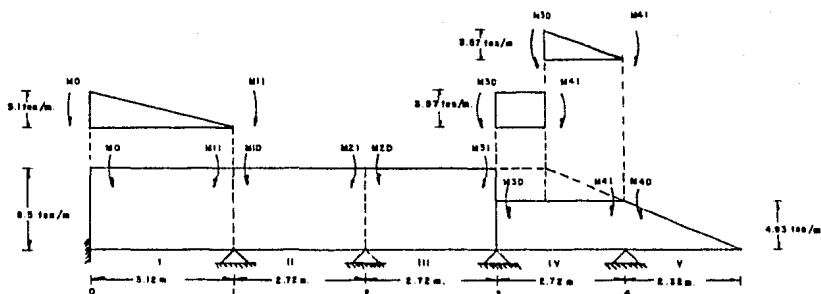
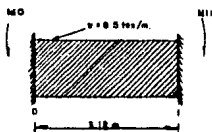


Fig. 32.- Momentos de empotramiento que actúan sobre el muro milan.-

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO EN LA SECCION I.-



$$M_o = M_{II} = \frac{w l^2}{12} = \frac{(8.5)(3.12)^2}{12} = 6.895 \text{ Ton.-m.}$$

$$R_o = R_{II} = \frac{w l}{2} = \frac{(8.5)(3.12)}{2} = 13.26 \text{ Ton.}$$



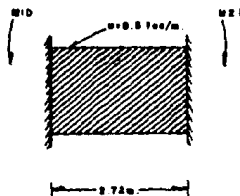
$$M_o = \frac{1}{20} PL^2 = \frac{1}{20} (3.1)(3.12)^2 = 1.51 \text{ Ton.-m.}$$

$$M_{II} = \frac{1}{30} PL^2 = \frac{1}{30} (3.1)(3.12)^2 = 1.0 \text{ Ton.-m.}$$

$$R_o = \frac{PL}{3} = \frac{(3.1)(3.12)}{3} = 3.224 \text{ Ton.}$$

$$R_{II} = \frac{PL}{6} = \frac{(3.1)(3.12)}{6} = 1.612 \text{ Ton.}$$

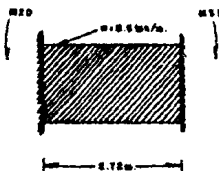
MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO EN LA SECCION II.-



$$M1D = M2I = \frac{w l^2}{12} = \frac{(8.5)(2.72)^2}{12} = 5.24 \text{ Ton-m.}$$

$$R1D = R2I = \frac{w l}{2} = \frac{(8.5)(2.72)}{2} = 11.56 \text{ Ton.}$$

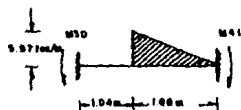
MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO EN LA SECCION III.-



$$M2D = M3I = \frac{w l^2}{12} = \frac{(8.5)(2.72)^2}{12} = 5.24 \text{ Ton-m.}$$

$$R2D = R3I = \frac{w l}{2} = \frac{(8.5)(2.72)}{2} = 11.56 \text{ Ton.}$$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO DE LA SECCION IV.-



DATOS:
P = 3.87 ton
h = 0.8m
b = 1.04m
L = 2.72m
q = 8.5 (1.32) (1.88) = 8.5 ton/m

$$M4I = \frac{Pa^2}{30} \left[10 - 15 \frac{a}{L} + 6 \frac{d^2}{L^2} \right]$$

$$\frac{Pa^2}{30} = \frac{3.57 (1.68)^2}{30} = 0.3358$$

$$15 \frac{a}{L} = 15 \frac{(1.68)}{2.72} = 9.264$$

$$6 \frac{d^2}{L^2} = 6 \frac{(2.99)^2}{(2.72)^2} = 7.25$$

$$M4I = 0.3358 \left[10 - 9.264 + 7.25 \right] = 2.68 \text{ Ton-m.}$$

$$M4I = 2.68 \text{ Ton-m.}$$

$$M3D = \frac{Pa^2}{180} \left[45 \frac{a}{L} - 36 \frac{a^2}{L^2} \right]$$

$$\frac{Pa^2}{180} = \frac{(3.57)(1.68)^2}{180} = 0.0559$$

$$45 \frac{a}{L} = 45 \frac{(1.68)}{2.72} = 27.79$$

$$36 \frac{a^2}{L^2} = 36 \frac{(1.68)^2}{(2.72)^2} = 13.733$$

$$M3D = 0.0559 \left[27.79 - 13.733 \right] = 0.785 \text{ Ton-m.}$$

$$R4I = Pa \frac{(1/3 a + b)}{2L} = 3.57 (1.68) \left[\frac{(1/3(1.68) + 1.04)}{2(2.72)} \right]$$

$$= 5.997 \frac{(1.6)}{(5.44)} = 1.76 \text{ Ton.}$$

$$R4I = 1.76 \text{ Ton.}$$

$$R3D = Pa \left(\frac{a}{3L} \right) = (3.57)(1.68) \left(\frac{1.68}{3(2.72)} \right) = 5.997 (0.205)$$

$$= 1.23 \text{ Ton.}$$

$$R3D = 1.23 \text{ Ton.}$$



DAT01
 a = 1.04 m.
 b = 1.68 m.
 P = 3.57 ton/m.
 L = 2.72 m.

$$M3D = 1/12 Pa^2 \left[4 \frac{b}{L} + 2 \frac{b^2}{L^2} + \frac{a^2}{L^2} \right]$$

$$1/12 Pa^2 = 1/12 (3.57)(1.04)^2 = 0.321$$

$$4 \frac{b}{L} = \frac{4(1.68)}{2.72} = 2.47$$

$$\frac{2 b^2}{L^2} = \frac{2(1.68)^2}{(2.72)^2} = \frac{5.645}{7.34} = 0.77$$

$$\frac{a^2}{L^2} = \frac{(1.04)^2}{(2.72)^2} = 0.1461$$

$$M3D = 0.321 (2.47 + 0.77 + 0.146) = 1.086 \text{ Ton.-m.}$$

$$M3D = 1.086 \text{ Ton.-m}$$

$$M4I = 1/12 Pa^2 \left[3 - 2 \frac{b}{L} - \frac{b^2}{L^2} - \frac{2a^2}{L^2} \right]$$

$$1/12 Pa^2 = 1/12 (3.57)(1.04)^2 = 0.321$$

$$2 \frac{b}{L} = \frac{2(1.68)}{2.72} = 1.235$$

$$\frac{b^2}{L^2} = \frac{(1.68)^2}{(2.72)^2} = 0.3814$$

$$\frac{2a^2}{L^2} = \frac{2(1.04)^2}{(2.72)^2} = 0.2923$$

$$M4I = 0.321 \left[3 - 1.235 - 0.3814 - 0.2923 \right] = 0.35 \text{ Ton.m}$$

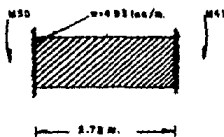
$$R3D = Pa \frac{(L + b)}{2L} = 3.57 (1.04) \frac{(2.72 + 1.68)}{2(2.72)} =$$
$$3.71 (0.8088) = 3.00 \text{ Ton.}$$

$$R3D = 3.00 \text{ Ton.--}$$

$$R4I = Pa \frac{(a)}{2L} = (3.57)(1.04) \frac{1.04}{2(2.72)} = 3.71 (0.1911) =$$

$$0.70894 \text{ Ton.}$$

$$R4I = 0.7089 \text{ Ton.}$$



DATOS
w = 0.93 ton/m.
L = 2.72 m.

$$M3D = M4I = \frac{(w)(L)^2}{12} = \frac{(4.93)(2.72)^2}{12} = 3.04 \text{ Ton-m.}$$

$$R3D = R4I = \frac{wL}{2} = \frac{(4.93)(2.72)}{2} = 6.705 \text{ Ton.}$$

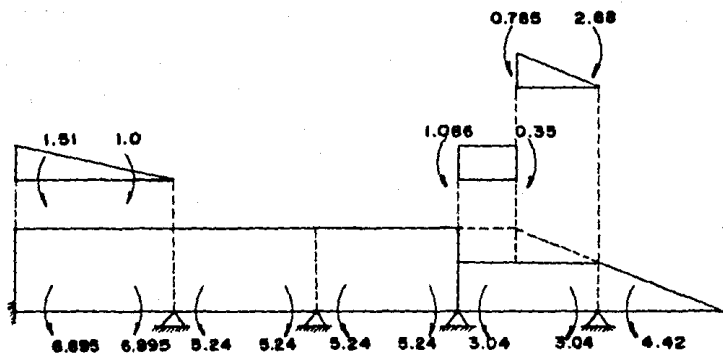
MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO EN LA SECCION V.-



$$M4D = \frac{wa}{3} = \frac{(5.72)(2.32)}{3} = 4.42 \text{ Ton-m.}$$

$$R4D = \frac{4.93 \times 2.32}{2} = 5.72 \text{ Ton.}$$

Para obtener los momentos de empotramiento finales - en cada sección se suman todos los momentos que actúan a cada lado de los apoyos correspondientes a la sección en cuestión como se indica a continuación:



Momentos Finales de Empotramiento

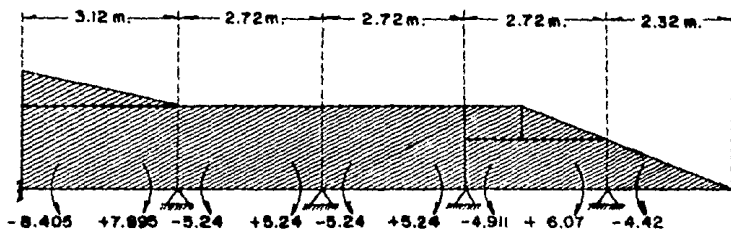


FIG. # 33.- ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA ATAGUIA DE CONCRETO.

Con los momentos finales de empotramiento conocidos, el siguiente paso es equilibrar el sistema por el método de Cross, el cual se presenta a continuación:

M E T O D O D E C R O S S .

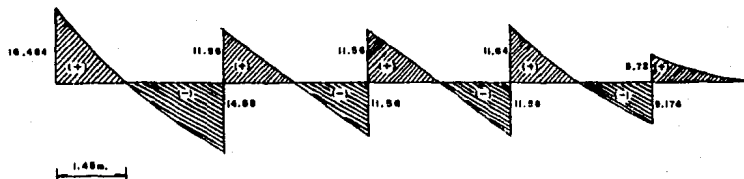
0	0.4427	0.3343	0.8	0.8	0.8	0.3	1.0	0
-0	+7.095	-5.24	+5.24	-5.24	+5.24	-4.911	+6.07	-4.42
+0.618	-1.234	-1.418	-0.7081					
	+0.1772	+0.3343	+0.3343	+0.1772				
-0.0418	-0.0829	-0.0948	-0.0473	-0.1265	-0.2831	-0.2831	-0.1265	-0.1828
	+0.0436	+0.0889	+0.0889	+0.0436	-0.7817			
		+0.3889	+0.3889		+0.0179			
-7.42	+6.576	-6.532	+4.925	-4.9251	+5.5665	-5.5668	+4.438	-4.42

Los momentos que se han obtenido por el Método de Cross son los que actúan en el eje X - X sobre el muro millan.-

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN EL EJE X - X.-



DIAGRAMA DE CORTANTES EN EL EJE X - X



ANALISIS EN EL EJE Y - Y.-

DIAGRAMA DE MOMENTOS.



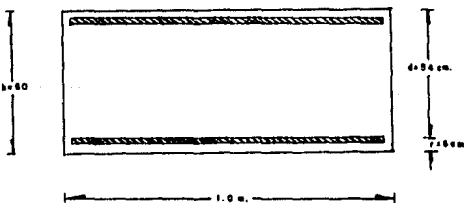
$$M = \frac{wL^2}{8} = \frac{11.0(2.3)^2}{8} = 20.06 \text{ Ton-m}$$

$$V_{max} = (11.0)(2.3) = 20.38 \text{ Ton}$$

Analizando los resultados de los momentos y cortantes con los ejes X - X y Y - Y, se puede ver que el momento y'

cortante más críticos se presenta en el Eje Y - Y. Por tal motivo el muro milan se diseñará para los dos ejes - (X - X y Y - Y) con los valores obtenidos en el eje Y - Y. Con esta condición de momentos y cortantes el armado resulta uniforme en toda la sección. Esto es con el fin de tener la seguridad de que el muro milan trabaje en forma segura, aumentando para este efecto un porcentaje de acero con respecto al que debería tener si se armara con los Momentos y Cortantes obtenidos para cada eje.

DETERMINACION DEL ARMADO.



Datos:

$$\begin{aligned} M &= 30.68 \text{ Ton-m.} & f \cdot c &= 250 \text{ Kg/cm}^2 \\ V &= 26.68 \text{ Ton.} & f_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Del Reglamento del D.D.F.

$$f^* = 0.8 f^c = (0.8)(250) = 200$$

$$f^{*c} = 0.85 f^c = (0.85)(200) = 170$$

$$F_c = 1.4$$

$$F_r = 0.9$$

$$M_u = (30.68)(1.4) = 43.0 \text{ Ton.-m.}$$

En este caso:

$$M_u = MR = 43.0 \text{ Ton.-m.}$$

Del Reglamento del D.D.F.

$$MR = FRbd^2 f^{*c} q(1 - 0.5 q)$$

$$\text{Si } MR = 43.0 \text{ Ton.-m.}$$

Tenemos:

$$4 \cdot 300,000 = (0.9)(100)(54)^2 (170)(q - 0.5 q)$$

$$4 \cdot 300,000 = 44 \cdot 614,800 (q - 0.5 q)$$

$$q - 0.5 q = \frac{4 \cdot 300,000}{44 \cdot 614,800} = 0.09638$$

$$q - 0.5 q = 0.09638$$

$$q = 0.1015$$

$$\text{Pero: } q = \frac{p f_y}{f^{*c}}$$

Despejando p tenemos:

$$p = \frac{q f^{*c}}{f_y} = \frac{(0.1015)(170)}{4,200} = 0.004108$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad \text{de donde:}$$

$$A_s = pbd$$

$$b = 100$$

$$d = 54$$

$$A_s = (0.004108)(100)(54) = 22.18 \text{ cm.}$$

$$A_s = 22.18 \text{ cm.}$$

Area de varillas del No. 6

$$A_{s6} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Varilla del No. 6 en un metro de ancho.

$$V_s \#6 = \frac{A}{AV \#6} = \frac{22.18}{2.85} = 7.81 \approx 8 \text{ Varilla.}$$

$$V_s \#6 = 8 \text{ (Varillas en un metro)}$$

Separación entre varillas (S)

$$S = \frac{100}{8 - 1} = \frac{100}{7} = 14.28 \approx 15 \text{ cm.}$$

$$S = 15.0 \text{ cm.}$$

Revisado el Acero mínimo (D.D.F.)

$$A_s \text{ min.} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} b d$$

$$A_s \text{ min.} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} (100)(54) = 14.23 \text{ cm.}$$

$$A_s \text{ min.} = 14.23 \text{ cm.}$$

De donde:

$$A_s \geq A_s \text{ min} \quad (\text{Acceptable})$$

Revisión por Cortante.

$$VCR = 25,520 \text{ Kg.}$$

$$VC = FR b d \sqrt{f \cdot c} \quad (0.20 + 30 p) \quad p \leq 0.01$$

$$VC = (0.8)(100)(54) \sqrt{200} (0.20 + 30(0.004124))$$

$$VC = 19.776 \text{ Kg.}$$

El armado se presenta en la Fig. 34.-

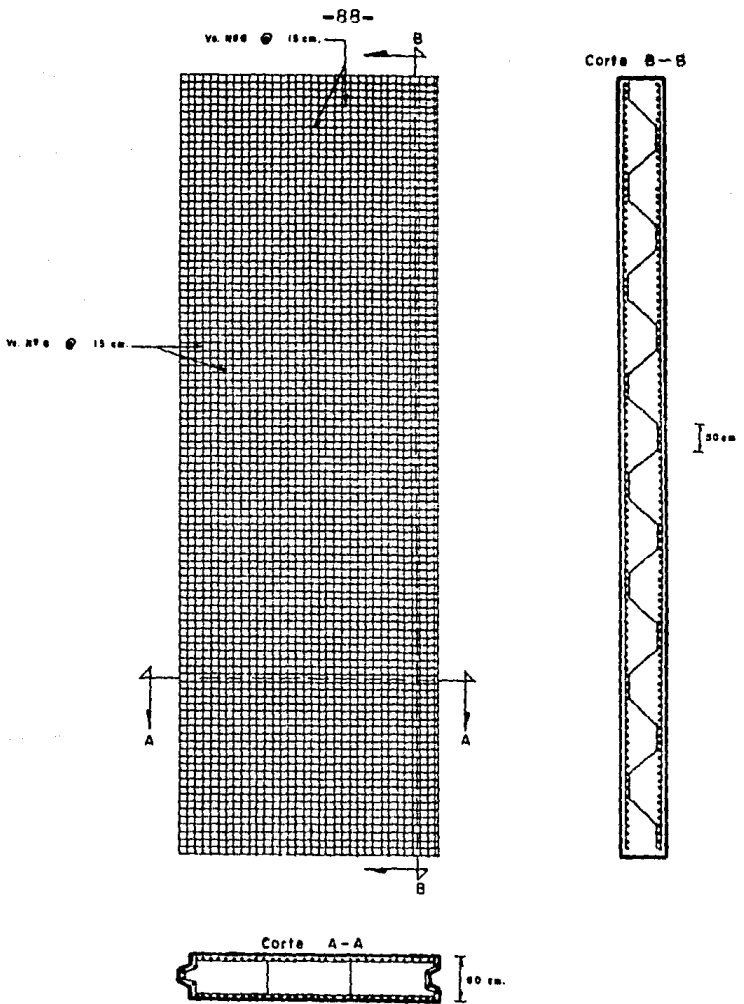


Fig. N° 34 Armado del Muro Milan

VII.- C O N C L U S I O N E S:

Las conclusiones que podemos obtener de los temas -
expuestos en esta tesis son las siguientes:

- 1.- El problema principal que afronta la Mecánica de Sue-
los, es el desconocimiento del comportamiento real -
del suelo. Este desconocimiento, se debe a la varia-
ción estratigráfica del suelo y a la idealización de
los parámetros que intervienen en él.
- 2.- Las teorías de los empujes cumplen una misión acadé-
mica muy importante, pero no llegan a determinar los
empujes reales, debido a las simplificaciones burdas
que en estas teorías se hacen.
- 3.- Los métodos prácticos, es necesario afectarlos de --
factores de seguridad altos para garantizar el fun-
cionamiento adecuado de los elementos de retención.
- 4.- Debido a la demanda cada vez mayor en el uso de Es-
tructuras de Retención, se justifica el estudio y de
terminación de un método práctico para el cálculo de
empujes en estructuras de retención bajo condiciones
reales de trabajo, con las características propias -
del suelo de la Ciudad de México.

5.- En la ciudad de México se justifica, física y económicamente el uso del muro milan como estructura de retención flexible.

B I B L I O G R A F I A .

- 1.- J.E. BOWLES. "FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN"
Mc. GRAW-HILL, KOGAKUSHA 1968.
- 2.- E. JUAREZ Y A. RICO R. "MECANICA DE SUELOS" TOMO II
REVISTA DE INGENIERIA.
- 3.- T.W. LAMBE Y R. V. "MECANICA DE SUELOS"
WHITMAN. LIMUSA WILEY 1972.
- 4.- K.V. TERZAGHI AND R. "SOIL MECHANICS IN ENGINEERIGN
B. PECK. PRACTICE"
JOHN WILEY AND SONS INC 1967
- 5.- LEONARDS, G.A. "FOUNDATION ENGINEERING"
Mc. GRAW-HILL BOOK COMPANY 1962
- 6.- JUMIKIS A. R. "MECHANICS OF SOIL"
VAN NOSTRAND COMPANY, IC. PRIN
CENTON, N.J. 1964.
- 7.- U.S.S. STEEL SHEET
PILING DESIGN MANUAL. PRINTED IN U.S.A. 1972.