CURSO PARA SUPERVISORES DE LA DIRECCION GENERAL

DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA.

1er. Curso del 19 al 23 de febrero
2o. Curso del 26 al 2 de marzo
3er. Curso del 4 al 9 de marzo

C O N C E P T O	DURACION	PROFESOR
LUNES 19:		
I. Organización, funciones y responsabilidades	9.00 a 10.00 h	Ing. Gabino Gracia
D.G.C.O.H. Coordinación Supervisoras Contratistas		
Descanso	10.00 a 10.10 h	
II. Levantamiento de Campo e interferencias	10.10 a 11.00 h	Ing. E. Priego
Descanso	11.00 a 11.10 h	
III. Proyecto Ejecutivo		
1. Red de agua potable	11.10 a 12.00 h	Ing. L. Rojas
Descanso	12.00 a 12.10 h	
2. Red de alcantarillado	12.10 a 13.00 h	Ing. V. Alonso
C O M I D A	13.00 a 14.00 h	
IV. Colocación de tubería para drenaje	14.00 a 15.00 h	Ing. E. Mercado
Descanso	15.00 a 15.10 h	
V. Operación de redes de alcantarillado	15.10 a 16.00 h	Ing. R. Sepúlveda
Descanso	16.00 a 16.10 h	
VI. Adquisiciones y control de materiales	16.10 a 18.00 h	Ing. H. Hiriart
MARTES 20:		
VII. Especificaciones:		
a) Alcances, excavaciones y ademes	9.00 a 10.00 h	Ing. V. Vargas

	C O N C E P T O	DURACION	PROFESOR
	Descanso	10.00 a 10.10 h	
	b) Compactaciones y pavimentos	10.10 a 11.00 h	Ing. V. Vargas
	Descanso	11.00 a 11.10 h	
VIII.	Catálogo de precios unitarios	11.10 a 12.00 h	Ing. M. López
	Descanso	12.00 a 12.10 h	
IX.	Excavaciones en suelos	12.10 a 13.00 h	Ing. G. Botas
	C O M I D A	13.00 a 14.00 h	
X.	Excavaciones en suelos	14.00 a 15.00 h	Ing. G. Botas
	Descanso	15.00 a 15.10 h	
XI.	Excavaciones en roca	15.10 a 16.00 h	Ing. J. C. Aceves
	Descanso	16.00 a 16.10 h	
XII.	Excavaciones en roca	16.10 a 17.00 h	Ing. J. C. Aceves
	Descanso	17.00 a 17.10 h	
XIII.	Colocación de tubería para agua potable	17.10 a 19.00 h	Ing. J. Duarte Ing. H. Gámez Ing. C. Branif
	MIERCOLES 21		
XIV.	Colocación de tubería para agua potable	10.00 a 11.00 h	Ing. E. González Ing. H. Tinoco
	Descanso	11.00 a 11.10 h	
XV.	Colocación de tubería para agua potable	11.10 a 12.00 h	Ing. W. Giorguli Ing. E. Audisso
	Descanso	12.00 a 12.10 h	
XVI.	Colocación de tubería para agua potable	12.10 a 13.00 h	Ing. W. Giorguli Ing. E. Audisso
	C O M I D A	13.00 a 14.00 h	
XVII.	Colocación de tubería de Asbesto-Cemento	14.00 a 15.00 h	Ing. F. Pérez S.
	Descanso	15.00 a 15.10 h	

	C O N C E P T O	DURACION	PROFESOR
XVIII.	Colocación de tubería de acero	15.10 a 16.00 h	Ing. F. Pérez S.
	Descanso	16.00 a 16.10 h	
XIX.	Selección, almacenaje, montaje y mantenimiento de válvulas	16.10 a 18.00 h	Sr. F. Vázquez Ing. C. Bassal Ing. A. Merino Ing. F. Ruíz de Ch.
	JUEVES 22		
XX.	Limpieza y desinfección	9.00 a 10.00 h	Ing. G. Mendoza
	Descanso	10.00 a 10.10 h	
XXI.	Operación de redes de agua potable	10.10 a 11.00 h	Ing. P. Sosa C.
	Descanso	11.00 a 11.10 h	
X.	Compactación	11.10 a 12.00 h	Ing. F. Alcaraz
	Descanso	12.00 a 12.10 h	
XXIII.	Compactación	12.10 a 13.00 h	Ing. F. Alcaráz
	C O M I D A	13.00 a 14.00 h	
XXV.	Pavimentación	14.00 a 15.00 h	Ing. E. Gil V.
	Descanso	15.00 a 15.10 h	
XXVI.	Acero y concreto	15.10 a 16.00 h	Ing. T. Jiménez
	Descanso	16.00 a 16.10 h	
XXVII.	Instalación electromecánica	16.10 a 17.00 h	Ing. J. Preciado
	Descanso	17.00 a 17.10 h	
XXVIII.	Instalaciones Electromecánicas	17.10 a 18.00 h	Ing. J, Preciado
	Descanso	18.00 a 18.10 h	
XX[illegible].	Rehabilitación de pozos	18.10 a 19.00 h	Ing. G. Haro

	CONCEPTO	DURACION	PROFESOR
VIERNES 23			
XXX.	Control para la rehabilitación de pozos	9.00 a 10.00 h	Ing. P. Masetto
	Descanso	10.00 a 10.10 h	
XXXI.	Seguridad	10.10 a 11.00 h	Ing. R. López C.
	Descanso	11.00 a 11.10 h	
XXXII.	Control de calidad	11.10 a 12.00 h	Ing. R. Sánchez T.
	Descanso	12.00 a 12.10 h	
XXXIII.	Control de Calidad	12.10 a 13.00 h	Ing. R. Sánchez T.
	C O M I D A	13.00 a 14.00 h	
XXXIV.	Control de obras	14.00 a 15.00 h	Ing. G. Gracia
	Descanso	15.00 a 15.10 h	
XXXV.	Control de Obras	15.10 a 16.00 h	Ing. G. Gracia
	Descanso	16.00 a 16.10 h	
XXXVI.	Relaciones humanas	16.10 a 17.00 h	Ing. G. Gracia
	Descanso	17.00 a 17.10 h	
XXXVII.	Bitácora de obra, medición diaria y cuantificación semanal	17.10 a 18.00 h	Ing. H. Ojeda
	Descanso	18.00 a 18.10 h	
XXXVIII.	Estimaciones mensuales provisionales y definitivas	18.10 a 19.00 h	Ing. A Barrueta
	Descanso	19.00 a 19.10 h	
XXXIX.	Recepción de Obra	19.10 a 20.00 h	Arq. A. Franco

CURSO PARA SUPERVISORES DE LA DIRECCION GENERAL

DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA.

1er. Curso del 19 al 23 de febrero
2o. Curso del 26 al 2 de marzo
3er. Curso del 4 al 9 de marzo

C O N C E P T O	DURACION	PROFESOR
LUNES 19:		
I. Organización, funciones y responsabilidades	9.00 a 10.00 h	Ing. Gabino Gracia
D.G.C.O.H. Coordinación Supervisoras Contratistas		
Descanso	10.00 a 10.10 h	
II. Levantamiento de Campo e interferencias	10.10 a 11.00 h	Ing. E. Priego
Descanso	11.00 a 11.10 h	
III. Proyecto Ejecutivo		
1. Red de agua potable	11.10 a 12.00 h	Ing. L. Rojas
Descanso	12.00 a 12.10 h	
2. Red de alcantarillado	12.10 a 13.00 h	Ing. V. Alonso
C O M I D A	13.00 a 14.00 h	
IV. Colocación de tubería para drenaje	14.00 a 15.00 h	Ing. E. Mercado
Descanso	15.00 a 15.10 h	
V. Operación de redes de alcantarillado	15.10 a 16.00 h	Ing. R. Sepúlveda
Descanso	16.00 a 16.10 h	
VI. Adquisiciones y control de materiales	16.10 a 18.00 h	Ing. H. Hiriart
MARTES 20:		
VII. Especificaciones:		
a) Alcances, excavaciones y ademes	9.00 a 10.00 h	Ing. V. Vargas

	C O N C E P T O	DURACION	PROFESOR
VIERNES 23			
XXX.	Control para la rehabilitación de pozos	9.00 a 10.00 h	Ing. P. Masetto
	Descanso	10.00 a 10.10 h	
XXXI.	Seguridad	10.10 a 11.00 h	Ing. R. López C.
	Descanso	11.00 a 11.10 h	
XXXII.	Control de calidad	11.10 a 12.00 h	Ing. R. Sánchez T.
	Descanso	12.00 a 12.10 h	
XXXIII.	Control de Calidad	12.10 a 13.00 h	Ing. R. Sánchez T.
	C O M I D A	13.00 a 14.00 h	
XXXIV.	Control de obras	14.00 a 15.00 h	Ing. G. Gracir
	Descanso	15.00 a 15.10 h	
XXXV.	Control de Obras	15.10 a 16.00 h	Ing. G. Gracia
	Descanso	16.00 a 16.10 h	
XXXVI.	Relaciones humanas	16.10 a 17.00 h	Ing. G. Gracia
	Descanso	17.00 a 17.10 h	
XXXVII.	Bitácora de obra, medición diaria y cuantificación semanal	17.10 a 18.00 h	Ing. N. Ojeda
	Descanso	18.00 a 18.10 h	
XXXVIII.	Estimaciones mensuales provisionales y definitivas	18.10 a 19.00 h	Ing. A Barrueta
	Descanso	19.00 a 19.10 h	
XXXIX.	Recepción de Obra	19.10 a 20.00 h	Arq. A. Franco

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

NOTAS GENERALES SOBRE LEVANTAMIENTOS PLANIMETRICOS Y DE INTERFERENCIAS EN LA RED PRIMARIA DE AGUA POTABLE EN PROYECTO

ING. GABINO GRACIA CAMPILLO
FEBRERO, 1979

NOTAS GENERALES SOBRE LEVANTAMIENTOS PLANIMETRICOS Y DE INTERFERENCIAS EN LA RED PRIMARIA DE AGUA POTABLE EN PROYECTO

El programa de obras de la Red Primaria de Agua Potable que la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Departamento del Distrito Federal está llevando a cabo, comprende el proyecto y la construcción de una longitud aproximada de 170 km de líneas, que se desarrollarán al unísono y en forma progresiva, tanto en proyecto como en construcción.

El objetivo principal de dicho programa es el de completar, ampliar y mejorar el funcionamiento de la Red Primaria de Agua Potable en el área metropolitana de la Ciudad de México. Este programa apoya y complementa al programa de obras de Agua Potable y Alcantarillado de las "Colonias Populares" en la zona de la periferia de la ciudad.

El programa de las líneas de Red Primaria requiere como información básica, fundamentalmente, la obtención de levantamientos topográficos planimétricos, así como el conocimiento de las instalaciones superficiales y subterráneas a lo largo de su trazo.

La información planimétrica puede obtenerse a través de levantamientos topográficos aerofotogramétricos y terrestes que se vierten a planos a escalas adecuadas y convenientes.

Con el conocimiento de las necesidades de servicio en las diferentes zonas del área metropolitana, las autoridades y técnicos de las Oficinas de Proyectos y Operación de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, localizaron en los planos escala 1 : 20 000 un trazo propuesto para cada una de las líneas y posteriormente se ratificó en recorridos de campo.

La carencia de información planimétrica a la escala requerida por el proyecto de las líneas hizo necesario llevar a cabo el levantamiento de planimetría de las calles donde se alojarán las líneas. Asimismo, la falta de planos con la localización completa confiable de Red existente de Agua Potable, de Alcantarillado y de otras tuberías y ductos.

Dada la urgencia de contar con la información antes mencionada se trató de obtener por medios aerofotogramétricos, a través de fotografías aéreas recientes escala 1 : 50 000 de la Ciudad de México. Esta alternativa se tuvo que desechar ya que el programa de proyecto y construcción de las obras se necesitaba iniciar antes de que se contara con los planos de la planimetría así obtenida.

Por lo anterior, se adoptó un procedimiento topográfico terrestre para la obtención de la planimetría, al mismo tiempo que se hacia la identificación y el sondeo de las interferencias superficiales y subterráneas.

Por lo anterior, se vió la conveniencia de que dicho trabajo fuera realizado por las Empresas Constructoras con objeto de que éstas conocieran, antes de llevar a cabo las obras, no sólo los obstáculos superficiales y subterráneos que se encontrarían después, sino los problemas constructivos que se presentarían.

Previamente al levantamiento topográfico se hizo un recorrido terrestre a lo largo de las calles que alojarían las líneas con objeto de ratificar o precisar el trazo de cada una de ellas y de localizar posibles cambios al trazo propuesto en planos, debido a que durante el recorrido se encontraran interferencias superficiales y/o subterráneas que impidieran alojar la tubería o bien dificultaran la construcción de la línea.

En términos generales para hacer el levantamiento planimétrico y de interferencias superficiales y subterráneas esistentes, se establecieron los criterios y etapas siguientes:

1. Se hará un levantamiento de las guarniciones de banquetas y camellones, y los paramentos de la calle que alojará la línea, así como la de un tramo de 50 m de las calles que la crucen.

2. Se localizarán en planta las cajas de operación de válvulas de la red de agua potable, los registros de pozos de visita de atarjeas y colectores del drenaje pluvial y sanitario, los registros de los gasoductos y oleoductos, así como los registros de líneas de alta tensión, teléfonos, alumbrado público, semáforos y de la red privada de la presidencia, que se encuentren en los cruceros y a lo largo de la calle que alojará la línea.

   Asimismo, se levantarán los cruces de Vías de ferrocarril, tranvías, Metro y cruces con ríos.

   Las cajas, registros y cruces levantados, se referenciarán a las guarniciones de banquetas, camellones o paramentos.

3. Se correrá una nivelación que pase por cada caja, registro y cruces levantados, la cual se ligará a los bancos de nivel establecidos en la ciudad por el sistema "SPAN".

4. Se harán sondeos en cada caja y registro levantados, con objeto de obtener la elevación de plantilla de las tuberías y los ductos, así como el diámetro de los mismos.

5. Los datos obtenidos del levantamiento se vaciarán a planos escala 1 : 500 donde se dibujarán las cajas, registro y cruces, así como

Los ejes de las tuberías y ductos, indicando los diámetros y las elevaciones de sus brocales y plantillas.

En cada plano se presentará un tramo de calle de 1/2 kilómetro de longitud.

Por último, y sólo a manera de comentarios generales respecto a los procedimientos de trabajo para llevar a cabo los levantamientos topográficos y de interferencias, agregamos una descripción somera de las actividades necesarias:

1. RECORRIDOS DE CAMPO.

Se llevarán a cabo reconocimientos de campo para definir y ratificar la trayectoria del trazo a lo largo de la línea, estableciendo los puntos de inflexión (PI).

2. TRAZO DE POLIGONAL.

El trazo se efectuará con un tránsito con aproximación mínima de 1" y con cinta métrica. Apoyada en los puntos (PI) establecidos previamente, se hará la medición progresiva a partir del punto de arranque marcadas con pintura roja, dándole valores a los P.I. y midiendo los ángulos de inflexión. Estos ángulos serán comprobados con doble lectura en cada estación.

3. NIVELACION.

Se hará una nivelación, determinando elevación a cada uno de los puntos dejados por el trazo. El plano de referencia de este perfil será tomado de un Banco de Nivel "SPAN", estableciendo bancos de nivel a cada 500 m a lo largo del trazo. Estos bancos de nivel serán comprobados por nivelación diferencial de ida y regreso, con precisión dentro de la tolerancia dada por la fórmula $T = 2\sqrt{K}$.

4. LEVANTAMIENTO DE DETALLES.

A lo largo del trazo se localizarán todas las instalaciones, superficiales y subterráneas visibles, destapando registros telefónicos, eléctricos, de agua potable, de gas, y pozos de visita de drenajes para medir profundidad y diámetro de cada uno de ellos.

El levantamiento de todos estos detalles se hará bajo el procedimiento siguiente:

Apoyados en el trazo, se medirá su ubicación por abscisas, es decir, con distancias medidas desde el cadenamiento que corresponda al punto del trazo y a 90°.

Apoyados en los puntos nivelados del trazo se le dará nivel a cada tapa de registro para que de esta forma tener sus elevaciones y la del fondo de los registros.

4. DIBUJO.

Se hará un dibujo en planta a escala 1 : 500 y perfil en escalas H 1 : 500 y V : 1 : 50 en planos tamaño tipo del Departamento del Distrito Federal, incluyendo un tramo de 500 m de la línea.

Como datos adicionales a los trabajos de levantamientos topográficos realizados, se puede comentar que los rendimientos que pueden obtenerse en el trazo de la poligonal son de unos 800 m/día, en nivelación unos 1 500 m/día y en el levantamiento de detalles unos 300 m/día.

EPP'alri.

CURSO PARA SUPERVISORES DE LA DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

ING. GABINO GRACIA CAMPILLO

FEBRERO, 1979

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

ANTECEDENTES HISTORICOS

1. HISTORIA.

El registro arqueológico más antiguo de un sistema de alcantarillado se remonta a 5000 años. En las ruinas de Nippor, Sumeria, hay un drenaje formado por arcos. El sistema es bastante extenso y recolectaba los residuos líquidos de los palacios y zonas residenciales de la ciudad. Posteriormente Marckel reporta el de Babilonia, en donde se alejaban por tuberías las aguas usadas arrastrando la materia fecal. Las exploraciones de Layard han revelado cloacas de grandes dimensiones construídas con bóvedas, en Nínive y Babilonia que datan del siglo VII A.C.

En Jerusalem se conducian las aguas residuales del templo y de la ciudad hacia dos estanques en los que el agua pasaba por un proceso de depuración, siendo utilizado el efluente para riego, y los lodos sedimentados para abono en los jardines del valle de Cedrón.

En la isla de Creta, 2000 años antes de Cristo, buscándose la tumba del Rey Minos, se hallaron construcciones dotadas de verdaderas instalaciones domiciliarias de desague.

En las poblaciones griegas hay algunas obras de esta naturaleza, construídas durante el esplendor de los griegos, sin embargo, en Atenas estaba ampliamente difundido el uso de letrinas.

El agua de lavado de ellas se utilizó para irrigación en tiempos de Tarquino, 588 años antes de Cristo, se construyó la célebre "Cloaca Máxima", gran colector destinado a sanear el foro romano, subsistiendo hoy en día después de 2500 años.

Agripa hizo una verdadera red de cloacas secundarias llamadas "Cloaculas". Sin embargo todos estos conductos o canales no se emplearon para descargar los albañales de las casas, ya que las exigencias sanitarias no existian en aquella época. Es muy probable que los desechos humanos se depositaran en canales superficiales en las calles, de donde posteriormente eran llevados o lavados en las cloacas, siendo su función primaria la de alejar las aguas pluviales.

Hubo ocasiones específicas en que se hicieron conexiones directas a las casas o palacios, pero esas fueron excepciones, pues la mayoría de las casas carecian de ellas.

La necesidad de mantener limpia la ciudad y alejar los residuos fué bien establecido por el comisionado Julius Frontenus (93 A.C.), como se desprende de sus ordenanzas para el uso del sistema de alcantarillado, "Nadie puede desaguar excesos de agua sin haber recibido mi permiso o el de mis representantes, porque es necesario que el agua sea utilizada no sólo para abasto y limpieza de nuestra ciudad, sino también para arrastre de desechos por las alcantarillas.

Es asombroso notar que desde los días de Frontinus hasta la mitad del siglo XIX no hubo ningún progreso en la ciencia del diseño y construcción de los alcantarillados.

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

HISTORIA Y GENERALIDADES

ALGUNOS DATOS DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO EN LA CIUDAD DE MEXICO

1608.- Terminación del túnel de Nochistongo, construído por Enrico Martínez para desalojar aguas pluviales. Por falta de revestimiento se derrumbó en algunos sitios.

1626 a 1631.- Inundación de la Ciudad de México.- Perecieron cerca de 30,000 personas.

1783.- El Virrey Don Matías de Gálvez ordeno la construcción de una atarjea en la calle de Palma.

1789.- Terminación del tajo de Nochistongo, después de 158 años.

1789 - 1794.- El segundo de Revillagigedo manda construir más de 13 Km de atarjeas.

1856.- Se aprueba el proyecto del Ing. Francisco de Garay para la construcción del Gran Canal de desague y del túnel viejo de Tequixquiac.

1879.- El Ing. M. M. Contreras, de la Comisión de Obras Públicas corrige grandes defectos existentes. Mejora los canales interior y exteriormente, se gasta la suma de $17,291.00.

México 1885.- El Ing. Gayol estudia la forma de mejorar el desague del interior de la ciudad y las condiciones sanitarias de las casas. Esto sirve de base para el proyecto y construcción de las obras de 1897 a 1902.

México 1888.- Nombran al Ing. Gayol jefe de la Comisión de Ingenieros encargado de resolver el problema de desague de la Ciudad de México. Fuertes lluvias inundan varios meses la Ciudad, hecho que origina la instalación de la estación de bombeo en San Lázaro que permitió que el nivel del agua descendiera a una cota tal que permitiera la construcción de atarjeas definitivas, sin esperar a que estas se terminaran.

México 1896.- Se nombra "Junta Directiva de Saneamiento" y como director el Ing. Gayol.

México 1897.- En Marzo se construye el primer Colector. Se profundizó el Canal de la Merced.

1900.- Se terminan las obras, con las modificaciones hechas por el Ing. Luis Espinosa en 1879.

México 1901.- Se expide el primer Código Sanitario.

México 1901 - 1904.- El Consejo de Salubridad convence a la población sobre cambios sanitarios en las casas.

México 1925.- Terminación del alcantarillado en el sistema de drenaje y saneamiento de la ciudad de México. Según proyecto del Ing. Roberto Gayol.

1940.- Se principia el túnel nuevo de Tequixquiac, que se terminó en 1946.

Desde 1930 hasta 1951, el alcantarillado de la ciudad se fué haciendo inadecuado, tanto por insuficiente, como por el hundimiento de la ciudad. Se mencionan las inundaciones del centro y de muchas colonias en 1950 y 1951.

México 1953.- Planta de Bombeo en la Merced, para el drenaje de dicha zona.

México 1954.- Se inicia la construcción de más de 150 km. de Colectores de 1.22 a 3.50 m. de diámetro y se termina en 1962.

México 1959.- Se inicia en septiembre la construcción del interceptor del Poniente.

1959 - 1963.- Se construye uno de los tres grandes interceptores (El del Poniente) el nuevo plan maestro de alcantarillado, así como la planta de bombeo de Aculco, entre otras obras.

México 1960.- El 4 de julio termina el interceptor del Poniente que se inició 10 meses antes. Conducto de 4.00 m. de diámetro, de 17 km. de longitud y de estos 17 km. 15 km. son túnel.

México 1960.- Se termina el colector 15 que drena una zona de 4500 Ha. mayor a cualquier otro colector de la ciudad.

México 1963.- Se construye la segunda étapa interceptor del poniente por la S.R.H. y el D.D.F. de 30 km. de desarrollo.

México 1965.- Nuevos sistemas de alcantarillado en Xochimilco

México 1968.- Se inicia la construcción del Emisor Central 50 km. long. 6.50 m de diámetro.

México 1978.- El sistema actualmente cuenta con 981,000 mts. de colectores, 11'458,000 mts. de atarjeas y 496,000 coladeras pluviales.

FUENTES DE ABASTECIMIENTO

El abastecimiento de agua potable al área donde se ubica la Ciudad de México, se remonta desde la época prehispanica, donde sus moradores construyeron canales que iban desde los manantiales de Chapúltepec hasta el centro de su Ciudad. Posteriormente, durante el período que va desde la Colonia hasta principios del presente siglo, el abastecimiento de agua potable se realizó por medio de acueductos y norias y practicamente no existió red de distribución.

El primer sistema de aprovisionamiento adecuado a las necesidades fué el de Xochimilco, cuya construcción se terminó en 1913 y proporcionaba 2.4 m^3/s suficientes para los 600,000 habitantes con que contaba la Ciudad. Para 1930 ya se había duplicado la población y una solución rápida y económica al problema de la escasez de agua fué la de perforar pozos en las nuevas zonas urbanas, lo que produjo el inicio de asentamientos del subsuelo, que con el tiempo se tradujeron en hundimientos crecientes que distorsionaron el sistema de drenaje, causando inundaciones como las registradas entre 1948 y 1952. A pesar de esto, se continuó y aún se intensificó la extracción de agua subterránea para abastecer ya a una población de más de 3 millones de habitantes.

En 1942 se inició la captación de los manantiales de Lerma y las obras, terminadas en 1951, aumentaron en 3.5 m^3/s el caudal disponible, aunque esto solo sirvió para mejorar el servicio en las zonas alimentadas por la red primaria y la distribución de las aguas de Xochimilco, que solo cubría la sexta parte del área urbana.

En 1953 el D.F., se abastecía de agua de las siguientes fuentes:

Xochimilco	1.6 m^3/s
Lerma	3.5 "
Desierto y Ajusco (manantiales)	0.2 "

Pozos Municipales	6.5 m^3/s
Pozos Particulares	2.6 "
	14.3 m3/s.

De los 3.5 millones con que contaba el D.F., 800;000 habitantes vivían en zonas carentes de servicios; por fugas se reducía el caudal en 2m3/s, y había desperdicios debidos a la falta de medidores y al bajo costo del agua calculados en otros 2m3/s.

En 1954 se propuso extender la captación de aguas subterráneas dentro del Valle de México en Chiconautla, Peñón Viejo, Chimalhuacán y Chalco, y la captación de aguas broncas y de manantiales del Alto Amacuzac lo que haría posible suprimir la extracción de agua por medio de los pozos particulares y restructurar el drenaje, así el control de las inundaciones.

Por falta de recursos económicos para desarrollar el plan propuesto, solo se llevaron a cabo las obras que se consideraron indispensables como la instalación de colectores y plantas de bombeo para control de inundaciones, localización y supresión de fugas en la red de distribución, colocación de redes distribuidoras en las colonias populares, mejoramiento de los sistemas de Lerma y Xochimilco, ampliación de la red primaria y construcción del Sistema Chiconautla, por lo que se logró en 1957 contar con los siguientes caudales:

Xochimilco	2.4 m^3/s
Lerma	4.0 "
Manantiales (Desierto y Ajusto)	0.2 "
Pozos Municipales.	6.5 "
Pozos.Particulares.	2.5 "
Chiconautla	3.0 "
	18.6 m3/s.

Este caudal resultó suficiente para abastecer a la población de la época, pero sin poder eliminar la extracción de agua del subsuelo, persistiendo por ello el acelerado hundimiento. Para 1964 la Ciudad contaba con un gasto de 22 m3/s, suficientes para abastecer una población de seis millones de habitantes.

Actualmente, en 1978, el Distrito Federal se abastece, en su totalidad con agua subterránea proveniente de los acuíferos del Valle de México y de Lerma. Los sistemas que explotan esas fuentes son operados por el D.F., y por la Comisión de Aguas del Valle de México 1), esta última desde 1972, año en que fué creada para suministrar agua en bloque al D.F., y al Estado de México, en el AMCM. Los caudales que se explotan de cada fuente se presentan a continuación, según el esquema de la lámina 2.

a) Fuentes Administradas por D.D.F.	29. 814	m3/s
Sistema Lerma	9. 247	"
Sistema Misquic-Xochimilco-Xotepingo	7. 835	"
Pozos Municipales	7. 204	"
Sistema Chiconautla	3. 037	"
Pozos Particulares	2. 200	"
Manantiales	0. 291	"
b) Fuentes Administradas por C.A.V.M.	8. 742	m3/s
Sistema Aguas del Norte	5. 205	"
Pozos del Sur	2. 945	"
Pozos Aislados	0. 021	"
Sistema Tláhuac	0. 571	"
T O T A L	38. 556	M3/s

1) La Comisión de Aguas del Valle de México es un organismo de la SARH, creada por Decreto Presidencial en 1972 con las atribuciones de programar, proyectar, construir, operar y conservar las obras necesarias para aprovechar los recursos hidráulicos de la cuenca o de otras y destinarlos a la solución de los problemas que en esta materia se tengan.

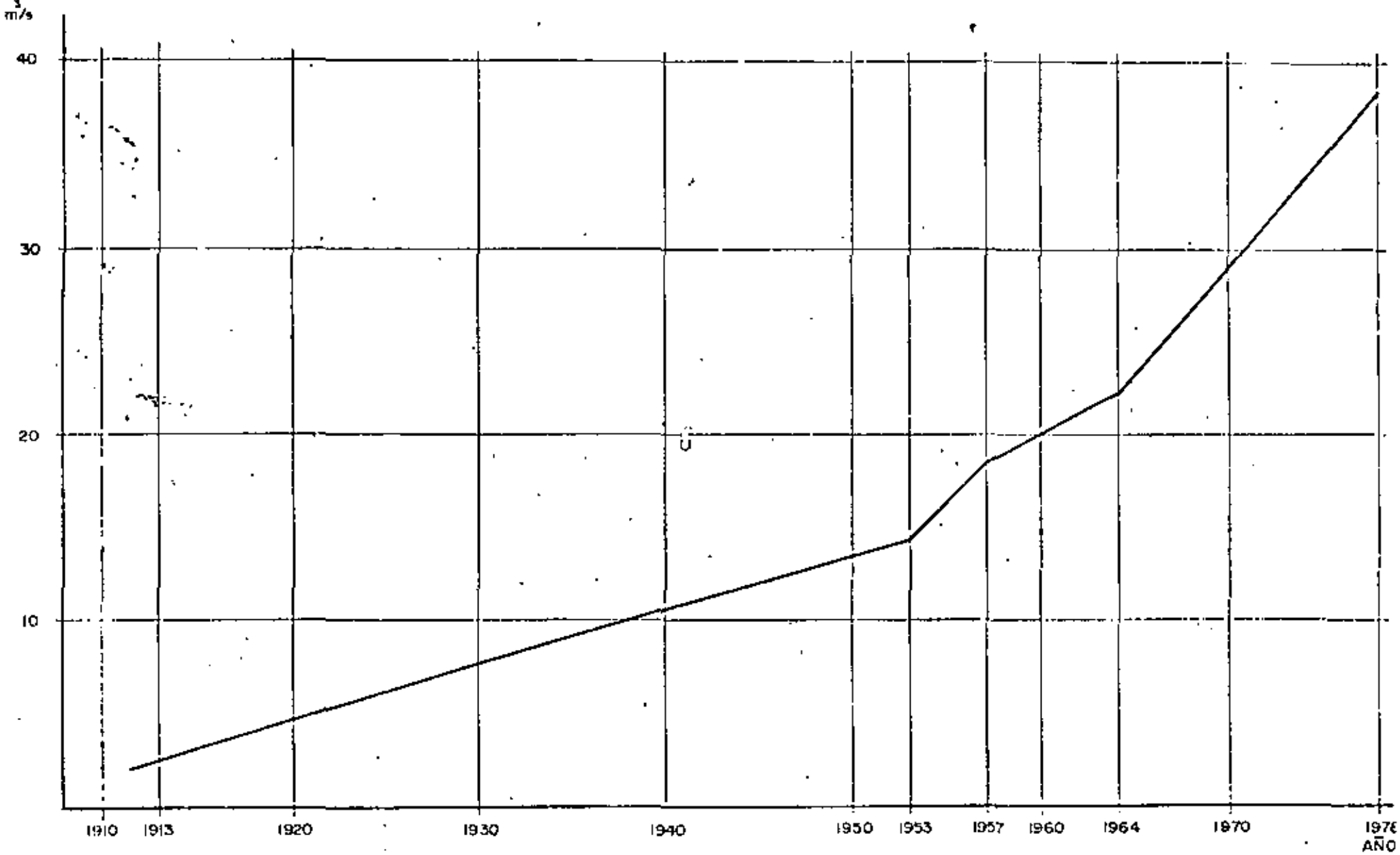


FIG 4·1 EVOLUCION DEL SUMINISTRO DE AGUA AL D F

PAPEL Y RESPONSABILIDADES DE LAS OFICINAS GUBERNAMENTALES

Las obras públicas, tanto de carácter federal como estatal y municipal, así como las que se encomiendan a Organismos Descentralizados del Gobierno, pueden ser ejecutadas físicamente por la propia Dependencia o bien por una empresa constructora a la que se le adjudica un contrato de obra.

En ambos casos, pero sobre todo en el segundo, la Oficina Gubernamental tiene entre sus funciones principalísimas la de supervisar la obra.

El artículo 3º de la Ley de Inspección de Contratos y Obras Públicas define como DEPENDENCIA (Oficina Gubernamental) a la Secretaría, Departamento de Estado, Departamento del Distrito Federal, Organismo Público o Empresa de Participación Estatal que ordene o encomiende la ejecución de alguna obra pública y denomina CONTRATISTA a la persona física o moral a quien se encomienda su ejecución.

Para construir una obra pública, es necesario que como primera etapa se haya considerado ésta dentro de la planeación de obras de dicha Dependencia, con objeto de que encaje dentro de las políticas de desarrollo de ese Sector y del país en general.

Como segunda etapa, se habrá ejecutado el proyecto de esa obra, ya sea por elementos de la propia Dependencia o bien por medio de Empresas de Ingeniería a las que se les haya encomendado esa labor.

Contando ya con el proyecto completo de la obra, la Dependencia procederá a la construcción de la misma, siendo en nuestro país la práctica más habitual el de encomendarla a una empresa constructora o Contratista.

Para adjudicar un contrato, la Dependencia lo podrá hacer por medio de un concurso (licitación) o bien lo hará mediante una adjudicación directa. En ambos casos, la Dependencia hará una selección previa de las empresas que cumplan con los requerimientos necesarios para ejecutar -- esa obra.

En el caso de adjudicación directa, la entrega de datos es similar.

Las especificaciones o normas deberán ser claras y objetivas, conteniendo las guías necesarias para tomar decisiones.

Además de las Especificaciones Generales de la Dependencia, deberán existir las particulares o complementarias, específicas de la obra por ejecutar, y que deberán prevalecer sobre las generales en ese trabajo,- haciéndolo notar siempre así, para evitar confusiones al momento de juzgar la obra en proceso y terminada.

Una vez seleccionado el contratista, se celebra un contrato entre - éste y la DEPENDENCIA, en el que se definen las responsabilidades y - - obligaciones de ambas partes, durante la ejecución de la obra.

El modelo de los contratos se encuentra en las BASES Y NORMAS GENERALES PARA LA CONTRATACION Y EJECUCION DE LAS OBRAS PUBLICAS, y de cuyo contenido, la cláusula NOVENA, se refiere a la SUPERVISION DE OBRAS:

La DEPENDENCIA, a través de los representantes que para el efecto - designe, tendrá el derecho de supervisar en todo tiempo las obras objeto de este contrato y dará al CONTRATISTA, por escrito, las instrucciones que estime pertinentes relacionadas con su ejecución a fin de que - se ajuste al proyecto y a las modificaciones del mismo que ordene la - propia DEPENDENCIA.

Es facultad de la DEPENDENCIA realizar la inspección de todos los - materiales que vayan a usarse en la ejecución de la obra, ya sea en el

sitio de ésta o en los lugares de adquisición o fabricación.

Por su parte, el CONTRATISTA se obliga a tener en el lugar de los trabajos a un profesional que lo represente, especializado en la materia el que deberá ser previamente aceptado por la DEPENDENCIA, aceptación que ésta podrá revocar a su juicio."

" El Representante del CONTRATISTA, tendrá la obligación de conocer el PROYECTO y las ESPECIFICACIONES y deberá estar facultado para ejecutar los trabajos a que se refiere este contrato, así como para - aceptar u objetar las estimaciones de obra que se formulen y en general, para actuar a nombre u por cuenta del contratista en todo lo referente al presente contrato."

De lo anterior se concluye que la DEPENDENCIA supervisará la obra comparándola con el proyecto y sus especificaciones, por lo que es entonces RESPONSABILIDAD DE LA DEPENDENCIA, EL PROYECTO Y SUS ESPECIFICACIONES, además de que, de acuerdo con la Ley, queda establecido su derecho a la supervisión.

Tradicionalmente ha sido costumbre que las Oficinas Gubernamentales lleven a cabo la Supervisión de las obras por medio de personal y equipo propios.

Para ello se instala una o varias Residencias de Obra, según la - magnitud de la misma, y se integra en la forma que se indica en el Organigrama correspondiente.

Las funciones que lleva a cabo esta Residencia son:

1) Supervisión de la obra, integrada por:

a) Control de calidad de los materiales básicos y de los elaborados en obra.

b) Vigilancia de que los procedimientos de construcción se apeguen a los especificados.

c) Aceptación o rechazo de las obras, de acuerdo con las tolerancias fijadas en los acabados así en base a las residencias, compactaciones, etc. que se fijen en las especificaciones.

d) Control del avance de la obra respecto a lo programado, sobre todo en lo referente a la secuencia de los trabajos y plazos de ejecución de los mismos.

e) Control del presupuesto de la obra, respecto a lo planeado originalmente, tomando en cuenta los cambios que sufra por modificaciones al proyecto, trabajos extras, estudios de precios unitarios no considerados, etc.

2) Cuantificación de la obra, en forma periódica, para elaborar estimaciones de pago al contratista.

En esta labor es muy importante la intervención activa de ambas partes.

3) Recepción de la obra al terminarse en su totalidad o parcialmente, con objeto de liberar al contratista de responsabilidades.

Este esquema tradicional se mantiene a la fecha en muchas Dependencias, pero en otras ha sufrido algunos cambios. Por una parte la creación de nuevas Oficinas Gubernamentales debido a programas de desarrollo del país, en los que van involucrados la ejecución de obras y por otra, la necesidad de mantener a niveles bajos el gasto fijo de estas Dependencias, han hecho que día a día se utilicen más los servicios que prestan las Empresas de Ingeniería, tanto en lo referente a la elaboración de proyectos como en las labores de consultoría, asesoría, supervisión y control de calidad.

En el aspecto de supervisión de obras, la Dependencia puede encargar a la Empresa de Ingeniería todas o algunas de las funciones siguientes:

a) Dirección de la Obra.

b) Inspección de la Obra.

c) Control de Calidad de la Obra.

d) Cuantificación de la Obra.

e) Elaboración de estimaciones de Obra.

f) Control de avances.

g) Control de presupuestos.

h) Estudio de precios unitarios.

i) Recepción de las obras.

En algunas Oficinas Gubernamentales se contrata con las Empresas de Ingeniería la totalidad de estas funciones y en otras se reserva la Dependencia las funciones de Dirección y Coordinación de la Obra y algunas otras de las indicadas anteriormente.

La forma de pago que se indica en los contratos que se celebran con las Empresas de Ingeniría, contempla dos alternativas:

a) Calculando un porcentaje de la obra ejecutada.

b) Por medio de plantillas de personal, que se encuentra directamente en la obra, aplicándole un factor que cubra los gastos indirectos y la utilidad.

Antes de iniciar los trabajos en una obra, es muy importante que la supervisión conozca perfectamente el proyecto, las especificaciones, etc. y sobre todo la filosofía del proyecto.

Un aspecto en el que debe insistirse es en lo referente a la capacidad y preparación que debe tener el personal de supervisión, ya que si se le está exigiendo al contratista un personal técnico con ciertas características, éstas mismas deben cumplirse por aquellos que inspeccionan y aprueban o rechazan ese trabajo.

Mencionamos además, algunas otras de las responsabilidades de las Oficinas Gubernamentales, que están ligadas con la supervisión de obras y que son:

a) Obtención de las autorizaciones de inversión anuales.

b) Contratación (Obra, Proyecto, Supervisión)

c) Pago de la obra ejecutada.

DIRECCION GENERAL

Funciones Específicas:

1. Aprobar los programas de la Dirección y el anteproyecto de Presupuesto Anual y proponerlos a la Secretaría de Obras y Servicios.
2. Ejecutar las políticas del Departamento en materia de obras hidráulicas.
3. Planear el sistema hidráulico del Distrito Federal, para optimizar el uso, reuso y disposición del agua, conservando el medio ambiente.
4. Establecer los lineamientos que en materia de obras y operación hidráulica deben llevarse a cabo en el Distrito Federal, así como fijar las normas técnicas que sean procedentes en la materia.
5. Proponer los estudios necesarios y contratar la construcción, reconstrucción, conservación y mantenimiento especializado de las obras y fuentes de abastecimiento, líneas de conducción, plantas potabilizadoras y de tratamiento y unidades de almacenamiento, para optimizar la captación y distribución de agua potable y aguas residuales.
6. Dirigir y controlar las actividades internas de apoyo administrativo.

7. Evaluar los programas de la Dirección, a fin de efectuar los ajustes necesarios en los esquemas de planeación, estableciendo un ciclo dinámico permanente.

8. Prestar asesoría y apoyo a las Delegaciones del Departamento del Distrito Federal y dependencias oficiales que lo soliciten en materia de recursos hidráulicos.

9. Participar y promover actividades que en aspectos de obras y operación hidráulica lleven a cabo dependencias del Departamento del Distrito Federal, entidades públicas y en su caso Instituciones privadas.

10. Informar a la Secretaría de Obras y Servicios sobre el desarrollo de las funciones a su cargo.

SUBDIRECCION DE CONSTRUCCION

Funciones Específicas:

1. Ejecutar las obras de la Dirección General, empleando empresas constructoras especializadas.
2. Dirigir la construcción de las obras apoyados en empresas técnicas contratadas para la supervisión de la construcción y del control de calidad de las obras.
3. Asesorar y dirigir en su caso, las obras que ejecuten por cooperación los vecinos con las Delegaciones Políticas.
4. Vigilar la construcción de las redes de agua potable y alcantarillado en las Unidades Habitacionales y nuevos Fraccionamientos.
5. Controlar los avances de obra, el suministro de materiales de construcción y la oportunidad de los proyectos ejecutivos.
6. Recopilar los datos necesarios, para elaborar en conjunto con la Comisión Interna de Precios Unitarios, los nuevos precios unitarios a establecer.
7. Elaborar los presupuestos y programas de las nuevas obras, para la formulación de los contratos respectivos, previa autorización de la Dirección General.
8. Acordar con el Director General en los términos que él mismo le indique.
9. Informar al Director General sobre el desarrollo de sus funciones.

A). OFICINA DE OBRAS MAYORES

Funciones Especificas:

1. Construcción de las obras de:

   a). Captación, conducción, almacenamiento y potabilización de agua y su distribución primaria.

   b). Red primaria de drenaje, estaciones de bombeo y plantas de tratamiento de aguas residuales.

   c). Canalización y entubamiento de corrientes superficiales, construcción de presas para control de avenidas y eliminación de azolves.

   Empleando para su ejecución empresas constructoras especializadas.

2. Requerir los materiales y equipo que suministrará el Departamento del Distrito Federal a las empresas constructoras para la ejecución de las obras contratadas.

3. Dirigir la construcción de las obras mencionadas, apoyándose en empresas técnicas contratadas para supervisar los procedimientos de construcción, efectuar el control de calidad, vigilar el cumplimiento de los programas de obra y controlar el presupuesto autorizado.

4. Elaborar las estimaciones de obra de acuerdo a la periodicidad establecida, apoyándose en las empresas supervisoras.

5. Informar al Subdirector de Construcción sobre el desarrollo de sus funciones.

B). OFICINA DE OBRAS EN COLONIAS POPULARES

Funciones Específicas:

1. Construcción de las redes de agua potable, alcantarillado y obras auxiliares en Colonias Populares, empleando para su ejecución empresas constructoras especializadas.
2. Requerir los materiales y equipo que suministrará el Departamento del Distrito Federal a las empresas constructoras para la ejecución de las obras contratadas.
3. Dirigir la construcción de dichas obras, apoyándose en empresas técnicas contratadas para supervisar los procedimientos de construcción, efectuar el control de calidad, vigilar el cumplimiento de los programas de obra y controlar el presupuesto autorizado.
4. Coordinar con las Delegaciones Políticas las construcciones de las obras ejecutadas por cooperación con los vecinos.
5. Revisar el avance de obra de acuerdo a la periodicidad establecida, apoyándose en las empresas supervisoras.
6. Informar al Subdirector de Construcción sobre el desarrollo de sus funciones.

C). OFICINA DE OBRAS INDUCIDAS, METRO Y VIALIDAD

Funciones Específicas:

1. Construcción de modificaciones a las redes de agua potable y alcantarillado, como consecuencia de las obras del Metro y de las vialidades, empleando para su ejecución empresas constructoras especializadas.
2. Requerir los materiales y equipo que suministrará el Departamento del Distrito Federal a las empresas constructoras para la ejecución de las obras contratadas.
3. Dirigir la construcción de las obras mencionadas, apoyándose en empresas técnicas, contratadas para supervisar los procedimientos de construcción, efectuar el control de calidad, vigilar el cumplimiento de los programas de obra y controlar el presupuesto autorizado.
4. Revisar el avance de obra de acuerdo a la periodicidad establecida, apoyándose en las empresas supervisoras.
5. Informar al Subdirector de Construcción sobre el desarrollo de sus funciones.

D). OFICINA DEL DRENAJE PROFUNDO

Funciones Específicas:

1. Construcción de las Obras de la 2a. Etapa del Sistema de Drenaje Profundo, empleando para su ejecución al Consorcio Constructor asignado.

2. Requerir los materiales y equipo que suministrará el Departamento del Distrito Federal, a las empresas constructoras para la ejecución de las obras contratadas.

3. Dirigir la construcción de las obras, apoyándose en las empresas técnicas contratadas para supervisar los procedimientos de construcción, efectuar el control de calidad, vigilar el cumplimiento de los programas de obra y controlar el presupuesto autorizado.

4. Revisar el avance de obra de acuerdo a la periodicidad establecida, apoyándose en las empresas técnicas supervisoras.

5. Informar al Subdirector de Construcción sobre el desarrollo de sus funciones.

E). OFICINA EN EL ALTO LERMA

Funciones Específicas:

1. Construir las obras de beneficio social ejecutadas en la zona del Alto Lerma, Estado de México, empleando para su realización empresas constructoras especializadas.
2. Requerir los materiales y equipos que suministrará el Departamento del Distrito Federal, a las empresas constructoras para la ejecución de las obras contratadas.
3. Dirigir la construcción de las obras, apoyándose en las empresas técnicas contratadas para supervisar los procedimientos de construcción, efectuar el control de calidad, vigilar el cumplimiento de los programas de obra y controlar el presupuesto autorizado.
4. Coordinar con las autoridades del Estado de México, la construcción de las obras ejecutadas por cooperación.
5. Revisar el avance de obra de acuerdo a la periodicidad establecida, apoyándose en las empresas supervisoras.
6. Informar al Subdirector de Construcción sobre el desarrollo de sus funciones.

F). OFICINA DE CONTROL DEL AVANCE DE OBRA Y PRECIOS UNITARIOS

Funciones Específicas:

1. Elaborar los programas de construcción y presupuestos de las nuevas obras, para la formulación de los contratos respectivo.
2. Vigilar el suministro oportuno del proyecto ejecutivo, de los materiales y equipo, proporcionados por el Departamento del Distrito Federal.
3. Recopilar de las demás Oficinas de la Subdirección de Construcción los avances de las obras para su análisis comparativo con los programas establecidos, para estar en condiciones de dictar las medidas correctivas que en su caso procedan.
4. Revisar y controlar las estimaciones de campo de acuerdo a los precios unitarios en vigor, para su autorización de pago, vigilando la aplicación adecuada a las partidas presupuestales aprobadas, coordinando el pago oportuno.
5. Recopilar los datos necesarios para la elaboración en conjunto con la Comisión Interna de Precios Unitarios, de los nuevos precios unitarios a establecer.
6. Informar al Subdirector de Construcción sobre el desarrollo de sus funciones.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

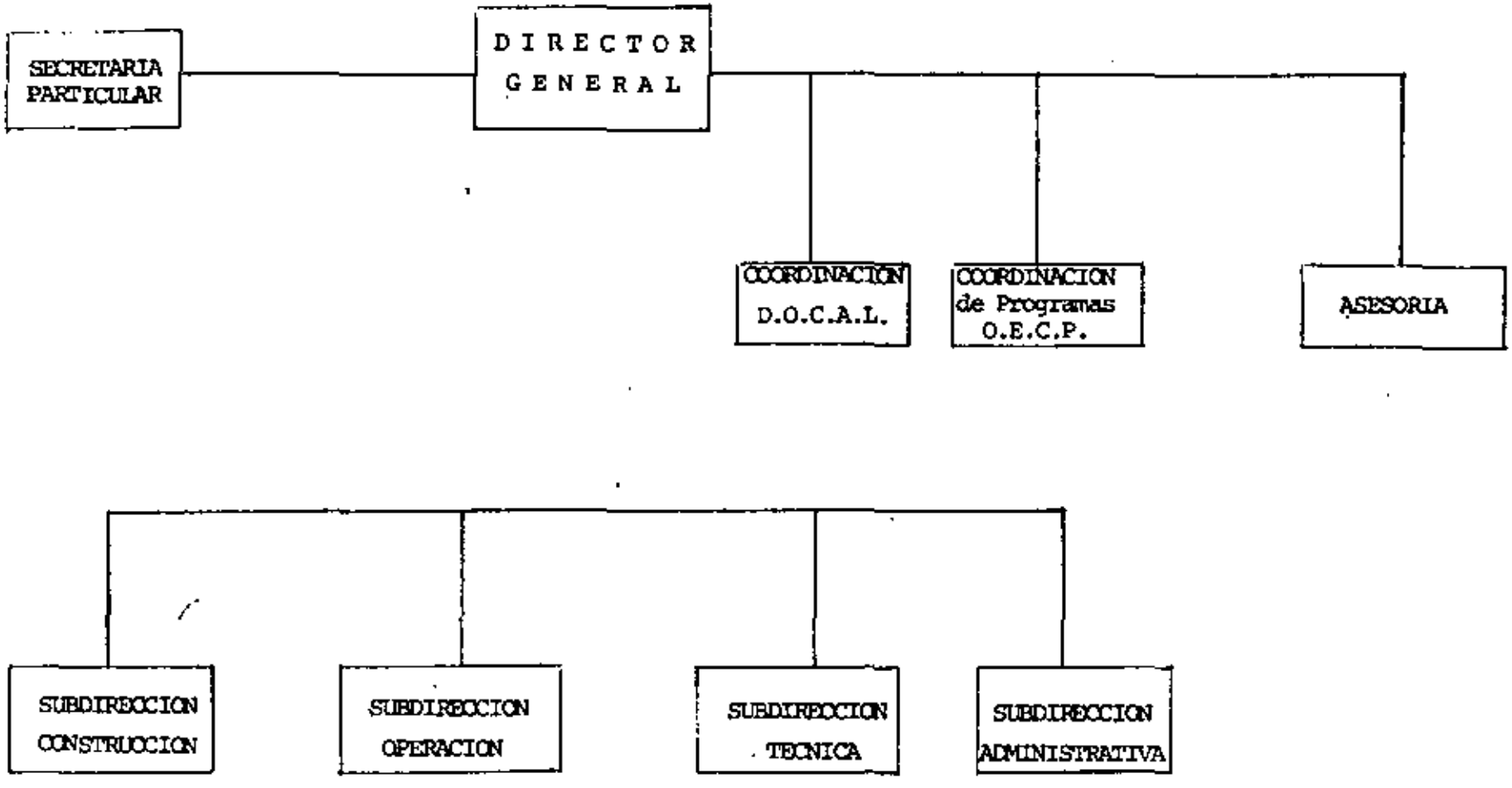
ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

ING. GABINO GRACIA CAMPILLO
FEBRERO, 1979

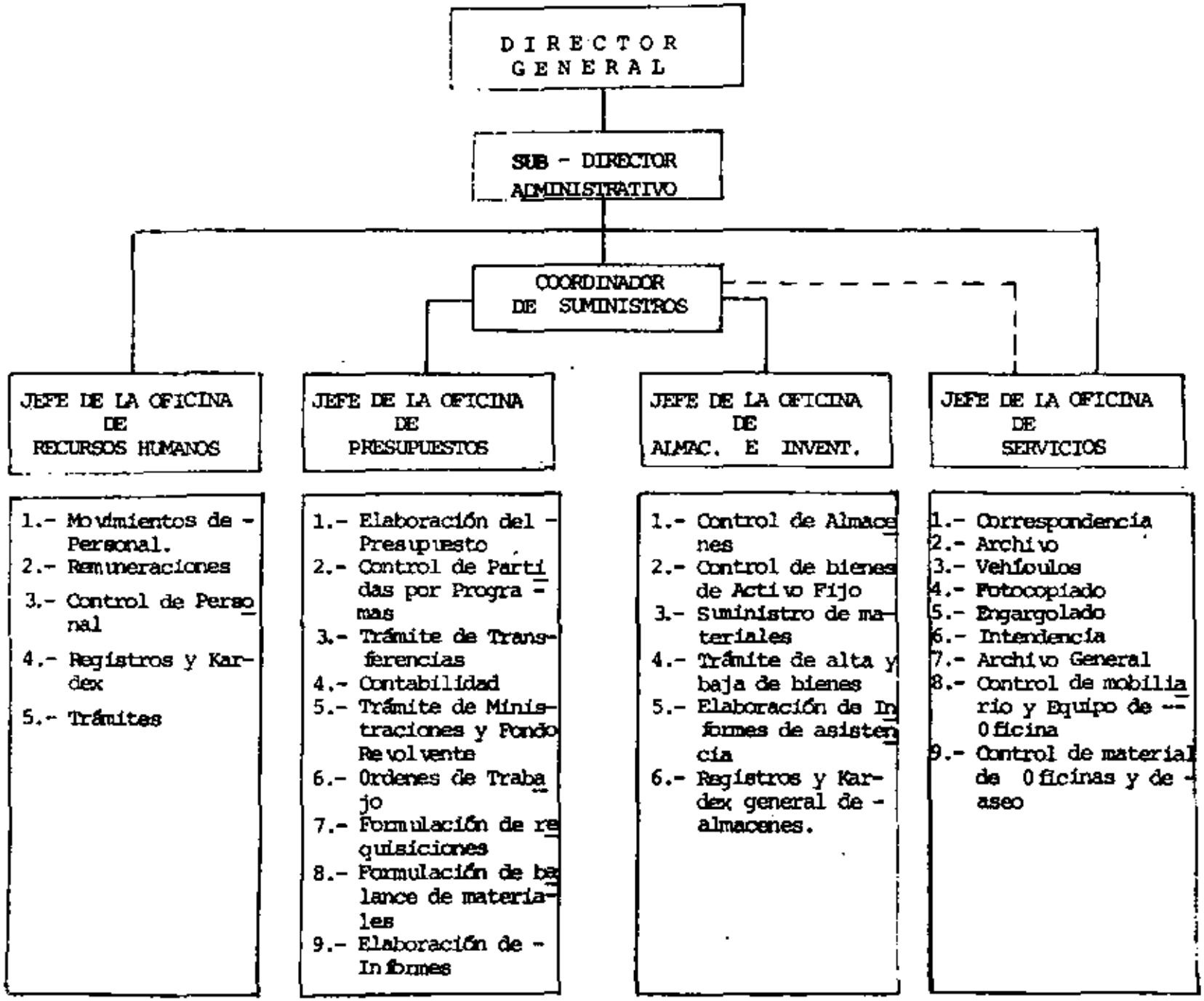
Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 primer piso México 1, D. F. Tel: 521-40-20

I N D I C E

DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA



DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA



PROCEDIMIENTO PARA EL TRAMITE DE SUMINISTRO DE MATERIALES

PROCEDIMIENTO PARA EL TRAMITE DE SUMINISTRO DE MATERIALES

- El Contratista solicitará a la Supervisión a la cual reporte los materiales que requiera, para la ejecución de sus labores.

- La Supervisión al recibir la solicitud, la evaluará en base al proyecto de obra y a las condiciones de campo que presente la obra y determinará la procedencia ó improcedencia de los materiales solicitados.

- En caso de no considerar procedente la solicitud la devolverá al contratista para su modificación ó cancelación.

- Aprobada la solicitud del Contratista, la Supervisión procederá a formular la solicitud correspondiente en el formato respectivo (anexo).

" FORMULACION "

- Se anotará en el renglón que "SOLICITANTE _____" el nombre de la empresa responsable de la supervisión de la obra.

- En el renglón " DESTINO _____" se anotará el nombre de la obra a la cual se refiere la solicitud.

- En el renglón " No. _____" no se hará anotación, ya que el número de la solicitud le será asignado por la Subdirección de Construcción en su oportunidad.

- " CONTRATISTA _____" en este espacio se anotará el nombre de la Cía. Constructora que requiere los materiales.

- " CONTRATO No. _____" se anotará el número de contrato que tiene asignado la Cía. Constructora.

- " DELEGACION _____" deberá anotarse en este espacio el nombre de la Delegación en la cual se ubica la obra.

- " FECHA _____" se anotará la del día de su formulación.

- Columna " No. Prog. " se anotará en el órden en que se coloquen los conceptos, el número que corresponda (1,2, 3,4, etc.).

- Columna " DESCRIPCION " se detallará ampliamente el nombre técnico del artículo que se solicita, así como sus características y especificaciones con los cuales se identifique facilmente.

- Columna " UNIDAD " se anotará la que corresponda como unidad de medida (Kilo, pieza, metro, etc.).

- Columna " CANTIDAD SOLICITADA " se anotará el número de unidades requeridas.

- Columna " PRECIO UNITARIO " se anotará en ésta el valor del material solicitado, cuando se disponga de él, en su defecto deberá permanecer en blanco, para que lo inscriba personal de la sección de suministros.

- Columna " COSTO TOTAL " ésta será llenada por personal de la Sección de Suministros.

- Columna " Reg. No. " se anotará el número asignado a la requisición, con la cual se satisfaga la solicitud por personal de la Sección de Suministros.

- Columna " Vale No. ", se anotará el número del vale de almacén que la Oficina de Almacenes e Inventarios proporcione.

- Columna " OBSERVACIONES " se anotarán las que se consideren pertinentes.

- " NOMBRE Y FIRMA DEL SOLICITANTE " en este renglón se anotará el nombre del supervisor que solicita los materiales y firmará para continuar su trámite.

Una vez requisitado el formato lo turnará la Cía. Supervisora al Jefe de la Oficina de Obras Mayores ó Menores según corresponda, para su autorización. (Una vez autorizada por el Jefe de la Oficina con su firma, éste turnará la solicitud al Subdirector de Construcción para su autorización definitiva.

- El Subdirector de Construcción autorizará con su firma al calce, en el renglón " EL SUBDIRECTOR DE CONSTRUCCION " y lo turnará a la Subdirección Administrativa para su trámite de suministro.

El formato a que se hace referencia, deberá elaborarse en original y cinco copias, que se distribuirán de la siguiente manera:

Original y copia para la Subdirección Administrativa.
Una copia para la Subdirección de Construcción.
Una copia para el Coordinador de Suministros.
Una copia para la Oficina correspondiente.
Una copia para la Cía. Supervisora.
Una copia para la Cía. Contratista.

El Subdirector Administrativo turnará al Coordinador de Suministros las solicitudes para que disponga lo necesario para su entrega.

El Coordinador de suministros turnará a la Oficina de Almacenes e Inventarios la solicitud a efecto de que ésta formule los vales a los diferentes Almacenes con los cuales se satisfaga parcial ó totalmente lo requerido. Concluída la revisión y anexos los vales en su caso, reintegrará a la Coordinación de Suministros la documentación.

- El Coordinador de Suministros ordenará la entrega a las Cías Constructoras de los vales que se hubieren generado y turnará a la Oficina de Presupuestos la solicitud de materiales y equipo por el total ó por los conceptos pendientes de tramitar su entrega por no disponer de existencias en los Almacenes.

- La Oficina de Presupuestos a través de la Sección de Suministros agrupará y valorará los bienes consignados en la solicitud a fin de que la Sección de Control Presupuestal le asigne la Partida Presupuestal correspondiente; con la información anterior la Sección de Suministros formulará la requisición respectiva, la que una vez concluída turnará al Jefe de la Oficina de Presupuestos para su revisión.

- Revisada la requisición será turnada al Coordinador de Suministros para su autorización y trámite de firmas del Subdirector Administrativo y del Director General.

- Autorizadas las requisiciones el Coordinador de Suministros tramitará cuando se refieran estas a maquinaria y equipo, muebles ó vehículos el Vo.Bo. del C. Secretario de Obras y Servicios, para continuar con su trámite ante la Oficina de Compras del D.D.F., las requisiciones que no amparen artículos a los que se hace referencia renglones arriba, no requerirán de la autorización del C. Secretario de Obras y Servicios.

- El Coordinador de Suministros promoverá ante la Oficina de Compras la oportuna formulación del pedido y el suministro igualmente oportuno de los bienes que ampara.

- Fincado el pedido a la Casa Proveedora designada por la Oficina de Compras el Coordinador de Suministros tramitará la entrega e informará al solicitante de la fecha en que se estima se entregarán los bienes solicitados.

.....

- A la recepción de los bienes en los Almacenes a cargo de la Oficina de Almacenes Generales, el Coordinador de Suministros ordenará a la Oficina de Almacenes e Inventarios formule el vale correspondiente y entregue al interesado.

- La Sección de Suministros descargará en el pedido las cantidades entregadas y cerrará el expediente.

DIRECCION GENERAL DE CONSTRUC Y OPERACION HIDRAULICA

SOLICITUD DE MATERIALES Y EQUIPO No. _____

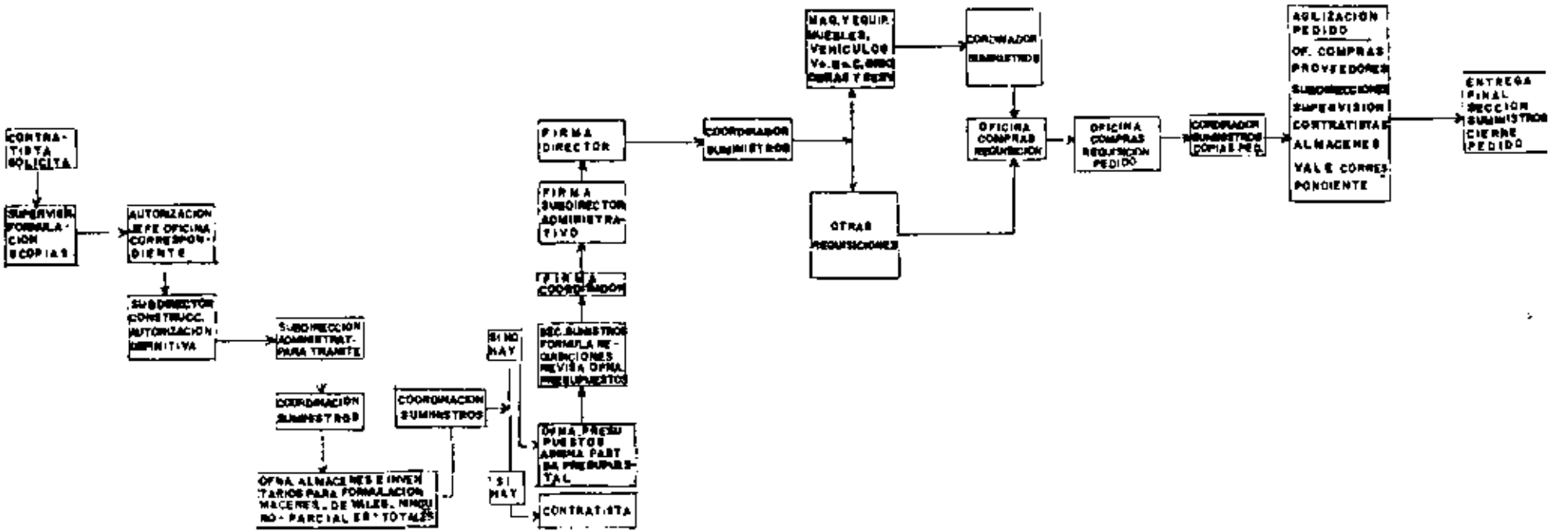
SOLICITANTE _____ DESTINO _____

CONTRATISTA _____ CONTRATO No. _____ DELEGACION _____ FECHA _____

No. Prog.	D E S C R I P C I O N	Uni-dad	Cantidad Solicitada	Precio Unitario	Costo Total	Req.No.	Vale No.	Observa ciones

Trámite y firma del Solicitante | El Jefe de la Oficina | El Subdirector de Construcción | Subdirección Administrativa | Fecha de Recepción

PROCEDIMIENTO PARA EL SUMINISTRO DE MATERIALES



PROCEDIMIENTO PARA EL SUMINISTRO DE MATERIALES NO PREVISTOS PARA EL AREA DE OPERACION.

PROCEDIMIENTO PARA EL SUMINISTRO DE MATERIALES NO PREVISTOS PARA EL AREA DE OPERACION.

— Procedimiento para el suministro de materiales necesarios para la operación y mantenimiento de instalaciones a cargo de esta Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica.

— La Oficina en donde se genera la necesidad, turnará al Subdirector de Operación la solicitud de los materiales ó equipo que requiera para la ejecución de sus labores.

— El Subdirector de Operación, revisará la documentación que de aprobar turnará rubricada a la Subdirección Administrativa para su tramitación de suministro, utilizando para el efecto el vale ya elaborado al Almacén en donde tengan conocimiento que existen los materiales ó bien mediante oficio al que acompañará la solicitud de materiales correspondiente debidamente requisitada.

— La Subdirección Administrativa, turnará a la Coordinación de Suministros la solicitud.

— El Coordinador de Suministros, verificará existencias en los distintos almacenes a través de la Oficina de Almacenes e Inventarios que se encuentran a cargo de esta Dirección ó de la de Servicios Administrativos, formulando los vales por aquellos bienes de los cuales se disponga de existencias y los turnará a la Subdirección Administrativa, para su autorización.

— El interesado recogerá el original y dos copias del vale para hacerlo efectivo en el almacén al que se encuentra destinado.

— En caso de que la Coordinación de Suministros no disponga parcial ó totalmente de los bienes solicitados, turnará a la Oficina de Presupuestos para que esta verifique si existe disponibilidad presupuestal, de ser afirmativo formulará la requisición correspondiente a la Oficina de Compras de la Dirección General de Servicios Administrativos, una vez elaborada la requisición se devolverá al Coordinador de Suministros.

— El Coordinador de Suministros revisará la requisición y la rubricará, una vez rubricada la requisición se turnará a la Subdirección Administrativa para obtener la firma del titular de la misma, ésta la turnará al Director General, para obtener su autorización, misma que será manifiesta con su firma.

.....2

- Ya autorizada la requisición, se devolverá al Coordinador de Suministros, para que se registre en auxiliares y se turne a la Oficina de Compras para que proceda a adquirir los bienes consignados en la misma.

- En el caso anterior, el Coordinador de Suministros informará a los interesados del trámite en el que se encuentra la solicitud, así como de la recepción de los materiales para lo cual formulará el vale correspondiente y entregará al interesado como se apuntó anteriormente.

PROCEDIMIENTO PARA EL TRAMITE DE REPARACIONES DE MAQUINARIA Y EQUIPO

PROCEDIMIENTO PARA EL TRAMITE DE REPARACIONES DE MAQUINARIA Y EQUIPO

— Para la reparación de maquinaria y equipo, así como para la adaptación ó transformación que se requiera hacer a través de empresas ó talleres distintos a los del D.D.F., se requiere el siguiente procedimiento.

— El Subdirector a cargo del cual se encuentra la maquinaria ó equipo que requiera reparación, deberá solicitar mediante escrito dirigido a la Subdirección Administrativa anexando la Forma O.S.C., solicitando la reparación que requiere sea realizada.

— Invariablemente deberán anotarse todos los datos a la maquinaria ó equipo de que se trate, como son: descripción, marca, modelo, número de serie, placas y servicio que brinda, indicando en qué consiste el desperfecto, adaptación ó transformación, así como el tiempo en que se requiere sea puesto nuevamente en servicio.

— De ser posible adjuntará cotizaciones a efecto de agilizar su trámite.

— La Subdirección Administrativa, turnará a la Coordinación de Suministros la forma O.S.C., a fin de que tramite la órden de trabajo correspondiente.

— La Coordinación de Suministros, turnará a la Oficina de Presupuestos la forma O.S.C., para que se turne a la Mesa de Ordenes de Trabajo, para que ésta proceda a la obtención de por lo menos 3 cotizaciones de distintos casos.

— La Mesa de Ordenes de Trabajo, someterá a la consideración de la Coordinación de Suministros, las cotizaciones para que ésta determine a qué casa deberá realizarse la Orden de Trabajo.

— La Mesa de Ordenes de Trabajo, formulará la órden respectiva a la casa designada previa consulta hecha a la Sección de Control Presupuestal de la disponibilidad.

- La solicitud de órden de trabajo, se realizará mediante escrito dirigido al Sub-Jefe de la Oficina de Bienes e Inmuebles de la Dirección de Control de Bienes de la Contraloría General, en el que se solicite se formule la órden de trabajo a la casa que se haya determinado, para lo cual será necesario que se anexen las cotizaciones obtenidas. El oficio de referencia deberá serelaborado con la firma del Director General y deberá marcar copias para:

.....2

- Subdirector solicitante
- Subdirector Administrativo
- Jefe de la Oficina de Compras de la Dirección General de Servicios Administrativos.
- Coordinador de Suministros.
- Jefe de la Oficina de Presupuestos.
- Mesa de Ordenes de Trabajo.

— El Sub-Jefe de la Oficina de Bienes e Inmuebles, determinará si es procedente la proposición y en su caso formulará la órden de trabajo respectiva a la Oficina de Compras del D.D.F., para que ésta a su vez la finque a la empresa designada.

— Una vez fincada la órden de trabajo y entregado el original a la empresa designada, ésta podrá iniciar los trabajos correspondientes.

— Al concluír los trabajos consignados en la órden de trabajo, deberá intervenir en la recepción de los mismos:

- El Representante que designe el Subdirector interesado.
- El Supervisor de la Contraloría General asignado a la recepción, quién deberá ser notificado oportunamente de la misma por el representante de la empresa.

— Al término de la entrega se formulará el acta de recepción en la que se consignen los nombres de quiénes en ella intervinieron.

PROCEDIMIENTO PARA LA RECEPCION DE MATERIALES EN ALMACENES

A L M A C E N E S

I.- PROCEDIMIENTOS PARA LA RECEPCION DE MATERIALES EN ALMACENES

1.- El Personal del Almacén preferentemente deberá estar informado anticipadamente del lugar y fecha de entrega de los artículos, asi como de la cantidad y características de los mismos. Esta información la proporcionará la Sección de Suministros y Adquisiciones, mediante una copia del pedido fincado al proveedor.

2.- El Personal del Almacén, al recibir los artículos procederá a la inspección de la cantidad y especificaciones de los mismos, para determinar si están en condiciones satisfactorias y si es correcta la documentación que los ampara. Para ello deberá cotejar físicamente los materiales que recibe con la documentación de entrega y comparar que la cantidad recibida corresponda a la que ampara el pedido.

3.- El Personal del Almacén verificará:

a) Número de Pedido.
b) Descripción completa del artículo, incluyendo tipo, tamaño, número de serie, etc.
c) Total de unidades recibidas
d) Destino de los materiales

4.- Ya efectuada la inspección y verificación del material recibido, se procederá a expedir una nota de entrada al almacén y a registrar la misma.

II.- PROCEDIMIENTO PARA LA GUARDA DE LOS MATERIALES EN ALMACENES.

1.- El Personal del almacén deberá clasificar y colocar los materiales de acuerdo a las siguientes características:

a) Tipo de material
b) Tamaño
c) Peso
d) Volúmen
e) Frecuencia de uso

2.- Para lograr un mejor control y una fácil localización de los materiales almacenados ó por almacenar, al llegar éstos, el personal encargado deberá verificar si existen ya depositados materiales del mismo tipo; si así fuera, deberán ser colocados en la misma área.

3.- Los artículos poco voluminosos deberán colocarse en el lugar más fácil acceso, los artículos pequeños serán depositados en anaqueles ó casilleros, los cuales deberán estar numerados, con objeto de facilitar su localización.

4.- Los artículos pesados y de alta frecuencia de uso en el Almacén, deberán disponerse en sitios donde se permita de manera sencilla su movilización.

III.- PROCEDIMIENTOS PARA EL DESPACHO DE MATERIALES EN ALMACENES

1.- El encargado de despachar los artículos en el Almacén, recibirá la solicitud de suministro debidamente autorizada por el Subdirector correspondiente ó por persona autorizada, el Jefe del Almacén y la firma de la Cía. ó persona que recibe.

2.- Se verificará en cada solicitud de despacho:

a) Número de solicitud
b) Destino del material y número del contrato en su caso.
c) Fecha de recepción
d) Cantidad de artículos solicitados
e) Descripción de los artículos

3.- El encargado de despachar los materiales en el Almacén, verificará existencias, si se tienen los artículos solicitados, procederá a su despacho; si no existieran ó su nivel mínimo establecido se afectara por este movimiento de salida, deberá formular un informe y enviarlo a la Sección de Suministros y Adquisiciones, para que sea adquirido dicho material.

4.- Una vez despachados los artículos, se deberá recabar la firma de conformidad de la persona que recibe.

IV.- TRAMITE DE BAJAS DE MATERIALES

Cuando en los Almacenes se desee dar de baja algún artículo se deberá hacer lo siguiente:

1.- El encargado del almacén deberá enviar a la Jefatura de Suministros, una relación de los artículos a los cuales se solicita su baja, con el objeto de obtener la autorización correspondiente.

2.- Se levantará un acta mencionando la cantidad y especificaciones de los artículos sujetos a darse de baja, debiendo firmar el encargado del almacén, el Delegado de la Contraloría, el Jefe de la Oficina de Suministros de la Dirección y el Subdirector Administrativo.

CURSO PARA SUPERVISORES DE LA DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA

E S P E C I F I C A C I O N E S

ING. VICENTE VARGAS

FEBRERO, 1979.

CURSOS PARA LOS SUPERVISORES DE LA
DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA

ESPECIFICACIONES

ANTECEDENTES.

Las especificaciones de construcción tienen como espíritu y finalidad acotar y definir la forma en que se deben realizar los trabajos, fijando reglas y requisitos mínimos al respecto, para que las obras regidas por las mismas tengan la calidad y cualidades contempladas en el proyecto. Por ello, las especificaciones en su parte de "definición y ejecución" estipulan dichas reglas y requisitos.

Por otra parte, las especificaciones en su sección de "medición y pago", señalan qué trabajos y operaciones quedan incluidos en cada "concepto de trabajo" que integra un catálogo de conceptos, con la finalidad de evitar confusiones y duplicidad de pagos; señalando asi mismo la forma en que será medido cada trabajo o actividad para fines de estimación y pago.

Finalmente, en las especificaciones de construcción se acostumbra definir y desglosar los "conceptos de trabajo" en que racionalmente se suele subdividir o agrupar el conjunto de trabajos y actividades que conforman cada obra en lo particular.

Resumiendo, las especificaciones de construcción, a más de estipular las reglas y requisitos mínimos a que se sujetarán los trabajos, establecen un orden y una metodología para regir tanto la ejecución de los mismos, como la forma en que serán medidos y agrupados para fines de estimación y pago, procurando delimitar las responsabilidades de las partes contratantes, congruentemente con lo pactado en el contrato.

Debe tenerse en cuenta que es práctica común que las especificaciones de construcción sean un instrumento que aunque complementario del contrato, forma parte del mismo, con la misma fuerza contractual y legal de éste.

La experiencia ha enseñado que en las obras que se contratan y ejecutan en ausencia de especificaciones, siempre surgen innumerables conflictos, producto de la confusión y de las interpretaciones divergentes entre las partes contratantes, lo que a la postre se convierte, ya sea en mala calidad de obra, en incremento de costo de la misma o más frecuentemente, en ambas, quedando finalmente las partes contratantes en mutua inconformidad.

La Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Depto. del Distrito Federal tiene en marcha la preparación actualizada de especificaciones de construcción con la suficiente amplitud para que cubran todas las actividades y trabajos de su competencia, generando simultáneamente los correspondientes catálogos de conceptos de obra congruentes con sus respectivas especificaciones.

En esta sesión nos concretaremos a reflexionar en torno a las especificaciones que rigen las excavaciones, ademes, rellenos, compactaciones y pavimentos asociados con las zanjas necesarias para la construcción de redes de agua potable y alcantarillado, ya que en ellas quedan alojadas las tuberías que integran dichas redes.

GENERALIDADES.

Si bien todos tenemos el conocimiento de la compleja urbe que se ubica dentro del Distrito Federal, debemos aclarar que las especificaciones se han generado pensando no solamente en

las necesidades constructivas de la Ciudad de México, sino también teniendo en consideración que las Autoridades del Depto. del Distrito Federal frecuentemente se ven ante compromisos de orden social que las obliga a realizar obras en pequeñas poblaciones aledañas al Distrito Federal; y aun lejanas, como en el caso de las ubicadas dentro de las cabeceras de la cuenca hidrológica del Alto Lerma, en cuyo territorio se ubican importantes fuentes de abastecimiento de agua potable de la Ciudad de México.

La política hidráulica vigente, contempla la construcción de diversas obras destinadas al aprovechamiento óptimo de los recursos de la cuenca, lo que visto desde el ángulo de las especificaciones significa que se tendrán construcciones urbanas, suburbanas y en áreas cuyo ámbito es totalmente diferente al privativo de la ciudad.

Con la anterior explicación entenderán ustedes la razón por la cual, por ejemplo: en lo relativo a ruptura y reposición de pavimentos se contemplan tanto de asfalto, como de adoquines y aun empedrados, aclarado lo cual, pasamos al examen de las especificaciones.

RUPTURA DE PAVIMENTOS.

Siendo en sí un tema tan simple, es preciso dejar bien claro que en esencia se debe vigilar el ancho de la ruptura, que quedará estrictamente limitado por el ancho mínimo de la zanja que alojará la correspondiente tutería, ya que una anchura mayor solamente significaría un incremento innecesario de su costo. En el texto relativo a excavación de cepas se fija el criterio para definir la anchura de las mismas, y consecuentemente de la ruptura del pavimento.

Por otra parte, en obras que se realicen en ciertas colonias o en poblaciones aledañas a la Ciudad de México, podrán encon

trarse pavimentos hechos de adoquines o empedrado, por lo que el producto de su ruptura se deberá conservar a un lado de la zanja, cuando se contemple su utilización para la reposición del respectivo pavimento.

EXCAVACIONES PARA AGUA POTABLE.

Examinaremos ahora el espíritu o esencia de las especificaciones que rigen la excavación de cepas o zanjas para alojar tuberías, tratando por separado lo relativo a redes de agua potable y redes de alcantarillado, puesto que suelen ser muy diferentes constructiva y dimensionalmente, lo que trae aparejado consigo diferentes métodos de construcción.

Dimensiones de las cepas.- En general, las tuberías de agua potable están diseñadas para trabajar a presión, por lo que en la mayoría de los casos se alojan a poca profundidad y las cepas que las alojarán se excavan con dimensiones mínimas, buscando principalmente dejarlas protegidas contra cargas pesadas y tránsito de vehículos, siendo ésta la condición que fija su profundidad; en tanto que la anchura que se les asigna es la mínima que, de acuerdo con la profundidad y el diámetro de la tubería, facilita tanto la excavación como la instalación de la correspondiente tubería, que en la mayor parte de los casos se hace manualmente.

Las dimensiones que se estipulan en las especificaciones, consignadas en la tabla siguiente, son valores empíricos producto de la experiencia:

DIMENSIONES DE CEPAS DE AGUA POTABLE

DIAMETRO DE LA TUBERIA mm.	pulg.	ANCHO DE CEPA EN TIERRA m.	COLCHON (*) MINIMO m.
	TUBERIAS DE FIERRO FUNDIDO Y ASBESTO CEMENTO		
102	4	0.60	1.10
152	6	0.60	1.10
203	8	0.65	1.10
254	10	0.70	1.20
305	12	0.75	1.20
356	14	0.80	1.20
406	16	0.85	1.20
457	18	0.90	1.20
508	20	0.90	1.20
	TUBERIAS A PRESION DE CONCRETO PREESFORZADO		
508	20	1.30	0.90
914	36	1.75	0.90
1219	48	2.10	1.10
1524	60	2.80	1.50
1821	72	2.80	1.80
	TUBERIAS TERMOPLASTICAS DE JUNTEO POR TERMO-FUSION		
25	1	0.40	0.60
50	2	0.40	0.60
75	3	0.40	0.60
100	4	0.40	0.60
150	6	0.40	0.70
200 a 300	8 a 12	0.50	0.80

(*) En obras inducidas por la construcción de obras viales, -- las tuberías con diámetros hasta 6" deberán instalarse a - una profundidad mínima de 1.20 m. Cuando sea necesario --- abrir cajón para alojar nuevo pavimento, la profundidad mínima será de 1.40 m.

No está por demás señalar aquí que actualmente se están diseñando las redes de distribución con el criterio de emplear - tuberías hasta de 20" de diámetro, en tanto que las líneas maestras se diseñan con diámetros de 20" y mayores.

Limpieza y afine.- Por lo que a esto respecta, las especificaciones prestan especial atención al fondo de las cepas, ya que sobre el mismo, mediando o no cama o plantilla artificial, se colocan las tuberías, que deben quedar sobre una base firme y uniforme para evitarle deformaciones y movimientos diferenciales, que a la postre pueden originar rupturas y fugas.

Particular atención se deberá dar al fondo de las cepas, -- cuando éstas sean excavadas en material pedregoso, rocoso o -- cuando el terreno que lo constituya sea poco resistente o inestable, como podría ser el caso en zonas o sectores que antiguamente fueron ocupados como basureros, en cuyo caso debe eliminarse todo el material inconveniente, hasta la profundidad necesaria.

En lo general, siempre que el fondo de la excavación resulta inadecuado, se recurre a colocar sobre el mismo una plantilla apisonada cuyo espesor varía de 10 a 20 centímetros, según el diámetro del tubo y la naturaleza del terreno, la cual se - suele construir empleando arena, grava de tezontle o algún --- otro material similar que resulte económico y que garantice un correcto asiento de la tubería.

El espesor de la plantilla suele ser como a continuación se

indica, valores empíricos producto de la experiencia:

DIAMETRO DEL TUBO	ESPESOR DE LA PLANTILLA
De 10 a 60 cm.	10 cm.
De 76 a 183 cm.	20 cm.
De 244 a 300 cm.	40 cm.
De 350 a 500 cm.	De 50 a 60 cm.

En excavaciones en roca se estipula un espesor mínimo de - 15 centímetros.

Finalmente, es de suma importancia que la plantilla sea -- construída inmediatamente antes de la colocación de la tubería y que se le dé la máxima compactación posible hasta lograr el rebote del pisón manual, humedeciéndola durante el tiempo de - apisonado para facilitar el acomodo de las partículas.

Programación y oportunidad de los trabajos.- Es muy importante recomendar que no se autorice excavación de cepas para obras - de agua potable y alcantarillado, hasta que se encuentren en - el sitio de las mismas las correspondientes tuberías, para reducir al mínimo las interferencias con las actividades citadinas y las molestias al público. Si bien esta recomendación parece obvia, recuerden ustedes que en nuestro medio es muy co-- mún tropezarnos con excavaciones que causan la impresión de haber sido olvidadas y abandonadas.

Conservación.- Por otra parte, y en conexión con lo señalado - en el párrafo anterior, el Contratista tiene la obligación de conservar por su cuenta y cargo y sin derecho a ningún pago -- adicional, las excavaciones de cepas, hasta que se termine la instalación y prueba de las tuberías. Naturalmente, excavaciones realizadas prematuramente, podrán causarle costos adicionales al Contratista, amén de ser una fuente generadora de acci-

dentes para el público y sus propiedades.

Uso del material producto de excavaciones.- Normalmente el material producto de la excavación de cepas para alojar tuberías, ya sea para agua potable o alcantarillado, se suele utilizar para volver a rellenarlas, por lo que la práctica común recomienda que este material sea depositado a un lado de la cepa, dejando un pasillo libre de 50 (cincuenta) centímetros entre ésta y el pie del bordo formado por el material para no interferir con otras actividades de la construcción.

De esta regla se apartan los casos en que las excavaciones se realizan en roca o material de mala calidad, en cuyo evento su producto se acarreará al tiradero municipal o banco de desperdicio para el efecto señalado por el Ingeniero.

Clasificación por zonas.- Para tomar en consideración los grados de dificultad que representan para el Contratista pérdidas en sus rendimientos derivadas de interferencias causadas por instalaciones y actividades urbanas, el Depto. del Distrito Federal aplica una clasificación por áreas de trabajo, en la forma siguiente:

Zona A de la Ciudad de México, que comprende las áreas suburbanas que no están pobladas, o las pobladas en las cuales no existen instalaciones subterráneas.

Zona B, que comprende aquellas áreas urbanas en las cuales no existen instalaciones que dificulten o representen un peligro para la ejecución de las obras.

Zona C, comprendiendo todas aquellas áreas urbanas en las que existen instalaciones de agua potable, alcantarillado, luz, teléfono o gas, que dificultan o representan un peligro o retraso para la ejecución de las obras.

Naturalmente que a mayor grado de dificultad menor será el -

rendimiento en las excavaciones y consecuentemente le corresponderá un precio mayor, independientemente de que es obligación del Contratista proteger y reforzar correctamente las partes de las instalaciones subterráneas que descubre con sus excavaciones de cepas.

Clasificación de materiales excavados.- Para los propósitos de estimación y pago, los materiales que se excaven en cepas para agua potable y alcantarillado, por lo que respecta a su dureza y dificultad inherente de excavación, se clasifican en las categorías siguientes:

Material Clase I, el formado por suelos arenosos o arcillosos suaves, o bien aquellos que puedan ser aflojados manualmente con el empleo de zapapico. El material más representativo de esta clasificación se encuentra en las arcillas típicas del Valle de México, que si bien son suaves, por su cohesión son capaces de soportar las paredes verticales de la excavación sin el auxilio de ademes.

Material Clase II, el formado por suelos arcillosos o arenosos compactos capaces de soportar sin auxilio de ademe las paredes verticales, y cuya excavación requiere el empleo del zapapico. Como ejemplo típico de esta clase se tienen los tepetates o tobas, como la Tarango, Becerra, Tacubaya, etc., libres de piedras y rocas.

Material Clase II-A, formado por suelos que están mezclados con piedras y fragmentos de rocas, representando éstas dificultades para su excavación mediante el zapapico. Ejemplo de ello puede ser cualquiera de los dos tipos anteriores, cuando se encuentran mezclados con piedras y rocas, pero que en su excavación no se requiere el empleo de explosivos.

Material Clase III, formado eminentemente por suelos rocosos cuya excavación requiera el empleo de cuña y marro, rompedoras mecánicas o neumáticas, e incluso el uso de explosivos.

Naturalmente que a lo largo de una cepa no siempre se encuentra el mismo material, por lo que para efectuar una correcta -- clasificación se deben examinar diferentes sitios y será el propio Contratista quien por su conveniencia señale las diferen--- cias, las que desde luego deberán verificarse previamente a la clasificación.

Empleo de explosivos.- Debido a la alta densidad de población y a la presencia de edificaciones de todos tipos dentro del área urbana de la Ciudad de México, el empleo de explosivos para -- realizar excavaciones en roca, generalmente está vedado. Ello - no significa que esté prohibido en todos los casos, pero por el gran riesgo que significan, solamente se les tolera en casos -- muy especiales y siempre por cuenta y riesgo del Contratista.

Lo anterior no debe interpretarse como una imposibilidad de realizar excavaciones con explosivos, pues de hecho existen técnicas muy avanzadas que permiten su utilización aun dentro de - zonas densamente pobladas, empleando estopines con intervalos - de milisegundos secuenciados, métodos de prefracturamiento (presplitting) y escudos para evitar el lanzamiento de los materia-- les. .

Sin embargo, estos métodos han sido de muy escasa aplicación en áreas urbanas y por lo general son poco conocidos. Aun vivimos en éste aspecto la vieja práctica de que se deja el manejo de los explosivos en mano de sobrestantes o "monos polvoreros". Por lo demás, con su uso se causa alarma y nerviosismo en la población y se expone a muchas reclamaciones.

EXCAVACIONES PARA ALCANTARILLADO.

Excavación de cepas.- Sabido es que normalmente las tuberías -- que forman redes de alcantarillado o emisores se diseñan con -- una pendiente muy pequeña para trabajar como canales, con tubo parcialmente lleno, por lo cual la excavación de sus cepas lle-

ga a alcanzar grandes profundidades, eventualmente mayores de 8 metros. Esta es la gran diferencia que las distingue de las cepas de agua potable, puesto que miesntras éstas generalmente son de dimensiones reducidas, las de alcantarillado se ubican en otra escala mayor que implica más complicaciones, riesgos y equipo.

En una red o línea de alcantarillado es su pendiente gobernadora la que frecuentemente determina la profundidad de la excavación de las cepas, conjuntamente con el diámetro de las tuberías, por lo que las dimensiones de las excavaciones son mucho mayores.

Respecto a la profundidad, también se busca que las tuberías queden protegidas contra cargas pesadas y tránsito de vehículos, requiriendo mayor espesor de colchón amortiguador, por ser mayores los diámetros de las tuberías, lo que también implica mayores anchuras de cepa para facilitar su instalación.

En la tabla siguiente se indican las dimensiones correspondientes a las cepas, para diferentes diámetros de tuberías:

DIMENSIONES DE CEPAS PARA TUBOS DE ALCANTARILLADO

DIAMETRO DE LA TUBERIA (m)	ANCHO DE LA CEPA (m)	PROFUNDIDAD (m)
0.20	0.60	1.50
0.30	0.75	1.50 a 2.50
0.38	0.90	2.00 a 3.00
0.45	1.00	2.50 a 3.50
0.60	1.20	2.50 a 3.50
0.76	1.50	2.50 a 3.50
0.91	1.75	2.50 a 3.50
1.07	1.90	2.50 a 3.50
1°22	2.00	2.50 a 4.00
1.37	2.20	4.00 a 6.00
1.52	2.50	4.00 a 6.00
1.68	2.70	4.00 a 8.00
1.83	2.80	4.00 a 8.00
2.13	3.20	4.50 a 8.00
2.44	3.60	5.00 a 9.00
3.15	4.70	5.00 a 9.00
3.50	5.30	6.00 a 8.00

Salta a la vista que se trata de otro rango de profundidades, lo que genera otros problemas que pocas veces se tienen en las cepas para agua potable, pero que si se encontraren, - les correspondería la misma solución que para las de alcantarillado, como a continuación se señala:

Ademado de excavaciones.- Por las amplias dimensiones de las excavaciones de cepas para alcantarillado, y la inestabilidad de los terrenos excavados, frecuentemente se tienen derrumbes, que deben ser evitados mediante la colocación de ademes que - troquelen las paredes o taludes de las cepas.

En todos los casos en que el tipo de material no permita - que las paredes de la excavación se sostengan por sí solas, - se deberá ordenar la instalación de ademes, principalmente por ser un elemento de seguridad que evita accidentes.

En la mayoría de los casos basta con que los ademes sean - fabricados con madera y pocas veces es necesario recurrir a -- elementos metálicos. Generalmente se acepta madera de segunda calidad, libre de nudos, para los forros, largueros y puntales de los ademes.

El ademe constituye una estructura de seguridad, por lo que en cada caso deberá calcularse, o por lo menos revisarse su resistencia estructural. El diseño corresponde al Contratista, - quien lo propondrá para la revisión y aceptación por parte de la D.G.C.O.H.; sin embargo, esto no relevará al Contratista de ser el único responsable por los daños y perjuicios que causaren la falla de los mismos.

Independientemente y sin menoscabo de lo anterior, a continuación se señalan características generales comunes de los -- elementos que suelen constituir los ademes:

Forro.- Comunmente constituido por tablones de 5x20x30.- cm. (2"x8"x10"), colocados en forma vertical con la separación que

indique el proyecto, generalmente de 33 centímetros de centro a centro.

Largueros.- Piezas cuadradas de madera de 15x15 cm. (6"x6") como mínimo y 3 metros de longitud, que se colocan longitudinalmente a la cepa, con los espaciamientos señalados en el proyecto.

Puntales.- Piezas cuadradas de madera con sección mínima de 15 x 15 cm. (6" x 6"), colocados transversalmente a la cepa, para troquelar el forro por medio de cuñas, contrarrestando el empuje de las paredes de la excavación .

De particular importancia es que los ademes no deberán retirarse hasta que los rellenos de las cepas se encuentren a una altura mínima de 1 (un) metro por encima del lomo superior de la tubería.

Comúnmente las excavaciones de cepas con profundidades mayores de 2.0 metros se efectúan por traspaleos, colocando una tarima de madera al nivel de 2.0 m. de profundidad y otras espaciadas a mayores profundidades, según el caso.

Amplitud de frente.- Con la finalidad de evitar accidentes, derrumbes o abandono de la obra, las especificaciones estipulan que solo se autorizará una longitud máxima de cepa abierta de 70 metros por frente, distribuídos en la forma siguiente:

10 m excavados de 0 a 2 m de profundidad,
10 m excavados de 2 a 4 m de profundidad,
10 m excavados de 4 a 6 m de profundidad,
10 m excavados de 6 a 8 m de profundidad,
10 m de tubo colocado,
10 m de relleno y acostillado hasta el lomo del tubo
y 10 m de relleno compactado hasta la rasante del terreno.

Cama o Plantilla.- En el caso de las tuberías de alcantarillado, tanto por sus grandes dimensiones como por su tipo de junteo, se requiere mayor cuidado en lo que concierne a la plantilla construída en el fondo de la cepa, la que después de compactada hasta el rebote del pisón, deberá quedar con un espesor mínimo según el diámetro de la tubería, como se muestra a continuación:

DIAMETRO DEL TUBO	ESPESOR DE LA CAMA
De 30 a 60 centímetros	0.10 m.
De 76 a 120 centímetros	0.20 m.
De 152 a 183 "	0.20 m.
De 244 a 300 "	0.40 m.
De 350 a 500 "	0.40 a 0.60

El material recomendado para formar esta cama es grava o gravilla de tezontle con tamaño máximo de 2.5 cm. (1") y mínimo de 0.6 (¼"), colocándolo a todo lo ancho de la cepa.

Bombeo de las excavaciones.- La instalación de tuberías para agua potable y alcantarillado siempre deberá hacerse en seco, así como también la colocación y compactación de la cama o plantilla para recibirlas.

Para colectar el agua, ya sea de lluvia, o la manada de suelos saturados, en sitios estratégicamente elegidos deberán construírse cárcamos excavados lateralmente a la cepa y con su fondo a mayor profundidad, donde se instalará una bomba centrífuga para evacuar el agua colectada, la que deberá descargarse lo más lejos de la excavación o a alguna atarjea, evitando su retorno.

En colectores con diámetro de 1.50 a 3.0 m, se colocará al fondo y en el centro de la cepa, entre éste y la cama de tezontle, un tubo de concreto perforado con diámetro de 10 a 15 cm.,

para que funcione cono drén, descargando al fondo de algún cár camo colector.

Conviene tener en cuenta que los niveles de aguas freáticas en el Valle de México se han abatido tan profundamente por efecto de la sobreexplotación de sus acuíferos, que solamente en las excavaciones muy profundas, como las de cepas para alcantarillados y emisores se tiene la necesidad de bombeo.

RELLENOS COMPACTADOS.

Es justo señalar que se ha observado la insana y vieja costumbre de considerar los rellenos de las cepas para agua potable y alcantarillados como algo secundario que no merece la atención de ingenieros, constituyendo esto un serio error, puesto que su desatención origina muchas molestias y costos adicionales.

En ámbitos urbanos y suburbanos en los que las calles se encuentran pavimentadas, la ruptura de pavimentos para obras del tipo que nos ocupa, necesariamente implica la reposición de los mismos. A este respecto debe tenerse presente un principio fundamental producto de la experiencia: "la resistencia y durabilidad de un pavimento depende fundamentalmente del grado de compactación de sus respectivas base y sub-base". O sea, que si los materiales subyacentes al pavimento se encuentran mal compactados, tarde o temprano esta deficiencia se reflejará en la prematura destrucción del pavimento.

Por otra parte, una buena compactación en torno a la tubería garantiza que ésta no sufrirá movimientos y que el colchón amortiguador que se encuentra por encima de la misma actuará efectivamente como tal.

La compactación de los rellenos de excavaciones en cepas es bastante sencilla, pues se reduce a vigilar que el material de

relleno, que en la mayoría de los casos es producto de la propia excavación, esté libre de piedras o escombro y que sea colocado en capas con espesor no mayor de 20 centímetros para -- compactarlas con pisón hasta lograr el rebote de éste o una -- compactación al 90% Proctor.

Generalmente el relleno de cepas se divide en tres etapas: la primera, correspondiente al acostillado a los lados de las - tuberías, que es lento y delicado; la segunda correspondiente - al semirrellenado de las cepas, dejando libres las campanas de las tuberías, para efectuar las pruebas de presión hidrostática y; finalmente, el relleno hasta tapar completamente la cepa, dejando un lomo de material por encima de la misma, para que - con los posteriores asentamientos se iguale al nivel natural - del terreno.

La compactación debe practicarse añadiendo pequeñas cantidades de agua al material, para reducir la fricción de sus partículas, facilitando así el proceso.

Naturalmente que en cepas excavadas en roca o en materiales de mala calidad o que no sean susceptibles de una buena compactación, deberá utilizarse para los rellenos materiales procedentes de bancos de préstamo aprobados por el Ingeniero, que - sí se presten a una buena compactación.

En zonas urbanas una buena compactación mecánica es de fundamental importancia, puesto que no se pueden dejar las cepas semiabandonadas en espera que el material sufra una compactación natural, tardada e insegura.

Reposición de pavimentos.- Los lineamientos fundamentales - al respecto residen en lo necesario para que el pavimento destruído para excavar cepas, sea reconstruído hasta dejarlo en - sus condiciones originales, empleando los mismos materiales y especificaciones.

Antes de la reposición de los pavimentos deberá verificarse que los rellenos de las cepas se encuentran correctamente compactados, para evitar que posteriores hundimientos aceleren la destrucción del nuevo pavimento.

Es muy importante señalar que los pavimentos repuestos deben quedar con su superficie expuesta al mismo nivel del pavimento colindante, para evitar un continuo golpeteo que los destruya prematuramente.

CURSO PARA SUPERVISORES DE LA DIRECCION GENERAL DE

CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA

OPERACION DE REDES DE ALCANTARILLADO

ING. RICARDO SEPULVEDA A.

FEBRERO, 1979

OPERACION DE REDES DE ALCANTARILLADO

Siendo el alcantarillado una red de conductos subterráneos que se encarga de recolectar y transportar las aguas negras y pluviales generadas en una población, las cuales por su naturaleza tienden a depositar azolves y a formar adherencias en las tuberías, es necesario que sean inspeccionadas y limpiadas periódicamente. Para realizar estos trabajos en la red de alcantarillado, es necesario instalar en lugares específicos ciertos dispositivos denominados ACCESORIOS que nos permitan la entrada de personal, equipo y herramienta, y en algunos casos la captación de aguas pluviales.

Las aguas residuales que escurren por la red de alcantarillado, se debe procurar lo hagan por gravedad, pero muchas veces la topografía del lugar no lo permite y se requiere hacer concentraciones y elevaciones de éstas en determinado punto, por medio de EQUIPOS DE BOMBEO. En otras ocasiones, la red de alcantarillado tiene que salvar algún obstáculo que no es posible remover de este sitio, en cuyo caso, hay que construir lo que se denomina SIFON INVERTIDO.

Por lo anterior podemos decir que la red de alcantarillado está formado por tres tipos de obras:

1. - ALCANTARILLADO

2. - ACCESORIOS

3. - OBRAS AUXILIARES O COMPLEMENTARIAS

1. - ALCANTARILLADO

a. - Albañales domiciliarios

b. - Albañales pluviales

c. - Atarjeas

d. - Subcolectores

e. - Colectores

f. - Interceptores

g. - Emisores

2. - ACCESORIOS

a. - Registros

b. - Pozos de visita

c. - Pozos de lámpara o de luz

d. - Pozos de caída

e. - Coladeras pluviales

f. - Pozos especiales

g. - Desfogue

h. - Drenes

3. - OBRAS AUXILIARES O COMPLEMENTARIAS

a. - Plantas de bombeo

b. - Sifones

c. - Aliviaderos

d. - Vertederos

D E F I N I C I O N E S

ALBAÑAL DOMICILIARIO: Es el conducto que se encarga de recolectar las aguas negras y pluviales que se producen en una edificación, y conducirlas hasta la red de servicio público.

ALBAÑAL PLUVIAL: Es el conducto que conduce el agua pluvial captada por la coladera hasta la tubería de servicio público.

ATARJEA: Son las alcantarillas que van localizadas generalmente al centro de la calle, la cual tiene como función recolectar las aguas negras y pluviales de los albañales.

SUBCOLECTORES Y COLECTORES: Los conductos del alcantarillado conforme se van alejando de su origen van recibiendo mayores aportaciones, y su función de transporte es más importante que la recolección de aguas de los albañales, transformándose en conductos que gobiernan el escurrimiento de la red y tomando la denominación de subcolectores ó colectores.

INTERCEPTOR: Es un colector que se encarga de interceptar los caudales de otros conductos, para hacer más eficiente el sistema.

EMISOR: Es el conducto que transporta las aguas recolectadas por los colectores hasta su descarga final, sin recibir ninguna aportación en su trayecto.

REGISTROS: Los registros son cajas rectangulares, generalmente de 0.60 x 0.40 m. construidos con mampostería de tabique, e instalados a lo largo del albañal interior.

POZOS DE VISITA: Son estructuras de forma tronco-cónica construídos con muros de tabique de 0.28 m. de espesor, en su base tiene un diámetro de 1.20 m., luego se eleva en forma alabeada hasta llegar a la superficie del terreno con una sección de 0.60 m. de diámetro.

POZOS DE LAMPARA O DE LUZ: Son accesorios que sirven para facilitar la inspección de una alcantarilla y consisten en una chimenea cilíndrica que se eleva desde el conducto hasta la superficie del terreno con un diámetro pequeño, no es aconsejable su uso.

POZOS DE CAIDA: Son accesorios que se instalan cuando el terreno presenta fuertes pendientes, y sirven para absorver desniveles e instalar la tubería con pendientes tales que no rebasen las velocidades establecidas en las normas de construcción.

COLADERAS PLUVIALES: Son accesorios que se instalan en la

guarnición de la banqueta ó en el arroyo, con el fin de captar las aguas de lluvia.

POZOS ESPECIALES: Son estructuras que se instalan sobre los colectores, y cuya finalidad es la misma que la de los pozos de visita, diferenciandose en que éstos estan formados por una caja generalmente de concreto armado que abarca la entrada lateral de los conductos que descargan al colector.

DESFOGUE: Es la estructura final de un alcantarillado, que permite descargar las aguas negras y pluviales a un punto elegido de antemano.

DRENES: Es una cama de material fragmentado o un tubo perforado de diámetro pequeño, que se coloca debajo de las alcantarillas con el fín de captar las aguas freáticas que se encuentran en el subsuelo.

PLANTA DE BOMBEO: Es una instalación que tiene por objeto elevar el agua residual a una cota superior para desalojar o evitar inundaciones en una zona determinada, o el total del colector.

SIFONES: Es una estructura que se utiliza para salvar algún obstáculo, que interfiere en el recorrido de un conducto.

ALIVIADEROS: Es la alcantarilla que comunica dos conductos y transporta los gastos de demasías de uno al otro, según sea el caso.

VERTEDEROS: Es la estructura colocada sobre un conducto para desviar determinado caudal a otro conducto de cota más baja.

DIAMETROS COMERCIALES: Los diámetros comerciales de las tuberías de concreto simple y armado que se utilizan en los sistemas de alcantarillado son los siguientes:

0.15 M

0.20 M

0.25 M

0.30 M

0.38 M

0.45 M

0.60 M

0.76 M

0.91 M

1.07 M

1.22 M

1.52 M

1.83 M

2.13 M

2.44 M

En la operación del alcantarillado de la Ciudad de México he— mos convenido en función de los diámetros hacer la siguiente clasificación:

Atarjeas de	0.20 a 0.45 M de diámetro
Subcolectores de	0.60 a 1.07 M de diámetro
Colectores de	1.22 M en adelante

RECOMENDACIONES GENERALES

1.- Al hacer la conexión del albañal con la atarjea, muchas - veces no se utilizan las dos piezas especiales denominadas codo y - slant, lo que provoca la dislocación de ambos tubos en la inserción, - además interfiere en los trabajos de limpieza de la red y origina una- descarga perpendicular al escurrimiento del agua en la atarjea.

2.- Cuando se conectan dos albañales, uno frente a otro, y - ambos son de 0.15 m. de diámetro y la atarjea de 0.30 m. de diámetro se origina un debilitamiento en esta última y, si en uno de - ellos, la descarga se hace por bombeo, provoca un taponamiento en ese punto en tal caso es recomendable, la - - - -

instalación de un pozo de visita con sus respectivos espolones, para encausar el agua tangencial al escurrimiento de la atarjea.

3. - Cuando se conecta un albañal de 0.20 m. de diámetro a una atarjea de 0.30 m. de diámetro es necesario construir en ese lugar un pozo de visita, ya que la tubería se debilita por el orificio requerido para tal instalación. De no llevarse a cabo la construcción de este accesorio, con el tiempo y debido al tránsito de vehículos el tubo se romperá.

4. - No se debe permitir instalar la preparación exterior de un albañal domiciliario para un determinado predio, si no se tiene definido el punto de salida del albañal interior.

5. - En todas las obras que se realicen en la vía pública y especialmente en la banqueta deberá tenerse cuidado con los albañales domiciliarios, ya que estos son frecuentemente cortados por las instalaciones que llevan a cabo las Compañías de Luz, Teléfonos de México, Petróleos Mexicanos, etc.

Por tal motivo es muy urgente que el Departamento del Distrito Federal reglamente estas instalaciones dándole prioridad a las redes de alcantarillado que trabajan por gravedad.

6. - No se debe permitir que los albañales domiciliarios sean conectados a las coladeras pluviales.

7. - Es necesario que el Departamento del Distrito Federal exija

el cumplimiento del Reglamento de Construcciones del mis - mo, con el fín de que el registro que señala, se construya a - un metro del paramento de fachada en el interior del predio, - ya que en muchas ocasiones por falta de este accesorio se - presentan problemas cuando el albañal se azolva.

8. - Los albañales domiciliarios deberán conectarse perpendicu - larmente a la red municipal, (atarjea, subcolector ó colec - tor) con el fin de facilitar su localización cuando ésta se re - quiera, ya sea para su limpieza o reconstrucción.

9. - Al hacer la conexión del albañal a la red municipal, el orifi - cio deberá ser igual al diámetro interior del albañal ya que - de lo contrario se presentarán problemas de operación.

10. - Cuando la conexión del albañal se hace a la red municipal y - ésta es de concreto armado, deberán cortarse las varillas - para evitar problemas de taponamiento.

11. - Es recomendable queen los albañales de instalaciones como - hoteles, restaurantes, gasolineras, establos, etc., en las - cuales se genera un determinado tipo de azolve, se instalen - registros especiales a fín de retener el máximo volúmen posi ble.

Para que se logre este objetivo es necesario que dichos regis tros se encuentran en óptimas condiciones de funcionamien - to.

ATARJEAS

1.- En todos los pozos de visita la tubería deberá llegar hasta el raz del muro de tabique y continuar en el muro opuesto, y dentro del pozo construir adecuadamente las medias cañas y los espolones.

2.- Las tuberías de una red de alcantarillado trabajan por gravedad, se debe tener especial cuidado con las demás instalaciones subterráneas, ya que frecuentemente dichas tuberías son cortadas.

COLADERAS PLUVIALES

1.- Las coladeras pluviales se instalarán en los puntos más bajos y a distancias que varían entre 20 y 30 metros, procurando que la calle tenga bombeo transversal y pendiente longitudinal.

2.- Se deberán instalar al nivel de la rasante del pavimento. Cuando las calles presenten fuertes pendientes, se instalarán rejillas de piso en serie ó bocas de tormenta con su respectiva canaleta.

3.- Tanto las coladeras como los brocales de pozo de visita, deberán estandarizarse para evitar pérdidas de tiempo y altos costos.

4.- Los registros, pozos decantadores de fango y areneros de

las coladeras pluviales, deberán tener bajo la plantilla del albañal, una profundidad de 0.20 a 0.30 metros, para provocar la sedimentación de los materiales que arrastra el agua ; los albañales además deberán tener su plantilla, ya que en muchas ocasiones la Compañía que los construye no realiza este trabajo.

5.- En muchas ocasiones la Compañía Contratista no conecta la coladera pluvial a la tubería de servicio público (atarjea, subcolector, colector) por medio del albañal respectivo, y en otras ocasiones instala el albañal y no hace la perforación respectiva en la red municipal.

6.- No se debe permitir la instalación de coladeras pluviales fijas, es decir que no tengan acceso a su registro.

7.- En ocasiones la Compañía Contratista instala los registros de las coladeras sobre otros ductos, lo que impide posteriormente realizar la limpieza de estas instalaciones.

8.- En los registros de las coladeras de banqueta generalmente se utilizan tubos de 0.38 metros de diámetro, no se permitirá instalar tubería de menor diámetro pues la herramienta que se utiliza para su limpieza no entraría.

POZOS DE VISITA

1.- Los pozos de visita deben instalarse en :

Cruceros

Cambios de dirección

Cambios de pendiente

Cambios de diámetro

Conexiones especiales

A una distancia de 50 a 70 m. como máximo, lo anterior se debe a que el equipo de limpieza con que actualmente se cuenta, se ve afectado en muchos aspectos por no cumplir con estas recomendaciones.

2.- Se debe cuidar que estos accesorios se aplanen con mortero de arena y cemento perfectamente, ya que en su interior se genera mucha humedad, se destruyen fácilmente al no existir este recubrimiento.

3.- Los pozos de visita deberán tener sus escalones, con el fin de que el personal pueda introducirse fácilmente.

POZOS ESPECIALES SOBRE COLECTOR

1.- Muchas veces el contratista al construir el pozo de visita, sobre la caja del colector, no hace el orificio a la losa superior, o deja las varillas y esto impide que se pueda introducir el personal y herramienta al colector, obstaculizando los trabajos que se requieran para su buen funcionamiento.

2.- En la mayoría de los pozos especiales al colar la caja del

colector. el contratista se olvida de quitar la cimbra de la - caja provocando taponamientos.

3.- Es recomendable que la caja se desplante hasta la rasante - del terreno, con una sección tal, que permita la fácil intro - ducción del equipo y herramienta adecuados para su conser - vación.

4.- Se deberá vigilar que estos accesorios sean construidos de - acuerdo a los planos, y a las especificaciones del Departa - mento del Distrito Federal, ya que muchas veces los albañi- les los construyen mal, en cuyo caso deberá demolerse.

5.- En la parte inferior del pozo deberán de construirse lo me - jor posible las medias cañas, así como los espolones, ade - más de extraer todo el escombro que resulte de su construc- ción para evitar obstrucciones posteriores.

6.- La colocación de brocales deberá estar centrada con res - pecto a la corona del pozo, ya que en muchas ocasiones ésto no se lleva a cabo e impide la introducción del personal y - la herramienta.

PROBLEMAS GENERALES

1.- Deberá compactarse bien el relleno de la cepa para toda la - red de alcantarillado de acuerdo a las especificaciones co - rrespondientes.

2.- Supervisar que las atarjeas, subcolectores, colectores, etc.

Se instalen con la pendiente geométrica que se indica en los planos de construcción, ya que muchas veces por error del Topógrafo que se encarga de dar niveles se presentan columpios en la red.

3. -No se debe permitir que la tubería de descarga sea de diámetro mayor que la receptora.

4. -Se debe cuidar que el diámetro de la tubería, entre pozos de visita, de caída o especiales sea constante.

5. -Una de las recomendaciones más importantes que se hace a los señores Ingenieros que se avocarán a la supervisión de las obras de alcantarillado, es la de que no deben olvidar lo referente a la actualización de los planos, cuando se hayan efectuado cambios en la construcción de las obras, pues la pérdida de recursos que se origina por ésta causa es considerable, al no coincidir el proyecto con la realidad.

6. -Cuando por necesidades especiales, se sustituyen tuberías por otras de igual diámetro o mayores, se debe de tener cuidado en que la línea definitiva lleve una profundidad igual a la anterior, sin embargo si las condiciones lo permiten, se puede instalar con una profundidad menor, pero esto último hay que estudiarlo con detenimiento, en todos los casos.

7. -La limpieza de las alcantarillas, de los accesorios y obras -

conexas en una red de alcantarillado, no solo se refiere al retiro de los materiales sobrantes, sino también de manera especial al de los tapones, ya que en muchas ocasiones el contratista necesita desviar algún caudal de agua para que no interfiera en sus trabajos, para lo cual coloca tapones con costalera, tabique ó concreto, una vez terminado esto, se le olvida retirarlos. Por lo que tan luego como el sistema empieza a operar se presentan problemas.

8.- La comprobación de que toda la red está interconectada, se deberá hacer donde el diámetro nos permita efectuar inspecciones físicas y en otros puntos introduciendo equipos de limpieza, así como también se tendrá la seguridad de que todos los conductos estan libres de material y además tener la certeza de que no falte tubería entre un accesorio y otro.

9.- La deflexión del escurrimiento de un Colector dentro de un pozo de visita, no debe ser mayor de 90° ya que se reduce la velocidad originándose un remanso.

Cuando se requiera una deflexión a un angulo mayor de 90°, es conveniente efectuar el proyecto específico para tal caso.

CURSO PARA SUPERVISORES DE LA DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA

PROYECTO EJECUTIVO

RED DE ALCANTARILLADO

ING. VICTOR ALONSO J.

FEBRERO, 1979

OBJETIVO:

Enfocar al Ing. Supervisor de una obra de la D.G.C.O.H. la forma, de como pueden resolver, el proyecto de una obra de alcantarillado.

P R O G R A M A .

1.- Conocimiento general del alcantarillado de la Ciudad de México

1.1.- Red Primaria

1.1.1.- Emisores abiertos o cerrados

1.1.2.- Interceptores

1.1.3.- Colectores

1.2.- Red Secundaria

2.- Los elementos que forman un proyecto

2.1.- Red Primaria

2.2.- Red Secundaria

3.- Problemas de proyectos que se presentan en el campo

3.1.- Red Primaria

3.1.2.- Interferencias

3.2.- Red Secundaria

3.2.1.- Interferencias

D E S A R R O L L O

1.- El Distrito Federal, que tiene un desarrollo aproximado de 1482 kilómetros cuadrados, tiene necesidad de desalojar sus aguas de lluvia y sanitarias. Para ello cuenta con un sistema de alcantarillado compuesto por la Red Primaria que lo forman los cauces abiertos (ríos) Emisores, Interceptores y Colectores, la Red Secundaria que lo componen las atarjeas.

El Emisor principal es un túnel de 6.5 m. de diámetro, con una longitud de 50 kilómetros que permite un gasto de 200 M^3/sg. Este Emisor recibe los Interceptores, el Central con diámetro de 5.00 metros que actualmente está construido hasta el Momumento de la Raza y se prolongará hasta Miguel Angel de Quevedo, el Interceptor Oriente con diámetro de 5.00 metros actualmente llega hasta la Ave. Eduardo Molina, continuará hasta la Ave. México-Puebla donde se dividirá en dos, uno va hacia el Oriente hasta la Ave. Canal de San Juan y continuará hasta el Canal de Garay. El otro se prolongará por la Ave. Francisco del Paso Troncoso hasta el Canal Nacional. Para facilitar la operación del Interceptor Central e Interceptor Oriente se tendrá que construir un Interceptor que una a los dos anteriores.

Se está construyendo un Interceptor Central, Poniente, que parte de la lumbrera 2 a la 3 del Emisor Central. Los cauces abiertos son el Río de los Remedios localizado al norte de la Ciudad, Río Churubusco que actualmente se está entubando en su parte final al Lago de Texcoco. el Río de San Buenaventura al sur de la Ciudad y el Canal Nacional, además de los Ríos del Poniente y el Gran Canal del Desagüe.-

Los colectores, atraviesan la Ciudad de Poniente a Oriente y se clasificaron los del norte en números nones y los del -

sur en números pares, siendo el central el que divide.

La red secundaria corresponde al relleno de tuberías pequeñas, menores de 0.60 m. que se localizan por todas las calles y avenidas y reciben el escurrimiento pluvial y sanitario.

Se notará que nuestro sistema es combinado es decir, conduce lo mismo agua de lluvia, que aguas negras.

2.- En los proyectos que se reciben en el campo para su ejecución, se dividen en dos: Red Primaria o Colectores cuyos planos a escala 1:1000 ó 1:500 nos indican una planta con el mayor de datos posible obtenidos o solicitados, por el proyectista, obviamente, faltaran muchos, los cuales no alcanzan ni siquiera a indicarlos en los planos por el tamaño de la localización. Nos indican un corte a la misma escala de la planta y 1:100 vertical, señalando la pendiente física, su conexión o descarga a el colector existente, los pozos de visita y sus caidas, la postura de las atarjeas que se van a interceptar y los posibles obstáculos.

Se notará que invariablemente existe una descarga y si esta no se encuentra en el campo no será posible su construcción y se debe reportar a la Oficina de proyectos para buscar la solución o modificación.

Todo proyecto tiene una simbología, la cual será la empleada en todo proyecto, con objeto de tener el mismo dialecto y escritura.

En los planos se observará que no se indica el detalle de los pozos de visita, o pozos de lámpara, estas estructuras se anexan en planos separados porque son proyectos tipo. A veces si tiene una estructura especial, el cual se anexa en un plano por separado.

Todo plano debe tener los datos hidráulicos de proyecto, -- con objeto de fijar en el Ing. Supervisor el valor del volú men y velocidades.

Red Secundaria o atarjea, se ha considerado que las atarjeas tendran diámetros de 0.30 m. (diámetro mínimo) a 0.45 m.--- Cuando un atarjea tenga 0.60 m. de ø, pasa a la categoría - de colector. Los planos se presentan en planta, indicando - la colonia, nombre de las calles. El proyecto se hace incon dicionalmente a escala 1:2000 ó 1:1000. Se indican los pozos de visita en cada esquina y a lo largo de una calle y se -- marcan los pozos intermedios. En cada pozo se anota la cota del terreno y la cota de la rasante hidráulica, entre pozos se anota el diámetro, la distancia y la pendiente en milésimos.

Al igual que en los colectores, todo proyecto se comienza - por la descarga. Algunas veces se indica descarga al colector de proyecto, obviamente no es construible si no existe la descarga porque al igual que el proyecto, debe construir se la descarga hacia aguas arriba.

La pendiente mínima será de 2 milésimos o la velocidad en - el tubo de 0.60 mt/sg., la pendiente máxima dependerá de la velocidad en el tubo, para aguas negras se puede aceptar hasta 3.0 mt. x seg. En terrenos muy accidentados se observará - en los proyectos pendientes muy fuertes que producen hasta velocidades de 5.00 mt/sg. pero se observará que la distancia entre pozos es de 15 metros y presentan una caida, Como criterio de proyecto para atarjeas se ha considerado la --- profundidad mínima de 1.80 m. a rasante hidráulica, menor profundidad en terrenos planos al pasar la pavimentación nos rompen los tubos y la atarjea ya no funciona. En terrenos accidentados podemos aceptar 1.50 m. y caida de 2.00 m. es decir que en un pozo de visita puede llegar la -

atarjea a 1.50 m. y la máxima caida para iniciar la atarjea de 2.00 m. En toda red secundaria debe instalarse la descarga domiciliaria con tubería de concreto de 0.15 m. de Ø y pendiente de un 2%.

3.- Problemas de proyecto que se presentan en el campo.

Indudablemente que el Proyectista o el Topografo no alcanza a detectar mucho de los problemas que en el campo se encuentran, bien sea por la velocidad en hacer el proyecto, o bien por falta de criterio en el levantamiento topográfico. Se verán los problemas más comunes en la red secundaria.

RED PRIMARIA

Frecuentemente al proyectar un colector no se pueden detectar las interferencias tales como red primaria de agua potable, Cía. de Luz, Teléfonos, gas u otro colector y en el momento de construir un colector, nos aflora el problema. Es aqui donde el Ing. Supervisor debe valorizarse y definir la forma de resolver la interferencia. Si el problema es muy serio se recomienda consultar a la Oficina de Proyectos, pero, cualquiera que sea la solución que tome el Ing. Supervisor, lo primero que debe hacer, es ordenar un buen lavantamiento topográfico empleando nuestra simbologia.

Como un caso particular, se puede presentar, que en una calle angosta tenemos que construir un colector de 1.52 m. de Ø y el Proyectista pensó que puede construirse pegado a la guarnición. El ancho de nuestra cepa según las especificaciones es de 2.50 m., pero de acuerdo al lugar, el Contratista opina que necesita 3.50 m., la atarjea de la calle está localizada a 4.00 m., constructivamente vamos a tener un riesgo con la atarjea y se llega a conclusión que debe construirse al centro del colector. Automáticamente deben proyectarse dos atarjeas laterales al colector por construir. Otro caso común es el cruce con una red primaria de agua potable y nuestra línea pasa escasamente por debajo de la tubería de agua potable. El Ingeniero Supervisor puede proyec

tar un ducto de concreto de área igual a nuestro colector - por abajo de la línea de agua potable, localizado entre dos pozos de visita, la Ciudad presenta una gran cantidad de -- problemas y las redes primarias la mayoría de los casos son para solucionar problemas ya existentes.

RED SECUNDARIA

Las redes secundarias en realidad no tienen problemas serios, porque van a resolver colonias o poblados que no tienen servicios, sin embargo suele haber cambios en la dirección de - las redes por un mal levantamiento topográfico, puede haber- obstáculos que no se detectaron y habrá que proyectar o do-- ble atarjea o cambio de dirección.

Estos cambios son bastantes sencillo, que se pueden resolver en el campo, algunas veces se nos presenta el caso de un -- acueducto y tenemos que cruzarlo, obviamente nunca debe pasar una atarjea por arriba de la línea de agua potable, debe -- buscarse la solución apropiada. Si no es posible resolverlo, se debe consultar a la Oficina de Proyectos.

Una recomendación general es que, deben evitarse los sifi-- nes invertidos, es decir hacia abajo, porque se nos azolvan con mucha frecuencia y nos llegan a producir zonas de inun- dación que aunque la mayoría son temporales, el público no- lo entiende y puede llegar a aflorar el agua en los regis-- tros de las casas.

México, D.F., febrero 15 de 1979.

V-V-39-4055

SIGNOS CONVENCIONALES

Colector Existente	
Colector en Proyecto	
Atarjea Existente	
Atarjea en Proyecto	
Sentido de Escurrimiento	
Tubería de Atarjea en Proyecto	
Pozo de Visita Existente	
Pozo de visita con caída	
Pozo de visita en Proyecto	
Coladera de Banqueta	
Coladera de Tormenta	
Cota de Rasante	33.00 R
Cota de Terreno	33.40
Cota de Plantilla	31.00
Diámetro del Tubo.	Ø 38
Longitud / Pendiente	50/20

NOTAS:

1- Distancias en metros medidas gráficamente del plano a escala

2- Elevaciones en metros sumarles 2200 para referirlas al nivel del mar

3- Diámetro en centímetros, pendiente en milésimas

D.D.F. DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS

OFICINA DE ALCANTARILLADO.

SIGNOS CONVENCIONALES DE ALCANTARILLADO

DIBUJO C. Cecilia Millán

FECHA Junio de 1977

SIGNO	Dato
[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]
Atarjea Existente	
Atarjea en Proyecto	
Sentido de Escurrimiento	
Tobera de Atarjea en Proyecto	
Pozo de visita Existente	
Pozo de visita con caída [illegible]	
Pozo de visita en Proyecto	
Cabecera de Banqueta	
Cabecera de Terracería	
Cota de Rasante	[illegible]
Cota de Terreno	[illegible]
Cota de Fondo	31.00
Diámetro del Tubo	2.35
Longitud/Pendiente	50/20

NOTAS:

1- Distancias en metros medidas [illegible]

2- Elevaciones en metros [illegible] del mar

3- Diámetros en centímetros, [illegible] en [illegible]

D.D.F. DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS

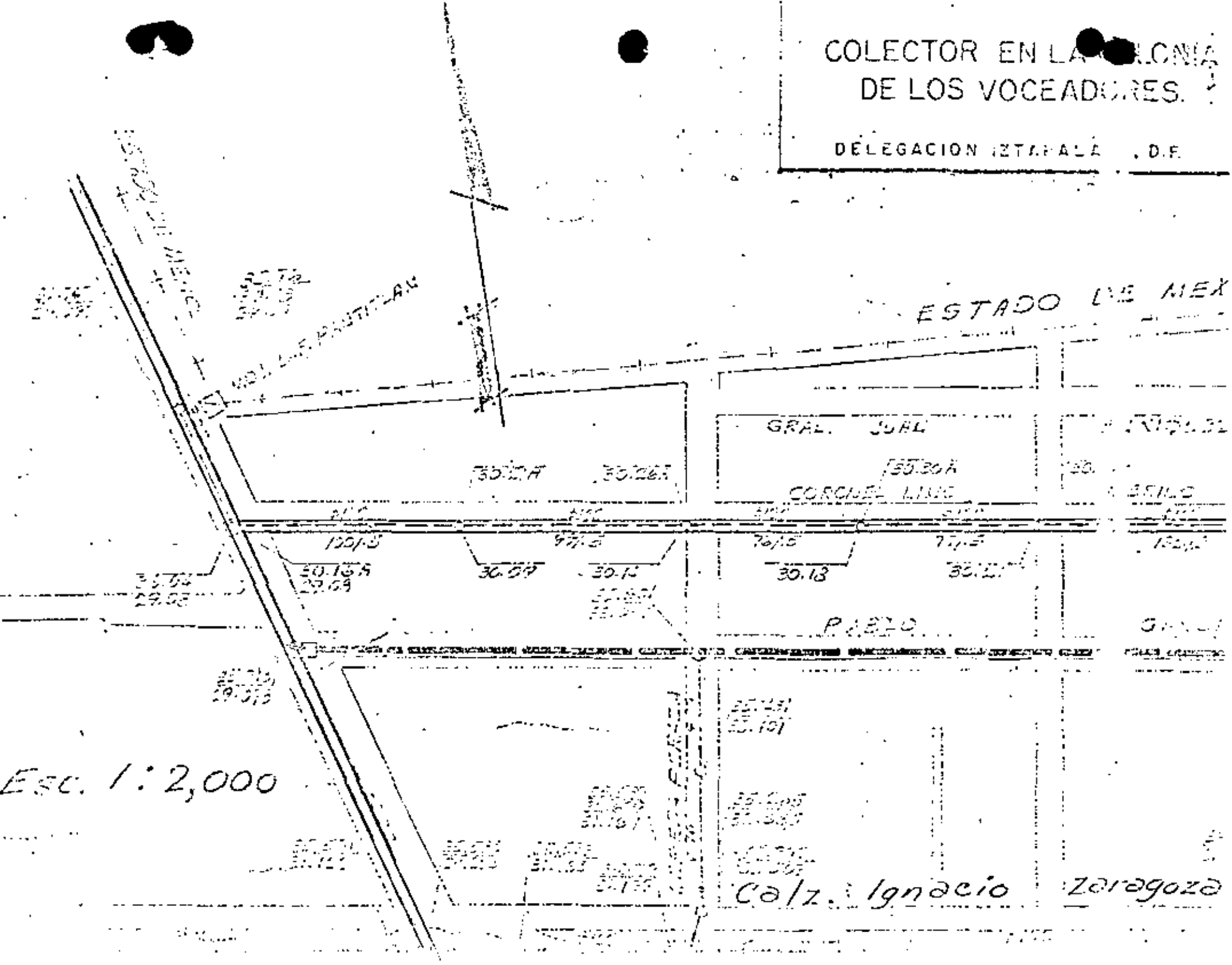
OFICINA DE ALCANTARILLADO

SIGNOS CONVENCIONALES DE ALCANTARILLADO

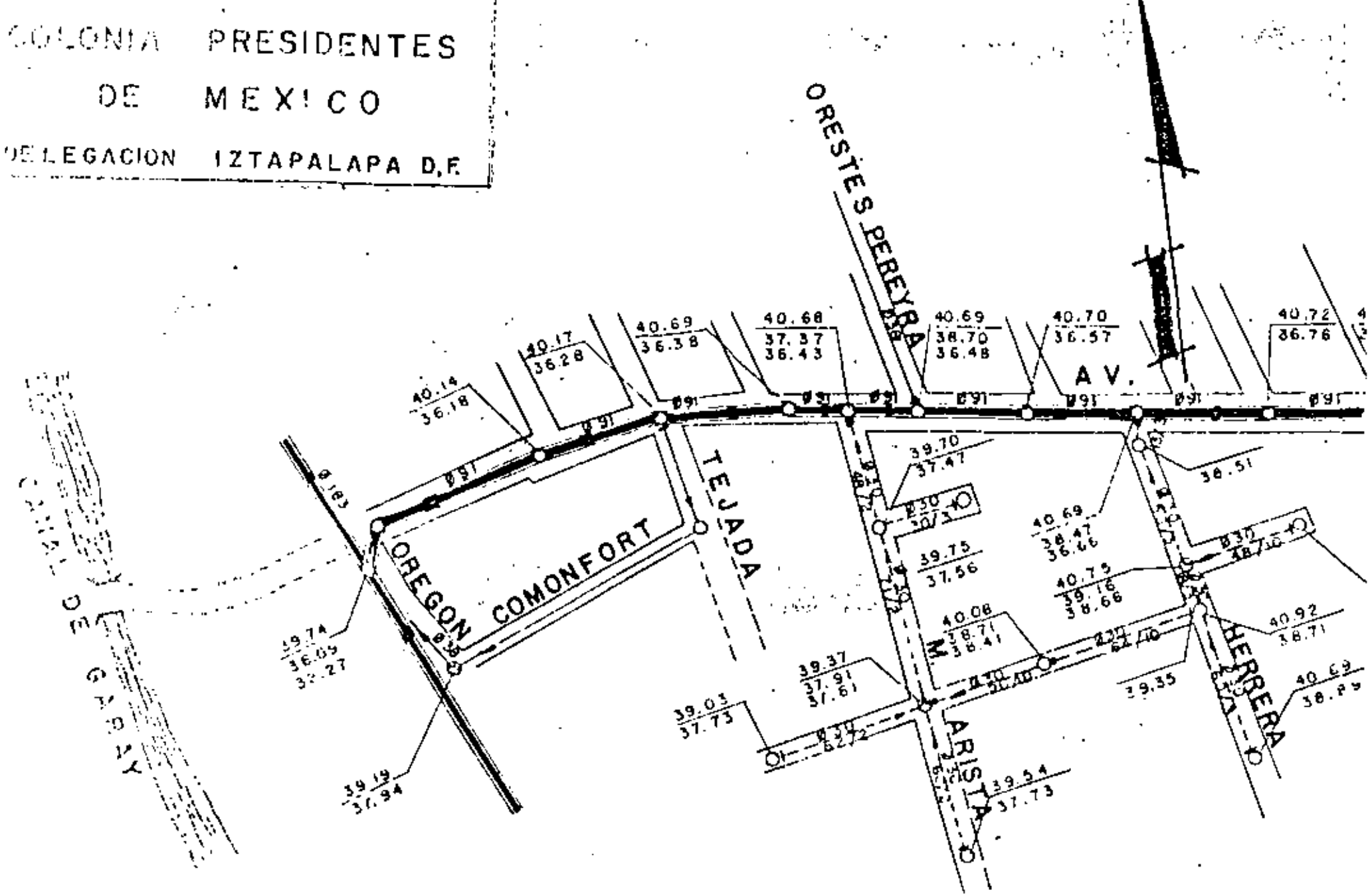
[illegible] Mayo de 1977

COLECTOR EN LA COLONIA
DE LOS VOCEADORES.

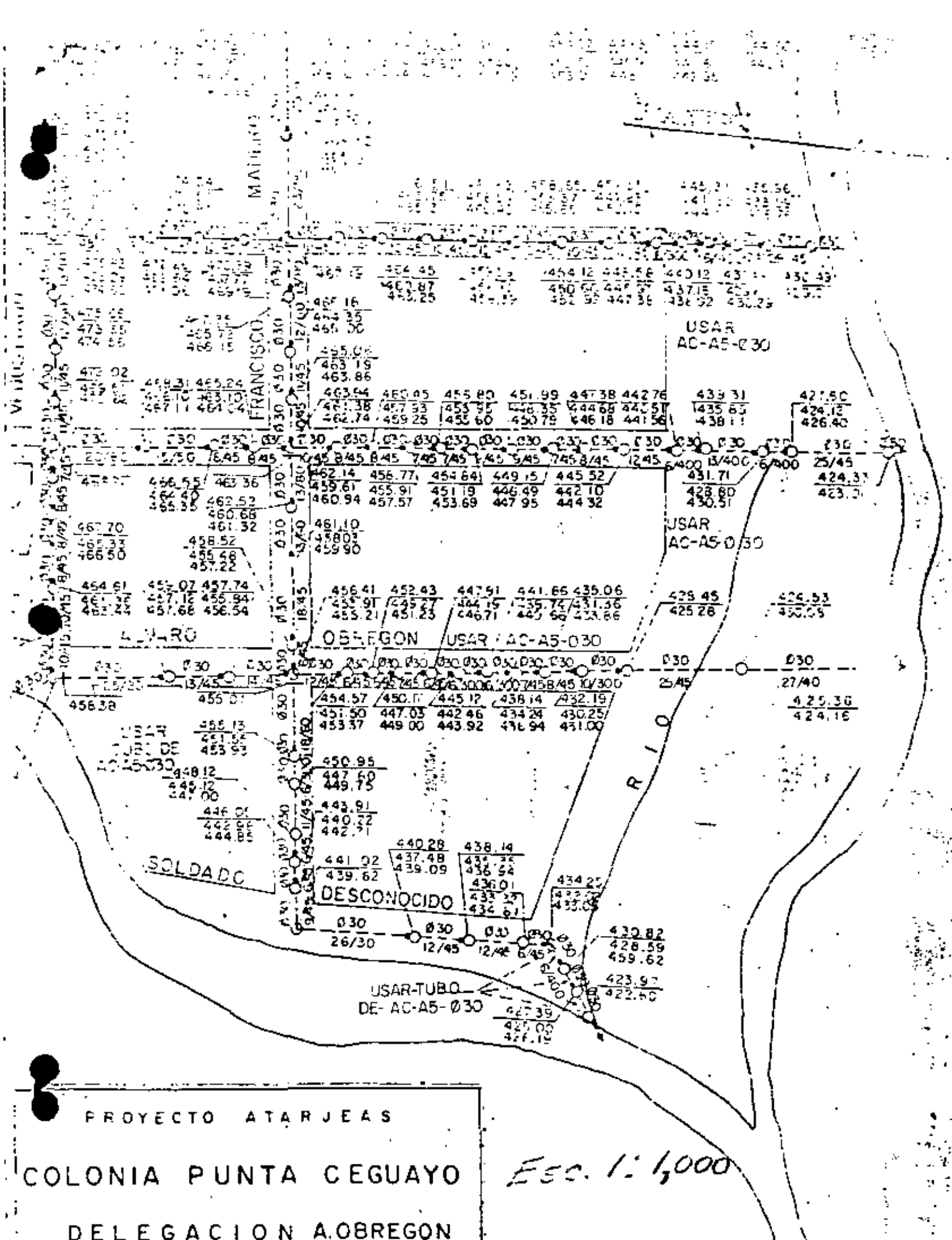
DELEGACION IZTAPALAPA, D.F.



COLONIA PRESIDENTES
DE MEXICO
DELEGACION IZTAPALAPA D.F.



Esc. 1: 2,000



PROYECTO ATARJEAS

COLONIA PUNTA CEGUAYO

DELEGACION A.OBREGON

Esc. 1:1,000

CURSO PARA SUPERVISORES DE LA DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION
Y OPERACION HIDRAULICA

RED DE AGUA POTABLE

ING. LEOBARDO ROJAS V.

FEBRERO, 1979

FEBRERO, 1979

I.- G E N E R A L I D A D E S.

1.1 Partes que constituyen un sistema de abastecimiento.

Un sistema de abastecimiento consiste en un conjunto de obras que permiten llevar el agua desde la fuente de abastecimiento hasta la entrada de las edificaciones que se van a abastecer.

Estas obras son las siguientes:

CAPTACION.
TRATAMIENTO.
CONDUCCION.
BOMBEO.
REGULARIZACION.
ALIMENTACION A LA RED.
RED DE DISTRIBUCION.
TOMAS DOMICILIARIAS.

1.2 Sistema de abastecimiento del Distrito Federal.

Actualmente el Distrito Federal se abastece en su totalidad con agua subterránea proveniente de los acuíferos del Valle de México y de Lerma. Los sistemas que explotan estas fuentes son operados por el D.D.F., y por la Comisión de Aguas del Valle de México. Esta ultima fué creada en 1972 para suministrar agua en bloque al D.F., y al Estado de México, en el Area Metropolitana de la Ciudad de México. Los caudales que se explotan de cada fuente son las siguientes:

a la hoja No. 2...

a)	Fuentes Administradas por el D.D.F.	29.814	m³
	Sistema Lerma.	9.247	"
	Sistema Mixquic-Xochimilco-Xotepingo	7.835	"
	Pozos Municipales.	7.204	"
	Sistema Chiconautla.	3.037	"
	Pozos Particulares.	2.200	"
	Manantiales.	0.291	"
b)	Fuentes Administradas por la C.A.V.M.	8.742	"
	Sistema Aguas del Norte	5.205	"
	Pozos del Sur.	2.945	"
	Pozos Aislados.	0.021	"
	Sistema Tláhuac.	0.571	"
	T O T A L	38.556	m3/s.

1.3 Proyecto de abastecimiento de agua potable.

Un proyecto de abastecimiento de agua potable implíca, por una parte, el desarrollo de un proyecto conceptual y la elaboración de un proyecto ejecutivo.

El primero requiere un estudio de ingeniería básica y consiste generalmente en la proposición de las alternativas de solución que son suceptibles de plantearse en función de las necesidades a satisfacer y los recursos disponibles para éllo, de carácter físico, tecnológico, económico, social,etc. El análisis de las alternativas, desde el punto de vista de factibilidad, funcionamiento, economía, rapidez de ejecución etc. permitirá al proyectista seleccionar la que reuna las características mas aceptables.

El proyecto ejecutivo comprende una serie de acciones (obras) que deberán ejecutarse de acuerdo con un programa, una tecnología y unas especificaciones. Los tres elementos antes citados son comunicados por los técnicos encargados del

a la hoja 3

desarrollo del proyecto a los que tendrán a su cargo la dirección y supervisión de las obras mediante un conjunto de planos y memorias. los cuales deberán contener toda la información que para el propósito señalado se requiera en forma ordenada y clara.

II.- CONTENIDO DEL PROYECTO EJECUTIVO.

En este tema nos ocuparemos concretamente del contenido de un proyecto ejecutivo de agua potable.

2.1 Información de carácter general.

Todo proyecto ejecutivo deberá contener una serie de datos de carácter general como son:

DATOS DE PROYECTO.
CROQUIS DE LOCALIZACION.
ESCALAS.
SIMBOLOGIA
NOTAS.

2.2 Información de detalle.

La información de detalle en la que tendrán que basarse, tanto el contratista como el supervisor de las obras, para cumplir con su cometido, estará contenida, casi en su totalidad, en planos de tamaño adecuado para manejarse en campo.
Con objeto de ejemplificar nos vamos a referir al caso del proyecto ejecutivo de una red de distribución.
En el plano o planos correspondientes encontraremos, además de la información de carácter general antes mencionada, lo siguiente:

a la hoja 4...

TRAZA DE LA RED Y UBICACION DE VALVULAS.
DETALLE DE CRUCEROS.
LISTA DE TUBERIAS Y PIEZAS ESPECIALES.
CATALOGO DE OBRA.
ETC.

El trazo de las tuberías deberá hacerse de acuerdo con la simbología adoptada, indicando con claridad los casos en los que dos o mas tuberías se cruzan a desnivel. Deberán aparecer perfectamente identificadas las tuberías existentes y la conexión de las de proyecto con estas últimas. Asimismo, en los casos de proyecto de redes primarias, deberán indicarse las demás instalaciones subterráneas como son:

COLECTORES, SUB-COLECTORES, ATARJEAS, ETC.
DUCTOS DE TELEFONOS.
LINEAS DE ENERGIA ELECTRICA, ETC.

Las instalaciones mencionadas deberán aparecer tanto en la planta como en el perfíl, indicando en cada caso la forma de salvarlas, señalando asimismo las piezas especiales y obras de protección, atraques y demás elementos que se requieran.
En lo que se refiere a la localización de válvulas, deberán aparecer inditadas con claridad las que son existentes y las de proyecto, de manera que haya coherencia entre las que aparecen en la planimetría y las que se indican en los cruceros detallados. En estos últimos, se indicará también el tipo de caja de operación de válvulas requerido.
En cada plano deberá consignarse la lista de tuberías, piezas especiales, válvulas, marcos, contramarcos y tapas, etc. que correspondan a la porción de la red que aparece en dicho plano.
Asimismo, el catálogo de obra correspondiente.

a la hoja No. 5...

Con objeto de ilustrar la interpretación correcta de la información a que antes nos hemos referido, analizaremos el caso de un crucero de red primaria y el caso de un crucero de red secundaria, los cuales se ilustran en los anexos 1 y 2.

III.-PLANOS TIPO.

3.1 Cajas para operación de válvulas.

De acuerdo con el diámetro y disposición de las válvulas en cada crucero, se tiene definida ya la caja de válvulas tipo que le corresponde. Las dimensiones de dichas cajas deberán ser las adecuadas para permitir la operación mediante un maneral desde afuera y el acceso al interior de ellas cuando haya necesidad de hacer inspección y/o reparación en su caso.

3.2 Atraques.

En todos los cambios de dirección, tees, cruceros, tapas ciegas, deberán colarse atraques de concreto de acuerdo con lo que se indica en el anexo No. 3, en el caso de tuberías secundarias, ó como se muestra en el anexo No. 4, en el caso de tuberías primarias. En éste último caso, con frecuencia se requiere diseños especiales por las condiciones tan particulares que se presentan.

IV.- VARIOS.

4.1 Obras auxiliares.

Son motivo de diseño especial los proyectos de algunas obras, sobre todo en conducciones, que a lo largo de las líneas que se proyectan se requieren.

a la hoja No. 6

Entre éstas cabe mencionar:

SIFONES.

PUENTE-TUBO.

CRUCE DE VIAS DE FERROCARRIL.

En términos generales, lo que hemos apuntado para red de distribución es aplicable a líneas de conducción y líneas de alimentación a la red de distribución.

V.- CAPTACION.

Las obras de captación son de una variedad enorme y su diseño depende en gran medida de las características de la fuente de abastecimiento y de la magnitud del gasto que se pretende capta. Así pues, éstas pueden variar desde una simple caja para captar un manantial o pequeños afloramientos, una galeria-filtrante, una obra de toma en un embalse, en un lago, una obra de derivación en un río o canal o un pozo para captar agua subterranea. Este último tipo de obra de captación requiere de una tecnología especializada, tanto en lo que se refiere a su construcción como a la operación y mantenimiento. En este curso les hablarán más adelante con alguna amplitud de este tema.

VI.- TRATAMIENTO.

El tratamiento del agua que se va a proporcionar a los usuarios de un sistema de abastecimiento se denomina POTABILIZACION. Consiste en una serie de procesos que permiten adecuarla de tal manera que cumpla con una serie de normas que se conocen como NORMAS DE CALIDAD DEL AGUA.

En el caso del sistema de abastecimiento del D.F., el tratamiento es preventivo y se reduce a una simple cloración, con algunas excepciones, en los casos en que hay necesidad de un tratamiento correctivo para eliminar coloy y olor.

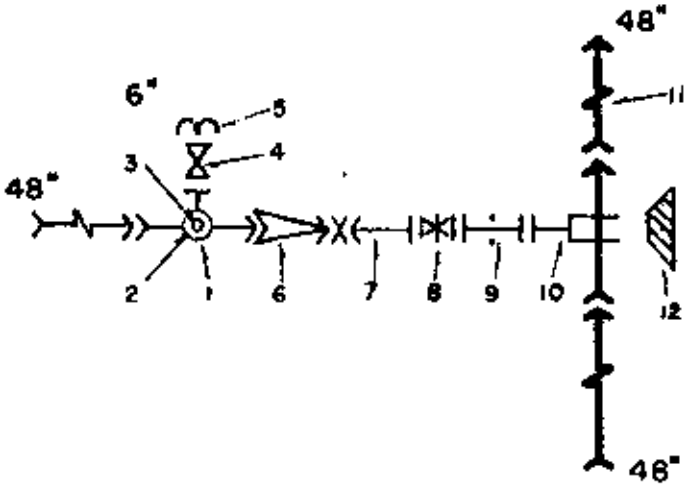
VII.- BOMBEO.

Con relativa frecuencia se requiere bombear el agua de la fuente de abastecimiento o de algún depósito, a la red de distribución o a otro depósito.

La tecnología de éste tipo de obra es toda una especialidad. El Ing. Preciado, tratará con alguna amplitud éste tema.

CRUCERO TIPO DE RED PRIMARIA
TUBERIA DE 1.22 m. (48") Ø

Anexo 1



CAJA 4-4-U

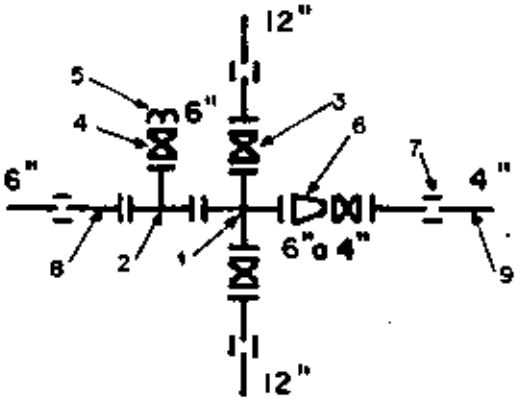
1.— Tubo Corto de 1.22 (48") Ø espiga x campana con salida radial de 0.51 m. (20") Ø y salida tangencial a brida de 0.15 m. (6") Ø.
2.— Tapa ciega de fo. fo. para brida de 0.51 m. (20"), con taladro roscado de 0.05 m. (2") Ø.
3.— Válvula de admisión y expulsión de aire de 0.05 m. (2") Ø.
4.— Válvula de compuerta de fo. fo. de 0.15 m. (6") Ø, para desfogue.
5.— Plato quiebra chorro de fo. fo.
6.— Reducción de 1.22 m. (48") Ø campana a 0.91 m. (36") Ø espiga
7.— Adaptador de 0.91 m. (36") Ø brida x espiga con campana deslizante.
8.— Válvula de tipo mariposa de 0.91 m. (36") Ø.
9.— Tubo corto de 0.91 m. (36") Ø x 0.50 m. con anclaje, extremos bridas.
10.— Silleta de derivación (tapping) con brida ASA-125 PSI de 0.91 m. (36") Ø para instalarse en tubería de 1.22 m. (48") Ø en servicio
11.— Tubo Lock Joint de 1.22 m. (48") Ø espiga x campana; existente.
12.— Atraque de concreto.

Cespool de bola.

- Empaques de hule para brida de 0.91 m. (36") Ø.
- Empaque de hule para brida de 0.51 m. (20") Ø.
- Empaques de plomo para brida de 0.15 m. (6") Ø.
- Tornillos de 1 1/2" Ø x 6" de longitud para brida de 0.91 m. (36") Ø.
- Tornillos de 1 1/8" x 4 1/2" de longitud para brida de 0.51 m. (20") Ø.
- Tornillos de 3/4" Ø x 3" de longitud para brida de 0.15 m. (6") Ø.

CRUCERO DE RED SECUNDARIA

Anexo 2



CAJA 5-4-B

1.- Cruz de fo.fo. con bridas de 12"Ø x 6" Ø.
2.- Te de fo.fo. con bridas de 6"Ø x 6" Ø.
3.- Válvulas de compuerta de fo.fo. con vástago fijo, para seccionamiento, bridas (12"Ø, 6"Ø, 4"Ø).
4.- Válvula de compuerta de fo.fo. con vástago fijo para desfogüe e incendio, bridas 6"Ø.
5.- Plato quiebra chorro de fo.fo.
6.- Reducción de fo.fo. de 6"Ø a 4" Ø, bridas.
7.- Juntas Gibault completas.
8.- Extremidad de fo.fo. con bridas (12"Ø, 6"Ø, 4"Ø).
9.- Tubería de asbesto-Cemento.
Cespool de bola.
Tornillos de fierro cadminizado de 7/8"Ø x 3-3/4" de longitud para brida de 12"Ø
Tornillos de fierro cadminizado de 3/4"Ø x 3-1/4" de longitud para brida de 6"Ø
Tornillos de fierro cadminizado de 5/8" x 3" de longitud para brida de 4" Ø
Empaques de plomo (12"Ø, 6", 4")

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL
DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS
OFICINA DE PLANEACION, ESTUDIOS Y PROYECTOS.
SECCION DE AGUA POTABLE.

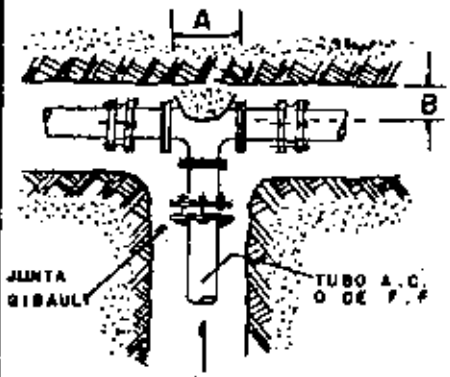
CONTRAMARCOS MARCOS Y TAPAS PARA CAJAS DE AGUA POTABLE.

TIPOS DE CAJAS	CONTRAMARCOS.								PESO Kg.	MARCOS	TAPAS.		
	SENCILLOS CENTRADOS			SENCILLOS DESCENTRADOS			DOBLES CENTRADOS				A.P.	P.I.	V.I
	140	180	210	140	180	210	180	210					
1-1-A	1								88.59	1	1		
1-1-B	1								88.59	1	1		
2-2-A	2								177.18	2	2		
2-2-B	2								177.18	2	2		
3-2-A		1			1				214.08	2	2		
3-3-A		1					1		238.08	3	3		
3-2-B			1			1			241.78	2	2		
3-3-B			1					1	265.77	3	3		
4-3-A					1		1		238.08	3	1	1	1
4-4-A							2		289.76	4	2	1	1
4-3-B						1		1	265.77	3	1	1	1
4-4-B								2	289.76	4	2	1	1
5-4-A		1			1		1		345.12	4	2	1	1
5-5-A		1					2		369.12	5	3	1	1
5-4-B			1			1		1	386.66	4	2	1	1
5-5-B			1					2	410.65	5	3	1	1

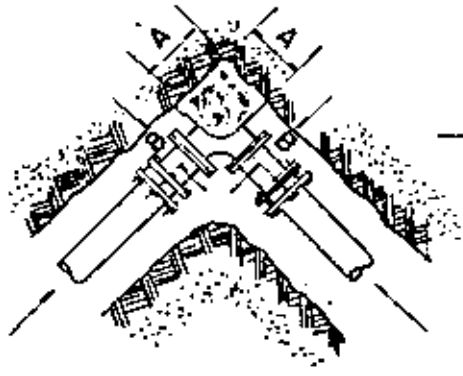
DIMENSIONES DE LOS ATRAQUES DE CONCRETO PARA LAS PIEZAS ESPECIALES DE F.F.

DIAM. NOMINAL DE LA PIEZA ESP.		ALTURA	LADO "A"	LADO "B"	VOL. POR ATRAQUE
MILIMETROS	PULGADAS	EN cm.	EN cm.	EN cm.	EN m^3
≤ 76	≤ 3"	30	30	30	0.027
102	4"	35	30	30	0.032
152	6"	40	30	30	0.036
203	8"	45	35	35	0.055
254	10"	50	40	35	0.070
305	12"	55	45	35	0.087
356	14"	60	50	35	0.105
406	16"	65	55	40	0.143
457	18"	70	60	40	0.168
508	20"	75	65	45	0.219
610	24"	85	75	50	0.319
762	30"	100	90	55	0.495
914	36"	115	105	60	0.725
1067	42"	130	120	65	1.014
1219	48"	145	130	70	1.320

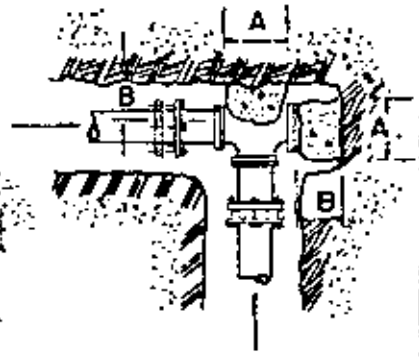
DIRECCION DE LOS EMPUJES Y FORMA DE COLOCAR LOS ATRAQUES



TE DE F.F.



CODO DE F.F.



TE Y TAPA CIEGA DE F.F.

NOTAS.

1 — LAS PIEZAS ESPECIALES DEBERAN ESTAR ALINEADAS Y NIVELADAS ANTES DE COLOCAR LOS ATRAQUES, LOS COPLES QUEDARÁN PERFECTAMENTE APOYADOS AL FONDO Y PARED DE LA ZANJA.

2 — EL ATRAQUE DEBERÁ COLOCARSE EN TODOS LOS CASOS, ANTES DE HACER LA PRUEBA HIDROSTÁTICA DE LAS TUBERIAS.

3 — ESTOS ATRAQUES SE USARÁN EXCLUSIVAMENTE PARA TUBERÍAS ALOJADAS EN ZANJA.

Este plano anula y sustituye al V.C. 416

SECRETARIA DE OBRAS Y SERVICIOS
DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS
UNIDAD DE PLANEACION ESTUDIOS Y PROY.
OFICINA DE: AGUA POTABLE

ATRAQUES

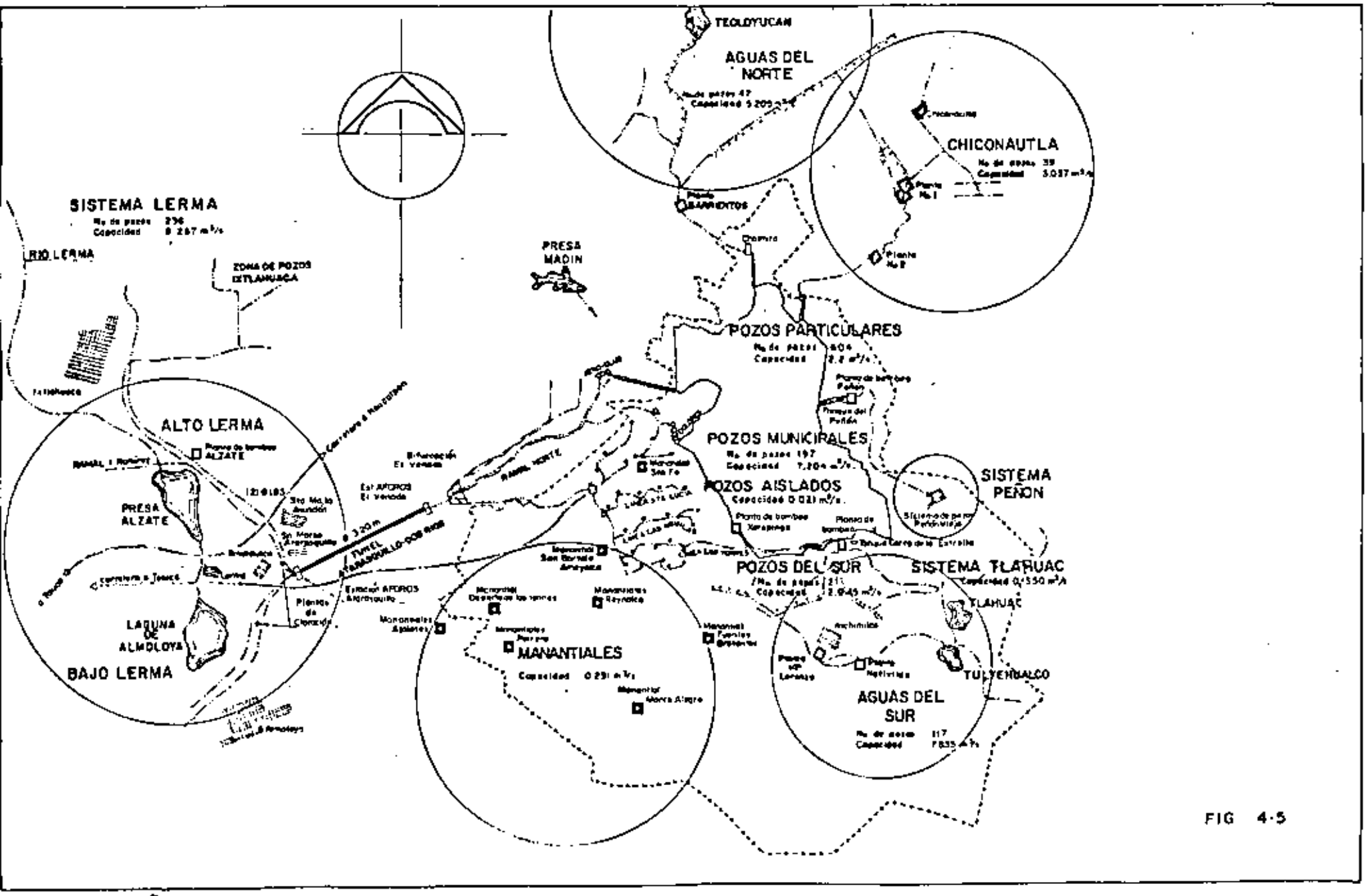
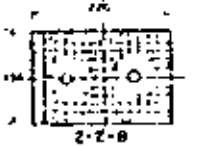

TEOLOYUCAN
AGUAS DEL NORTE
CHICONAUTLA
SISTEMA LERMA
RIO LERMA
ZONA DE POZOS IXTLAHUACA
PRESA MADIN
POZOS PARTICULARES
ALTO LERMA
PRESA ALZATE
POZOS MUNICIPALES
POZOS AISLADOS
SISTEMA PEÑON
POZOS DEL SUR
SISTEMA TLAHUAC
TLAHUAC
LAGUNA DE ALMOLOYA
BAJO LERMA
MANANTIALES
AGUAS DEL SUR
TULYEHUALCO

FIG 4-5

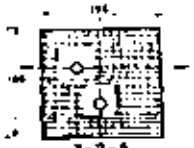
1-1-A

1-1-B

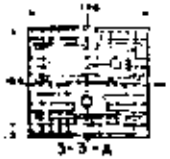
2-2-A



2-2-B

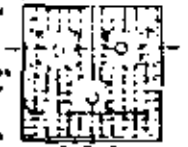


3-2-A

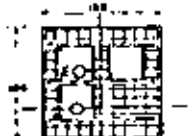


3-3-A

3-2-B

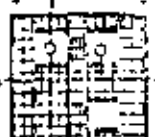


3-3-B



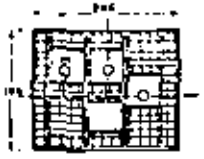
4-3-A

4-4-A

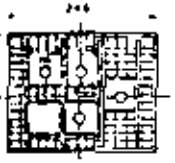


4-3-B

4-4-B



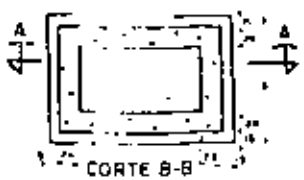
5-4-A



5-5-A

5-4-B

5-5-B



CORTE B-B

CORTE A-A

CLASIF	DESCRIPCION		
TIPO			
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

- NOTA -

[illegible]

- CONCRETOS -

[illegible]

DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS

[illegible]

PROYECTO TIPO DE CAJAS PARA VALVULAS

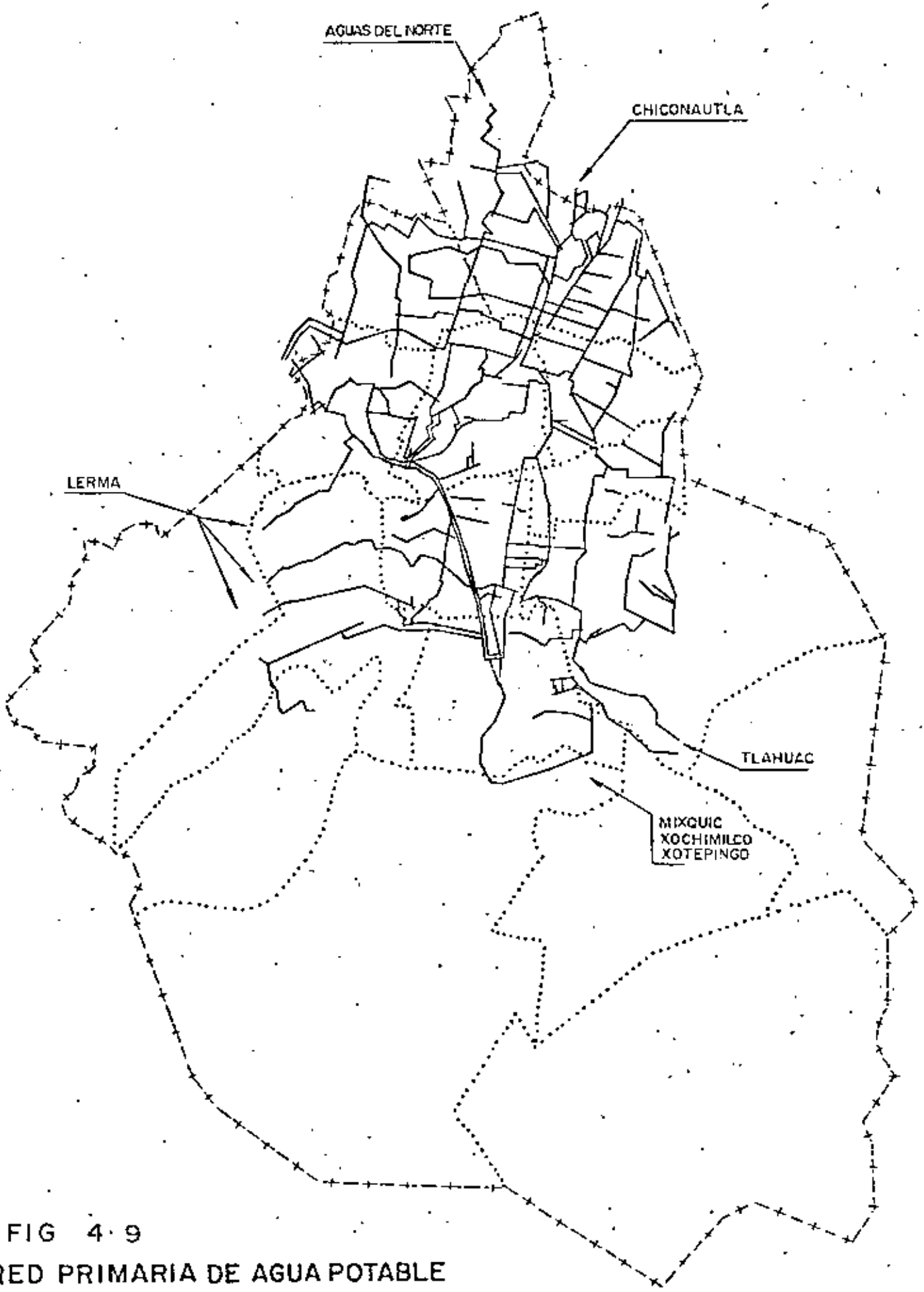
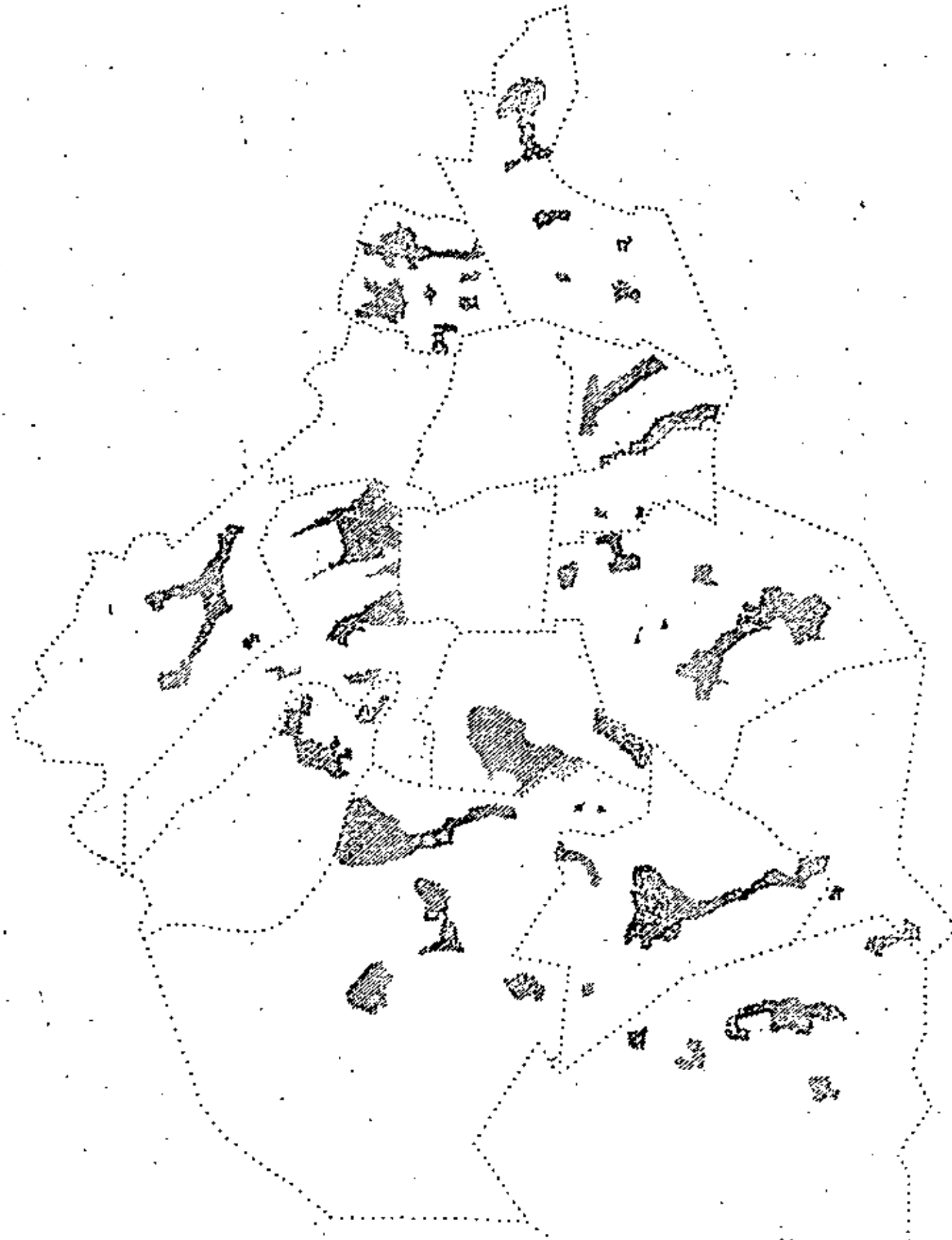


FIG 4·9

RED PRIMARIA DE AGUA POTABLE



ZONAS CON DEFICIENCIA PARCIAL O TOTAL
DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE (1978)

LAMINA No.____

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

RECOMENDACIONES PARA INSTALACION DE TUBERIAS Y PIEZAS ESPECIALES DE ASBESTO CEMENTO

ING. FERNANDO PEREZ SANCHEZ
FEBRERO, 1979

RECOMENDACIONES PARA INSTALACION DE TUBERIAS Y PIEZAS ESPECIALES DE ASBESTO CEMENTO

I N D I C E

I.- EXCAVACION DE ZANJAS

1.- Detalles de la excavación:

Se entiende por excavación de zanjas, las operaciones que se realicen con máquinas especiales o a mano, para alojar las tuberías en el terreno, incluyendo las operaciones necesarias para amacizar la plantilla y taludes de dicha excavación.

Estas excavaciones, deberán ser afinadas en tal forma, que cualquier punto de las paredes de las mismas no diste en ningún caso mas de 5 (cinco) centímetros de la sección proyectada.

Deberá ser cuidadosamente afinado el fondo de la zanja, a fin de que al instalar posteriormente la tubería, quede ésta a la profundidad señalada, y tratándose de tubería para drenaje, con la adecuada pendiente de proyecto.

La profundidad de la zanja será medida hacia abajo a partir del nivel natural del terreno, hasta el fondo de la excavación.

El ancho de la zanja será medido entre las dos paredes verticales paralelas que la delimitan,

El afine de los últimos 10 (diez) centímetros del fondo de la excavación se deberá efectuar con la menor anticipación posible a la colocación de la tubería. En caso de que después de afinado el fondo de excavación, transcurra mucho tiempo (a juicio del Ingeniero) para ser colocada la tubería, deberá realizarse un nuevo afine.

En muchas obras será deseable que las operaciones de excavación, tendido de tubería y relleno puedan ser efectuadas una inmediatamente después de la otra. Si esto es así, un solo hombre podrá dirigir todas estas operaciones. Los tubos de Asbesto Cemento pueden ser ensamblados rápidamente y, por consiguiente, pueden ser colocados tan rápido como el excavador abra la zanja;

Las dimensiones de las excavaciones que formarán la zanja, variarán en función del diámetro de la tubería que será alojada en ellas, como se señala en el cuadro siguiente:

2.- Dimensiones de las zanjas

Diámetro Nominal mm.	pulg	cm. Ancho	cm. Profundidad
76.2	3	60	100
101.6	4	60	100
152.4	6	70	110
203.3	8	75	115
254.0	10	80	120
304.8	12	85	125
355.6	14	90	130
406.4	16	100	140
457.2	18	115	145
508.0	20	120	150
609.6	24	130	165
762.0	30	150	165
914.4	36	170	220

Cuando a juicio del Ingeniero el terreno que constituya el fondo de las zanjas sea poco resistente o inestable, podrá ordenar que se profundice la excavación hasta encontrar el terreno conveniente.

Dicho material se removerá y se reemplazará con relleno compactado de tierra o con una plantilla de grava, envolviendo materialmente el tubo, preservándolo en esta forma de contracciones y expansiones que lo podrán fracturar.

) Ancho

En tubería con diámetro exterior igual a 50 (cincuenta) centímetros, el ancho de la zanja será de 50 (cincuenta) centímetros más el diámetro exterior de la tubería. Cuando se trate de tuberías con diámetro exterior mayor de 50 (cincuenta) centímetros, el ancho de la zanja será de 60 (sesenta) centímetros más el diámetro exterior de la tubería.

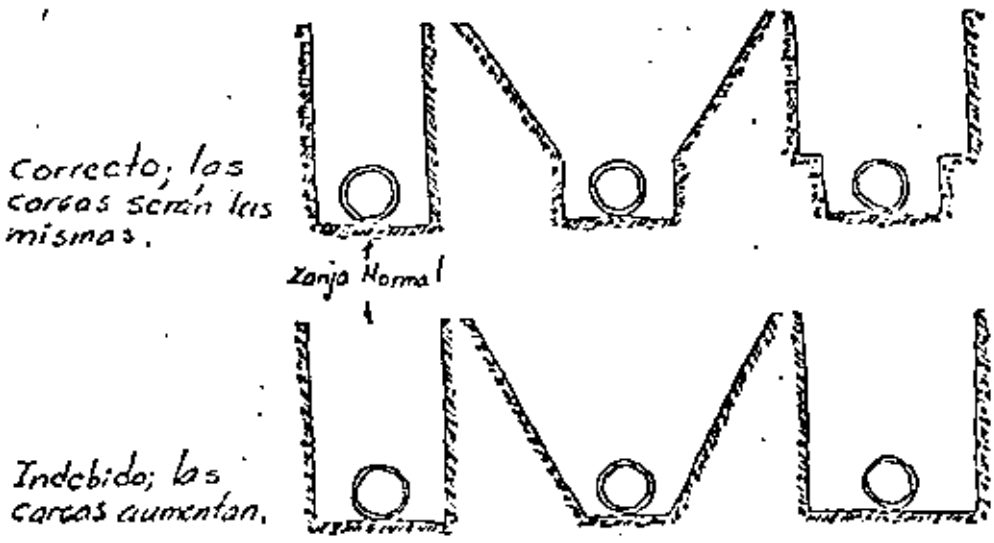
En ocasiones, una zanja amplia será necesaria; en otros casos el suelo será del tipo en el cual solamente se podrá hacer un corte angosto o muy limitado. No importará el ancho que se use en la parte alta de la zanja, debemos asegurarnos de que a la altura en donde se encuentra la tubería, la zanja se mantiene entre el máximo y el mínimo anchos dados en la tabla; existen dos razones para esto:

Acerca de las cargas sobre el tubo.- Al ampliar la zanja en la parte alta del tubo, o sea a nivel de la tubería, se aumentará también la carga del terreno sobre el mismo.

Es necesario mantener la carga del terreno sobre las tuberías en el mínimo. Por esto, mantenga el ancho máximo dado en la tabla.

Como se muestra en las figuras siguientes, no depende de la ampliación de la zanja en su parte alta el que aumente la carga del terreno sobre la tubería, siempre y cuando esta ampliación no llegue hasta el nivel de la parte alta del tubo. Es el ancho de la zanja, a nivel del lomo del tubo, el que impone la condición de carga.

Acerca del espacio para trabajar.- Por otro lado, una zanja muy angosta, ofrecerá dificultades y será muy lento el trabajo; además resultará un trabajo de mala calidad; por falta de espacio, no se podrá comprobar el ensamblado perfecto de los anillos de hule de los coples. En suma, si no hay amplitud, el relleno no podrá ser debidamente apisonado en la forma en que se describirá adelante. Por lo tanto, use la tabla siguiente para determinar las dimensiones máximas y mínimas del ancho.



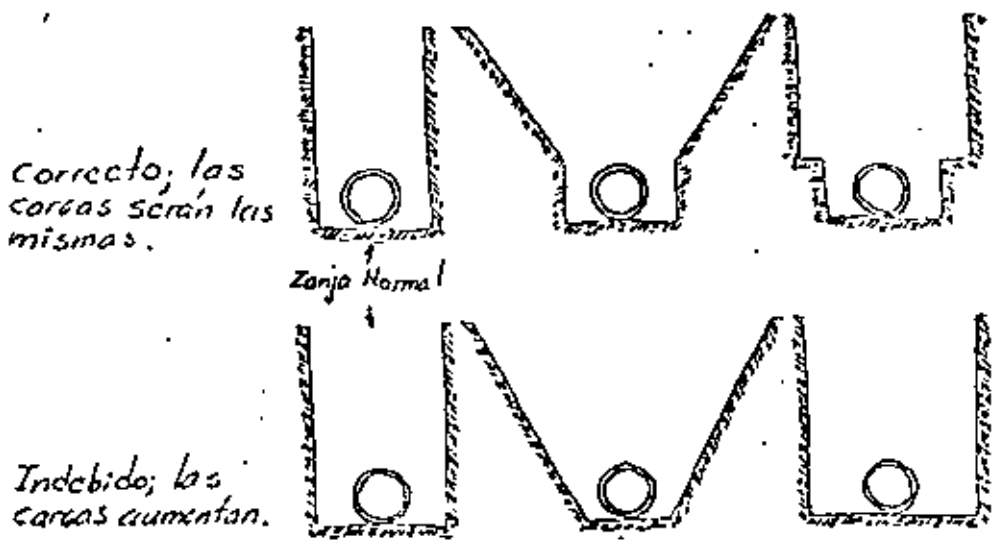
Diámetro del Tubo	Ancho de zanja Mín.	Máx.
3"-4"	45 cm	70 cm
6"-8"	50 cm	80 cm
10"-12"	60 cm	90 cm
14"-16"	75 cm	105 cm

.) Profundidad:

Para tubería de agua potable, la profundidad mínima de la zanja será de 90 (noventa) centímetros más el diámetro exterior de la tubería que se instale, cuando se trate de tuberías con diámetro exterior igual o menor de 90 (noventa) centímetros.

En la especificación del grado en que una tubería puede ser enterrada, el Ing niero deberá considerar varias cosas, tales como la penetración de las heladas, cargas externas y del terreno. En aquellos casos en que estas pruebas no se puedan hacer físicamente, recordá del clima y la experiencia locales podrán, aunados a los datos técnicos de referencia sobre e tipo de suelos y cargas que resisten, establecer un grado de profundidad del tubo.

Acerca del espacio para trabajar.- Por otro lado, una zanja muy angosta, ofrecerá dificultades y será muy lento el trabajo; además resultará un trabajo de mala calidad; por falta de espacio, no se podrá comprobar el ensamblado perfecto de los anillos de hule de los coples. En suma, si no hay amplitud, el relleno no podrá ser debidamente apisonado en la forma en que se describirá adelante. Por lo tanto, use la tabla siguiente para determinar las dimensiones máximas y mínimas del ancho.



Diámetro del Tubo	Ancho de zanja Mín.	Máx.
3"-4"	45 cm	70 cm
6"-8"	50 cm	80 cm
10"-12"	60 cm	90 cm
14"-16"	75 cm	105 cm

.) Profundidad:

Para tubería de agua potable, la profundidad mínima de la zanja será de 90 (noventa) centímetros más el diámetro exterior de la tubería que se instale, cuando se trate de tuberías con diámetro exterior igual o menor de 90 (noventa) centímetros.

En la especificación del grado en que una tubería puede ser enterrada, el Ingeniero deberá considerar varias cosas, tales como la penetración de las heladas, cargas externas y del terreno. En aquellos casos en que estas pruebas no se puedan hacer físicamente, records del clima y la experiencia locales podrán, aunados a los datos técnicos de referencia sobre el tipo de suelos y cargas que resisten, establecer un grado de profundidad del tubo.

Superficie del fondo de la zanja

Como se muestra en la figura A, el soporte del tubo es la plantilla, o sea la capa apisonada de 10 (diez) centímetros de espesor en donde se ha hecho una concha, para permitir el acoplamiento perfecto el espacio bajo el cople será mínimo de 5 centímetros

Después del ensamblado, el suelo deberá ser compactado bajo la tubería y coples para proveer un soporte uniforme y continuo a la totalidad de la línea.

Excavación en roca

Para excavaciones en roca, se recomienda profundizar 15 centímetros mas abajo del nivel en que deberá quedar el tubo; después habrá que dar el nivel correcto con tierra apisonada, para proveer un colchón apropiado para la tubería.

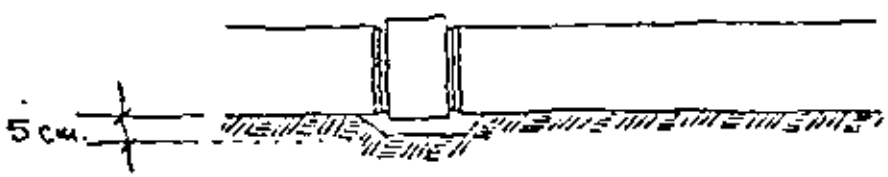


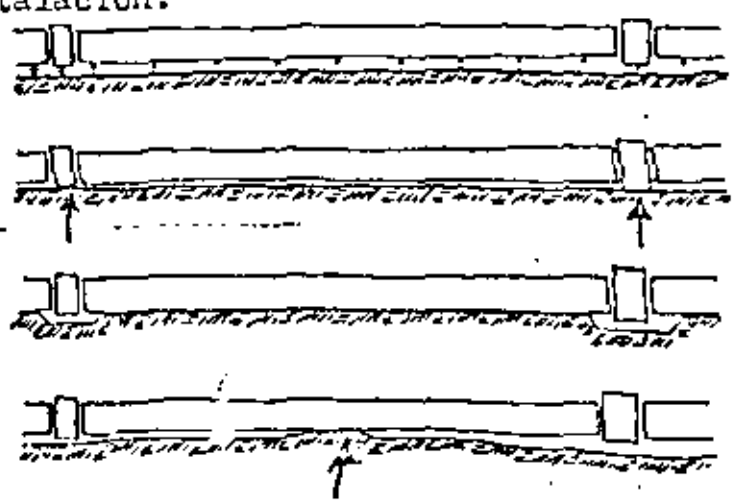
FIGURA A.

La superficie del fondo de la zanja, como se ve, es de suma importancia, viene a ser la base para el encamado total de la línea. Este encamado total deberá ser uniforme y lo mas contínuo posible; será el encargado, nada menos, de proporcionar un soporte adecuado a la tubería, ofrecerá seguridad, será parte integrante de la estructura de la línea en suma, la garantía de nuestros productos depende de un buen encamado Para lograr ésto, será necesario seguir estas dos únicas y simples recomendaciones:

Nunca permita que los coples descansen directamente en el fondo de la zanja.

Tenga la absoluta certeza de que el cuadrante inferior del tubo descansa en el fondo de la zanja EN TODA SU LONGITUD.

En la siguiente figura, se muestra la forma correcta e incorrecta de instalación.



Correcto; tubería y coples perfectamente encamados.

Incorrecto; tubería encamada pero apoyada en los coples.

Correcto; tubería encamada apoyada en toda su longitud con conchas de acoplamiento.

Incorrecto; tubería sin encamar y tendida sobre el terreno natural.

De los métodos de preparación de la zanja descritos en esta guía, cualquiera podrá usarse en suelos considerados estables; suelos inestables deberán ser estabilizados antes de instalar.

Condiciones especiales de suelo arcilloso.

Relativamente en unas pocas areas geográficas se encuentra un tipo de suelo arcilloso que es drásticamente afectado por una saturación de humedad y sequía llevados al extremo. Al cambiar de una total saturación a un estado completamente seco, estas arcillas están sujetas a una extraordinaria contracción. Esta contracción se puede diagnosticar usualmente, cuando en el terreno aparecen grietas, unas anchas, otras delgadas, grandes y pequeñas.

Estas contracciones bruscas, pueden dañar seriemente las estructuras bajo tierra, incluyendo el material de que está hecha la tubería. La arcilla forma una capa muy apretada a la estructura, sujetando a esta a esfuerzos excesivos según se va contrayendo la arcilla.

En estas áreas, el Ingeniero deberá establecer precauciones especiales tanto para tubería de Asbesto Cemento como cualquier otro tipo de material, que consistirán en neutralizar la adherencia de la arcilla, usando una envoltura de cuando menos 20 centímetros de arena bien compactada alrededor de la tubería.

Estabilidad de los suelos.

Las instalaciones de tubería son hechas en una gran variedad de condiciones, secas o húmedas, de barro, pantano, arcilla, arena y otros diferentes tipos de suelos.

En esta guía, las palabras estable o firme indicarán las buenas condiciones de zanja, normales, en terrenos tales como barro húmedo, arena, arcilla, etc. la palabra inestable indicará condiciones muy pobres de zanja en terrenos tales como suelos suaves abonados o constituidos por materiales orgánicos (basureros, estercoleros, etc.), suelos secos, aterronados, etc.. En estos casos, los suelos deberán ser estabilizados o, en su caso, se harán pruebas de resistencia a efecto de observar si el terreno es capaz de soportar el peso de la tubería (algunas condiciones son mas malas que otras; para diseñar correctamente el soporte del tubo, un representante del fabricante en cooperación con el Ingeniero residente decidirán el método para el soporte adecuado.) Para poder juzgar, en la obra, el coeficiente de resistencia del suelo, será necesaria la prueba de laboratorio.

3) Plantilla

Se define como plantilla a la compactación del mismo material de la excavación, seleccionado, de granulometría próxima a la de la arena, que se coloca en el fondo de la zanja, con el objeto de recibir la tubería en condiciones de seguridad óptimas para proporcionar un "colchón" que permitirá al tubo asentar en toda su longitud, de manera que apoye en su cuadrante inferior.

Es muy importante esta plantilla también llamada "cama"; deberá tener como mínimo un espesor de 10 (diez) centímetros debiendo estar perfectamente compactada y nivelada.

En todos los casos, aunque el terreno sea de características suaves, es necesaria esta plantilla que dará una nivelación adecuada y sobre todo, permitirá al tubo repartir perfectamente su carga. Deberá estar exenta de piedras y de materiales extraños.

La plantilla se apisonará hasta que el rebote del pisón señale que se ha logrado la mayor compactación posible, para lo cual al mismo tiempo que se apisona, se humedecerá el material para facilitar la compactación.

Conchas de acoplamiento

Antes de bajar la tubería a la zanja, o durante su instalación, deberán excavarse en los lugares en que quedarán las juntas, unas cavidades llamadas "conchas" que alojen los coples o campanas de las uniones de los tubos, de tal manera que estos asienten perfectamente bien en toda su longitud en la plantilla de la zanja, con el objeto de que la carga sobre el tubo se reparta perfectamente. De ninguna manera se deberá apoyar la tubería sobre piedras para ahorrarse la excavación de la concha; el descuido de los trabajadores al cubrir la zanja, ha dejado olvidadas en el 90% de los casos estas piedras, las cuales, al actuar la carga del relleno sobre el tubo, hacen que el esfuerzo se concentre en esos lugares (casi siempre cerca del copla) provocando la fractura del material.

Es muy necesaria la concha para poder efectuar con facilidad el junteo de la tubería.

ASBESTOS DE MEXICO, S.A.

ASBESTOLIT

DEPARTAMENTO DE SERVICIOS TECNICOS

II.- INSTALACION DE TUBERIAS PARA AGUA

1.- Desembarque de la tubería

Un renglón de mucha importancia para una instalación de calidad, es mantener la tubería bajo control durante la descarga. Esto reducirá grandemente las posibilidades de daño causado por manejo sin cuidado. Si una seccion de un tubo es dañada accidentalmente, marque el lugar del daño y hágalo a un lado; podrá ser reparado después.

Pocas veces se nota el daño de inmediato, el gran peligro es instalar la tubería dañada. Esto puede resultar en una reparación después de que la instalación ha sido completada.

a).- Descarga a mano

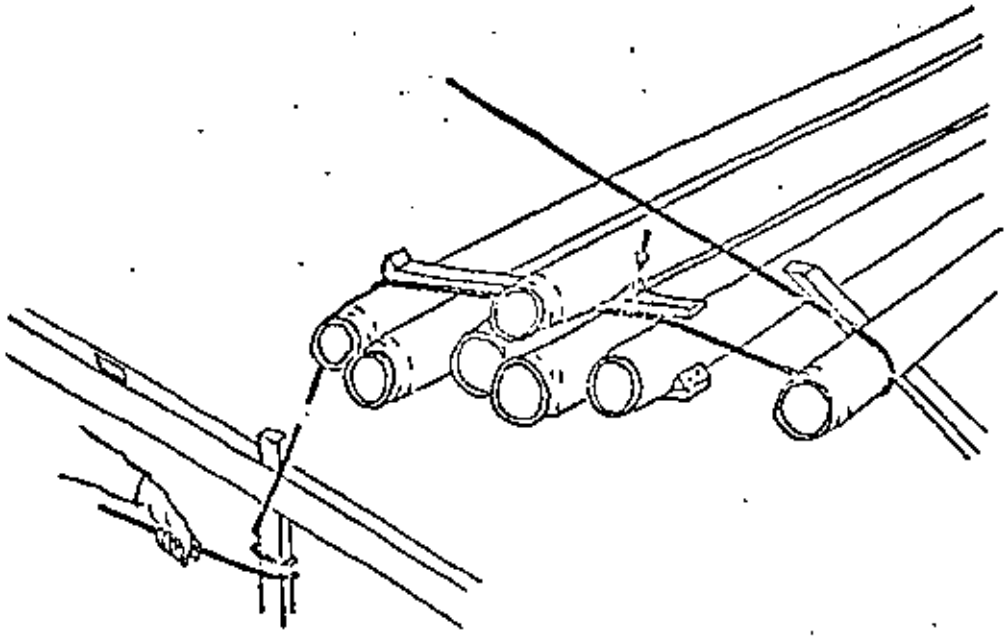
Podrá ser usado este sistema solamente en los diámetros pequeños de tubería. Como una regla general, 35 Kgs. es un peso suficiente que un hombre puede manejar repetidamente; de aqui que dos hombres, uno en cada extremo, puedan manejar tubería hasta un peso de 70 Kgs. aproximadamente. Tuberías mas pesadas deberán ser manejadas con cuerdas y sostenidas en tablones en los cuales se deslizarán. (Ver tabla de pesos de tubería)

Tabla de pesos de tubería.

Ø \ Clase	A-5	A-7	A-10	A-14	Ø \ Clase	A-5	A-7	A-10	A-14
2.5"	19.6 Kg.	19.6 Kg.	28.0 Kg.	28.0 Kg.	14"	170.0 Kg.	207.6 Kg.	322.4 Kg.	422.0 Kg.
3"	25.6 "	26.8 "	34.0 "	42.4 "	16"	216.4 "	263.2 "	408.4 "	546.4 "
4"	32.8 "	32.8 "	42.8 "	53.2 "	18"	269.2 "	337.2 "	506.0 "	574.4 "
6"	51.6 "	53.6 "	75.2 "	96.0 "	20"	328.0 "	394.4 "	621.6 "	802.0 "
8"	74.0 "	81.2 "	111.2 "	150.4 "	24"	462.0 "	552.0 "	869.2 "	1162.0 "
10"	100.8 "	119.6 "	172.6 "	230.0 "	30"	705.2 "	836.0 "	1352.0 "	1835.2 "
12"	128.8 "	158.8 "	245.6 "	320.0 "	36"	999.6 "	1179.6 "	1944.4 "	2574.0 "

b).- Descarga usando cuerdas y tablones para deslizamiento del tubo.

Todos los diámetros de tuberías de Asbesto Cemento y PVC pueden ser descargadas de los camiones con cuerdas y tablones no sobrepasando un angulo de inclinación de 45° entre el piso y el tablón. SIEMPRE USE DOS CUERDAS, pasándolas por debajo de cada extremo del tubo y en cada fila, por fuera de los tablones. (Ver fig.)



Las cuerdas deberán ser aseguradas en el lado opuesto a la descarga para tener un mejor control de la tubería mientras se desliza ésta por los tablones.

Deberá ser bajado un tubo cada vez.

c).- Descarga usando equipo mecánico

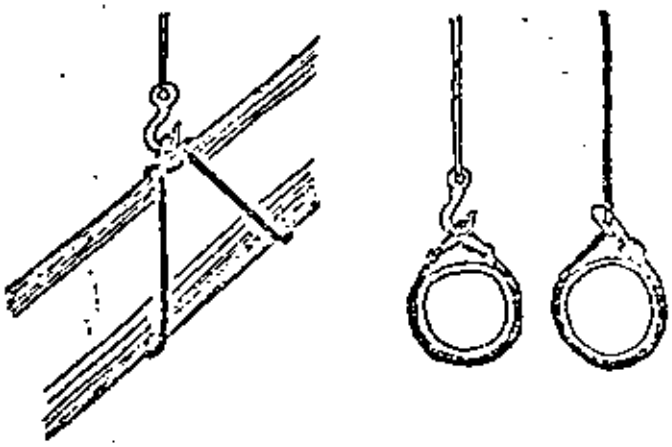
Ganchos

No use ganchos agarrando directamente el tubo, estos pueden dañar la espiga al izarlo.

Estrobos

Al usar un estrobo para izar un tubo, céntrelo y ajústelo para evitar que resbale. Por ejemplo, con estrobos de cadena, cable o cuerda, una doble presilla con gasas aprieta bien, aparte de ser lo mas seguro.

Si la tubería debe ser balanceada en una gasa sencilla, conserve la gasa apretada como se muestra en la fig. A (especialmente en los diámetros pequeños) para prevenir el deslizamiento. En general, use gasa sencilla con las tuberías pesadas únicamente, porque los pesos grandes no tienen tanta tendencia a resbalar.



2.- Almacenamiento

Cuando no sea posible que la tubería sea colocada a lo largo de las zanjas o instalada conforme va siendo recibida por el contratista, éste deberá almacenarla en pilas de 2 metros de altura como máximo.

El apilado de la tubería deberá hacerse, arriba de una base plana por ejemplo, una tarima de madera formada con los tablones usados para la descarga. Dispóngalas en una area plana, espaciadas en igual fo en que venían embarcadas; con cuñas en cada extremo.

Mantenga agrupadas por diámetros las pilas, así como por clases.

3.- Preparación de la zanja para recibir la tubería

Como una regla general, se recomienda no almacenar la tuberia o demasiado lejos del lugar donde se ha abierto la zanja.

Evitando largos tramos de zanja abierta, se obtendrán ventajas, por ejemplo:

Se podrán reducir, o aún eliminar, bombeos y derrumbes;

Se minimiza la posibilidad de inundación de la zanja;

Se reduce la socavación causada por el manto freático;

Ayuda a reducir el congelamiento del fondo de la zanja y el relle no;

Reduce riesgos en el tránsito y trabajadores.

4.- Bajada de la Tubería a la zanja.

La velocidad a que puede ejecutarse esta operación, depende del conocimiento de los trabajadores de "arriba de la zanja" y los de "abajo de la zanja" para trabajar en equipo. Por ejemplo:

1.- El equipo de "abajo de la zanja" deberá tener lista la plantilla, así como el equipo de junteo y el lubricante.

2.- El equipo de "arriba de la zanja" deberá tener la tubería alineada, lista para ser bajada. Si la tubería es bajada con cuerdas, deberán colocarse las tuberías en una posición lo mas aprozimada posible al lugar en donde quedarán definitivamente tendidas, de tal manera de ejecutar movimientos lo más corto posibles en la zanja.

3.- El equipo de "Arriba" debería tener listos los anillos de hule, ya colocados en el surco del cople, para pasarlos al equipo "De Abajo" sin demora cuando este lo solicite.

BAJADA A MANO.

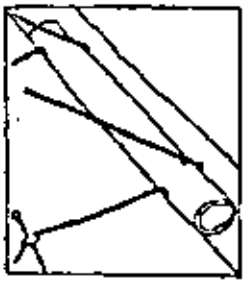
En la bajada a mano, utilice solamente 1 hombre en cada extremo del tubo (más, solamente estorbarán aumentando la posibilidad de que la tubería se caiga) 35 Kgs. se consideran un peso razonable para que un hombre pueda manejarlo repetidamente, de modo que este método será usado solamente en pesos de tubería de cuando más, 70 Kgs.

La bajada a mano se recomienda más en zanjas con paredes estrechas y firmes que no cedan bajo el peso de hombres y tubería. Los hombres en la zanja, deberán tender la tubería cuidadosamente; este método será usado solamente en zanjas de hasta 1.50 Mts. de profundidad (use cuerdas, aún en Ø s. pequeños si las paredes de la zanja se derrumban).

BAJADA CON CUERDAS

Usando dos o cuatro hombres, tuberías que pesan hasta 400 Kg. por tramo podrán ser bajadas con dos cuerdas, una en cada extremo.

Las cuerdas usadas para bajar la tubería, deberán tener unos nudos de seguridad en los extremos, para impedir el resbalamiento; también en lugar de nudos, podrán usarse pijas como anclas (Ver Figs)



En lugares en donde la zanja atraviese pavimentos, es preferible dar dos vueltas a la cuerda en cada extremo del Tubo, esto dá un mejor control del tubo.

BAJADA CON EQUIPO MECANICO.

Todos, aún los Ø. más grandes pueden ser bajados a la zanja a mano con ayuda de cuerdas; sinembargo, el equipo mecánico es más rápido y requiere pocos hombres. Podrá ser usado un cable de alguna excavadora, con estrobos para no dañar la tubería; en general se podrá decir que se usa el mismo sistema que para descargar un camión, descrito con anterioridad.

5.-ALINEAMIENTO Y JUNTEO.

El junteo o ensamblado de las tuberías de Asbesto-Cemento para agua potable, se hace por medio de un anillo de hule y lubricante. El anillo se aloja en una cavidad hecha exprofeso para éste en el cople, de tal manera que al realizarse el acoplamiento quede una junta perfectamente estanca.

El ensamblado de la tubería Super Simplex de Asbesto Cemento consiste en un deslizamiento, en el cual el extremo lubricado del tubo de Asbesto Cemento resbala sobre el anillo de hule y dentro del cople. - Los topes maquinados y los anillos comprimidos, mantienen los extremos de las tuberias separados, proveyendo automáticamente expansión y flexibilidad.

Inserción del anillo de hule

Cuando inserte el anillo de hule en el cople, deberá tener en mente dos puntos importantes:

El surco del cople DEBE ESTAR LIMPIO.- La tierra bajo el anillo no permitirá que este se aloje debidamente y provocará problemas. Una buena manera de asegurarse de que no hay tierra en el surco del anillo, es tener el siguiente tramo de tubería abajo, antes de insertar el anillo. En esta forma, podrán limpiarse los dos extremos a unir y por consiguiente se evitará la tierra en el anillo.

INSERTE EL ANILLO EN LA FORMA CORRECTA.- (Ver fig)

Al insertar el anillo en el surco, debe hacerlo suavemente asegurándose de que ha asentado perfectamente en todo su alrededor.

ASBESTOS DE MEXICO, S.A.

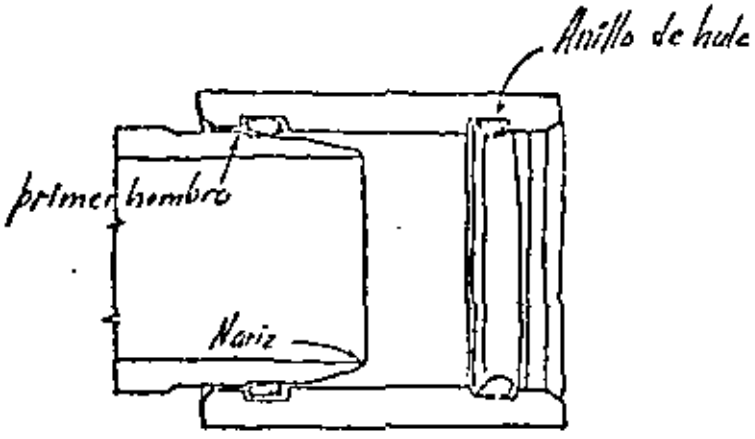
ASBESTOLIT

DEPARTAMENTO DE SERVICIOS TECNICOS

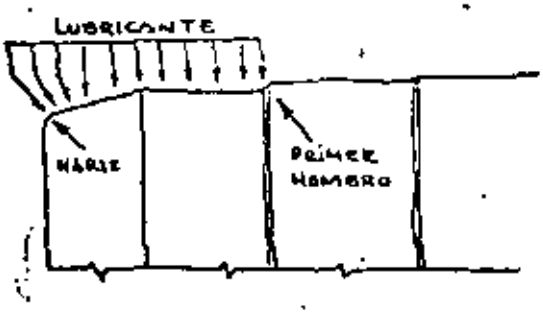
Lubricación de los extremos del tubo.

Antes de lubricar los extremos del tubo, deberán ser cuidadosamente limpiados en toda su circunferencia antes del primer hombro. El lubricante debe ser aplicado directamente a la superficie del tubo; debemos recordar que no funciona debidamente si el tubo está sucio.

Al especificar que el lubricante deberá cubrir la espiga del tubo hasta el primer hombro, estamos incluyendo la nariz y toda la superficie maquinada, como se muestra en la figura.



Asegurarse de que el anillo ha asentado perfectamente en el surco que tiene el cople en la campana.-



El lubricante deberá cubrir la espiga del tubo hasta el primer hombro, incluyendo la nariz y la superficie maquinada en toda su circunferencia.

ASBESTOS DE MEXICO, S.A.

DEPARTAMENTO DE SERVICIOS TECNICOS

METODOS DE ENSAMBLADO.-

Se usan varios métodos, por ejemplo:

1.- Una barra y un bloque de madera, pueden ser usados para ensamblar diámetros hasta 254 mm (10"), si el fondo de la zanja es apropiado. Una barra no trabaja bien en arena suelta, o barro flojo en el fondo de la zanja, así como tampoco en una plantilla apisonada sobre suelo rocoso.

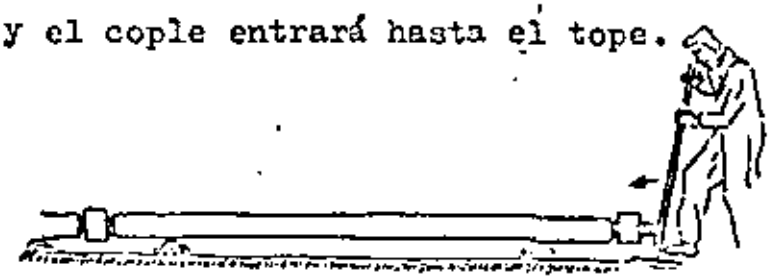
2.- En diámetros mayores de 254 mm. (10") deberán usarse gatos especiales.

Estos gatos pueden ser usados en cualquier diámetro.

3.- Otro método es el de suspender la tubería (a mano en diámetros pequeños; con un cable en los mas grandes) y balancearla en forma de péndulo hacia adentro de la campana, usando su peso propio para forzarla a entrar en su posición correcta. Este método requiere mucho cuidado y un control efectivo del ángulo de balanceo.

Ensamblado con una barra y un bloque de madera.-

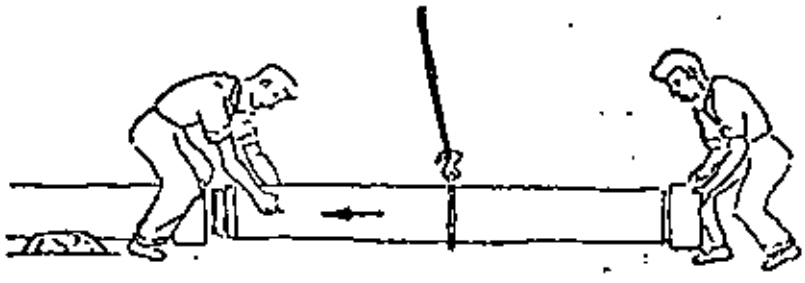
Teniendo la tubería debidamente fija, y alineada la espiga del tubo de tal manera que toque todo alrededor del anillo de hule en la campana del cople, sosténgalo con la barra; inmediatamente después, use un bloque de madera entre la barra y el cople, esto protegerá a la tubería de ser dañada con la presión de la barra, presione como se indica en la figura y el cople entrará hasta el tope.



Ensamblado por balanceo.-

Este método, requerirá de mucho cuidado para ser empleado propiamente, pues se corre el peligro, en diámetros grandes, de dañar seriamente la tubería.

Para usar este método con propiedad, deberá suspenderse el tramo a instalar (a mano o con un cable) y cuidadosamente deberá ser introducido en la campana, utilizando un balanceo que terminará en un golpe sobre la campana para que el tubo penetre en ella. (Ver figura)



Dejando que el peso propio de la tubería ayude en la colocación.

Siempre deberán ser usados dos hombres, aun cuando el cable esté soportando la tubería, para mantener un debido control sobre ésta.

Haga corto el balanceo, solamente lo suficiente para guiar el tubo en el camino, no permitiendo que golpee las paredes del cople.

IMPORTANTE.- Si se yerra y el tubo no entra .....

1.- Cheque otra vez la colocación del anillo y asegúrese de que está correctamente asentado.

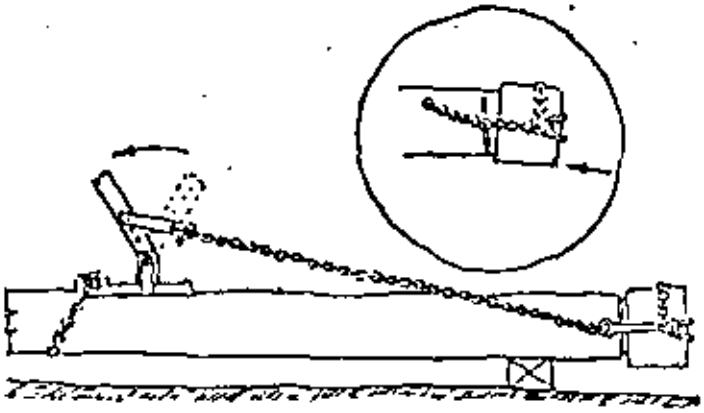
2.- Vuelva a lubricar la tubería con el objeto de reemplazar el lubricante que se perdió al hacer el primer intento.

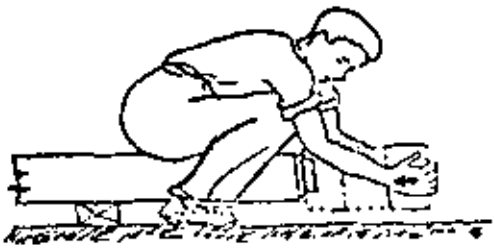
3.- Si el extremo del tubo golpeó el cople, ambos deberán ser examinados, pues podrían estar dañados.

Siempre, antes de un ensamblado por balanceo, apisone los montículos de tierra, para tener la seguridad de que el espacio bajo la tubería y especialmente bajo los coples se ha mantenido.

Estos montículos, generalmente, se aplánan durante la acción de este método.

Así como hemos visto la introduccion del tubo en el cople, también el cople podrá ser introducido en el tubo, usando procedimientos similares, ya sea con gato o a mano. (Ver figura)

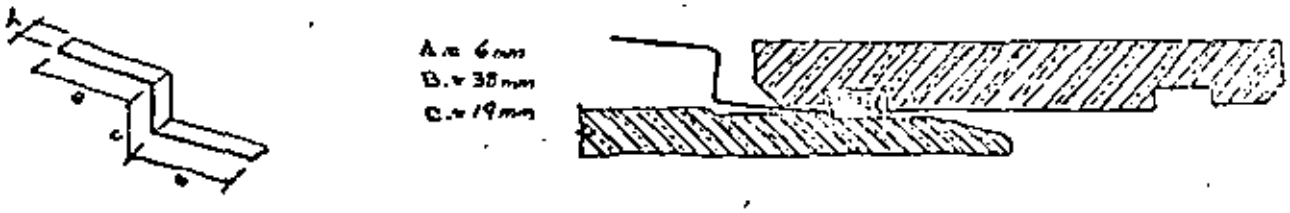




Checar perfectamente el ensamble.

Con el anillo completamente asentado en un surco limpio y con el extremo de la tubería (espiga) debidamente lubricado, el anillo no podrá desplazarse durante el ensamble.

Para tener la certeza de que el trabajo en el campo se está haciendo debidamente, la posición del anillo deberá ser checada con el escantillón mostrado en la figura.



Inserte el escantillón como se muestra en la figura, el espacio que queda entre el cople y el tubo, permite que el escantillón toque el anillo de hule. Deslize el escantillón a todo alrededor del cople. Si el anillo es tocado en todos los puntos del recorrido por el escantillón, el ensamblado es correcto; si no es así, deberá darse unas vueltas al cople para acomodar en su posición correcta el anillo, una vez hecho ésto, deberá volverse a checar con el escantillón.

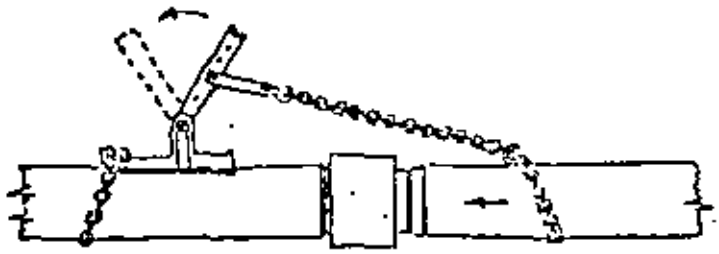
Ensamble con "Gato".-

Con el anillo de hule perfectamente colocado en el surco limpio de las campanas del cople, anole el gato por medio de la cadena en el pie de su propia base. (Ver figura)

La tubería que va a ser unida, deberá estar alineada, debidamente lubricada su espiga.

Coloque la cadena "jaladora" del gato, alrededor de ésta tubería a instalar, uniendo su extremo con su propio gancho (ver figura) teniendo cuidado de que la palanca del gato esté inclinada hacia la tubería que se va a instalar, enganche la cadena en la palanca y tire de ésta hasta que sienta que ha entrado el cople.

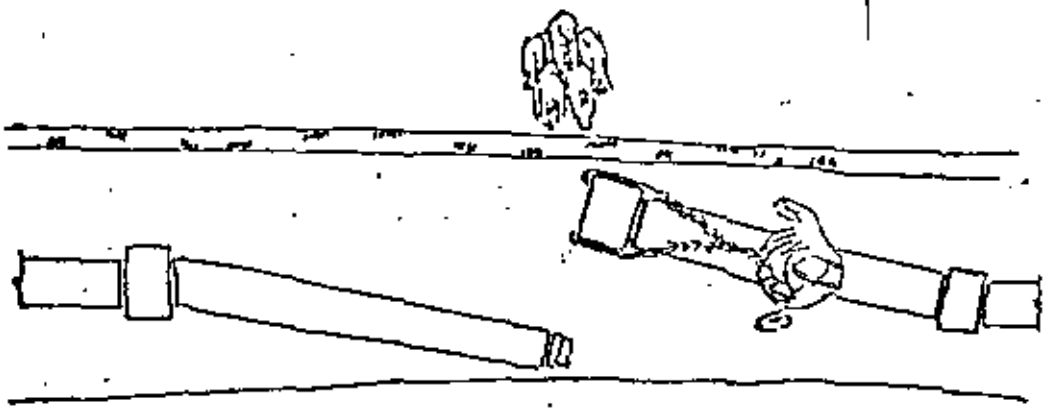
Inmediatamente después, cheque la colocación del anillo con el escantillón antes descrito.



Después de la colocación, checar el anillo con el escantillón.

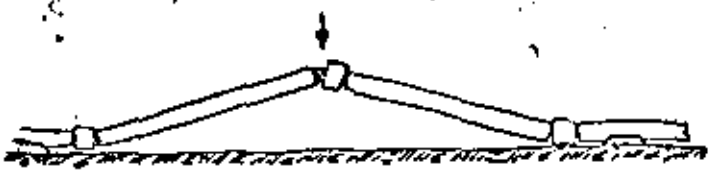
Cuando durante las pruebas aparecen fugas en los coples, consecuencia casi siempre, del descuido de los operarios al checar las gomas, se hará necesario removerlos y substituirlos.

Para esto, habrá que descubrir los tramos de tubería adyacentes, romper el cople con un cincel o golpeando con un martillo de hule, extraer el cople, desviar los tubos y después de lubricar el extremo de uno de ellos, colocar el nuevo cople en la forma acostumbrada. (Ver figura)



— PLANTA —

Después lubríquese el extremo libre del otro tubo y levántense ambos tubos a unir, hasta permitir la entrada del cople y después, empújense hacia abajo. (ver figura)



III.- RELLENO DE ZANJAS.-

El relleno, usualmente sigue a la instalación de la tubería tan rápidamente como sea posible. Esto protege a la tubería de golpes, elimina la posibilidad de que la tubería sea elevada debido a la inundación de la zanja abierta (tubería flotada) y en invierno, disminuye la posibilidad de que el material de relleno se congele.

Mantenga en mente, que el propósito del relleno no es solamente proteger a la tubería por encubrimiento, sino principalmente, proveerla de un SOPORTE FIRME Y CONTINUO que evitará que la tubería descanse sobre sus coples. La parte esecial de un trabajo de relleno de primera clase se reduce a lo siguiente:

1.- Proveer un encamado contínuo por la cuidadosa selección de material para relleno bajo el tubo y coples, así como una magnífica consolidación.

2.- Proveer un colchón arriba del lomo del tubo de por lo menos 30 centímet-ros de material apisonando El resto podrá ser rellenado a volteo o con máquin

El primer paso para proveer un soporte firme y contínuo a la tubería, es el apisonar el terreno sólidamente bajo la tubería y coples.

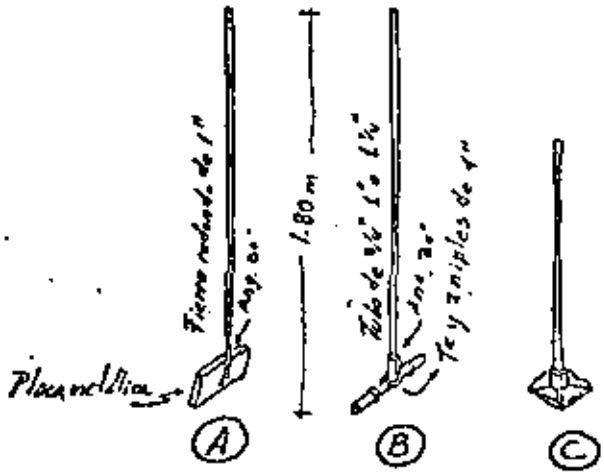
1).- Acostillamiento de la tubería.-

Defínese como acostillamiento de la tubería, el apisonado que se efectúa a los lados y por debajo del tubo con el objeto de dar un encamado correcto a todo el cuadrante inferior del tramo.

Para acostillar debidamente, dos tipos de pisones se requieren para efectuar un trabajo completo. Primeramente, un pisón con una cabeza delgada, o alguna placa metálica, es usado para apisonar debajo de la tubería y coples, después un pisón normal con cabeza plana es usado para compactar a los lados.

Los pisones ilustrados en las figuras siguientes efectuarán un buen trabajo, pueden ser manejados fácilmente y se pueden construir rápidamente en el lugar.

Un buen pisón no se puede improvisar, es necesario seguir las instrucciones; estos pisones serán lo suficientemente largos de tal manera que se puedan manejar fácilmente, con el peso suficiente para efectuar el trabajo, pero no cansar al hombre y deberá tener el tamaño justo para compactar apropiadamente.



Diferentes tipos de pisones:

A y B.- Sirven para acostillar por debajo del tubo

C.- Sirve para proporcionar soporte lateral.

Incorrecto; demasiado material para el relleno inicial. No penetrará bajo el tubo.

Correcto; suficiente material para el relleno inicial. Podrá ser fácil el acostillado.

Proporcionar soporte lateral con el pisón adecuado.

En realidad, es mas fácil hacer un buen trabajo de acostillado - que uno pobre. La clave está en la cantidad de material que se ha colocado para ser compactado.

Esta primera cantidad de material para relleno, deberá ser colocada siempre a mano, deberá ser esparcida a ambos lados del tubo, haciendo una cama de aproximadamente 10 centímetros de grueso, NO MAS. Después se usará el pisón para acostillar, compactando firmemente bajo la tubería. Si se esparcen mas de 10 centímetros de grueso en la cama a - los lados del tubo, el material al ser compactado, formará un puente y no irá abajo de la tubería; esto se podrá hacer cerca de la superficie pero nunca en el relleno inicial.

El siguiente paso en el acostillamiento, será el proveer un buen soporte lateral al tubo mediante el apisonado entre las paredes de la zanja y la tubería. Este también en capas de 10 centímetros de espesor pero se compactará con el pisón plano; el pisón de acostillamiento no es apropiado para apisonar a los lados.

Obtención del material apropiado para el relleno de la zanja

El material usado para relleno deberá estar libre de piedras, terrones, y en invierno, libre de terrones congelados. Estos terrones secos y congelados, una vez que se oecan o deshacen, dejan a la tubería con un soporte insúficiente que causará asentamientos peligrosos. Generalmente un material que es cuidadosamente seleccionado con los métodos disponibles, formará un sostén mas sólido bajo el tubo.

Deberá evitarse, también, el usar para rellenos tierra vegetal, por las mismas razones dadas anteriormente.

2).- Relleno apisonado sobre el lomo del tubo.-

Cuando se han alcanzado 30 centímetros de material compactado (en capas suscesivas de 10 centímetros cada una) arriba del lomo del tubo, se puede considerar terminado el acostillamiento y por lo consiguiente el encamado.

3).- Relleno a volteo.-

Una vez terminado el encamado del tubo, se continúa el relleno de la zanja a volteo.

Esta operación puede ser hecha a mano o bien, para mayor rapidez, con máquina, el material no necesita ser escogido tan cuidadosamente como en el encamado; sin embargo, se deberá tener cuidado de impedir que existan piedras muy grandes que puedan dañar al tubo posteriormente al ser forzadas por algún agente extraño a penetrar en el relleno.

Esto es particularmente importante si los coples se han dejado expuestos para la prueba de presión hodrstática en la línea.

Esta posibilidad de penetración deberá ser considerada en todo relleno que sea extremadamente pedregoso.

III.- ATRAQUES.-

Para soportar el empuje a que se ven sujetas las conexiones y puntas muertas de la tubería bajo presiones normales de trabajo y las eventuales de prueba, se construyen dispositivos que repartan este empuje al terreno, de acuerdo a sus características, por el principio de ampliación de base.

Estos dispositivos llamados Atraques, pueden ser de concreto o mampostería y se instalan en todos los cambios de dirección, así como en todos los cruceros (Tees, cruces, etc.); en todos los puntos terminales y también en algunas válvulas en donde se espere algún empuje.

Su tipo y tamaño depende de la presión, diámetro de la tubería, tipo de terreno y tipo de la conexión. Usualmente son indicados por el Ingeniero y se colocan entre la conexión y la pared de la zanja; es muy importante que la pared de la zanja esté recientemente hecha, de manera que el concreto apoye en tierra fresca, la tierra seca de una pared vieja estará suelta, y no ofrecerá un buen apoyo.

A continuación se muestra la tabla dada por la S.R.H. para la elaboración de atraques.

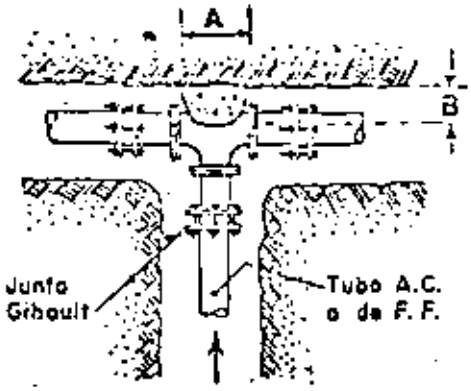
ASBESTOS DE MEXICO, S.A.

DEPARTAMENTO DE SERVICIOS TECNICOS

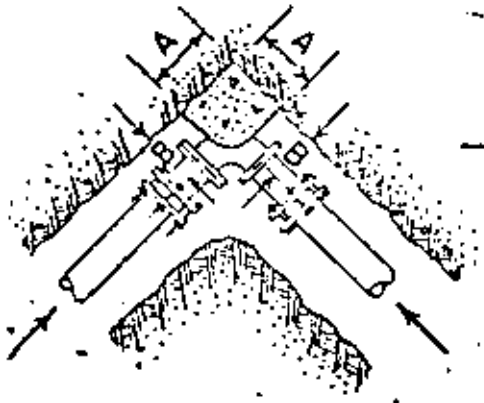
DIMENSIONES DE LOS ATRAQUES DE CONCRETO PARA LAS PIEZAS ESPECIALES DE F.F.

DIAM. NOMINAL DE LA PIEZA ESP.		ALTURA	LADO "A"	LADO "B"	VOL. POR ATRAQUE
MILIMETROS	PULGADAS	EN cm.	EN cm.	EN cm.	EN m^3
≤ 76	≤ 3"	30	30	30	0.027
102	4"	35	30	30	0.032
152	6"	40	30	30	0.036
203	8"	45	35	35	0.055
254	10"	50	40	35	0.070
305	12"	55	45	35	0.087
356	14"	60	50	35	0.105
406	16"	65	55	40	0.143
457	18"	70	60	40	0.168
508	20"	75	65	45	0.219
610	24"	85	75	50	0.319
762	30"	100	90	55	0.495
914	36"	115	105	60	0.725
1067	42"	130	120	65	1.014
1219	48"	145	130	70	1.320

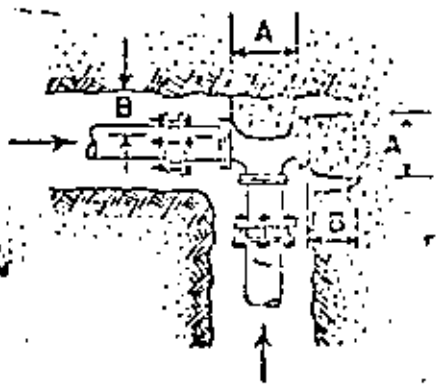
DIRECCION DE LOS EMPUJES Y FORMA DE COLOCAR LOS ATRAQUES



TE DE F.F.



CODO DE F.F.



TE Y TAPA CIEGA DE F.F.

NOTAS.

1).- Los piezas especiales deberán estar alineadas y niveladas antes de colocar los atraques, los cuales quedarán perfectamente apoyados al fondo y pared de la zanja.

2).- El atraque deberá colocarse en todos los casos, antes de hacer la prueba hidrostática de las tuberías

3).- Estos atraques se usarán exclusivamente para tuberías alojadas en zanja

CURSO PARA SUPERVISORES DE LA DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION
Y OPERACION HIDRAULICA

CATALOGO DE PRECIOS UNITARIOS

ING. MANUEL LOPEZ C.

FEBRERO, 1979

CURSO PARA LOS SUPERVISORES DE LA DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y - OPERACION HIDRAULICA, DEL D.D.F.

TEMA: Tabulador de precios unitarios

DESCRIPCION DEL TABULADOR:

El Departamento del D.F. por conducto de la Comisión Interna de Precios Unitarios, ha dado a conocer al público el tabulador de precios unitarios el cual contiene aproximadamente 4500 conceptos de obra, para aplicarse en los trabajos de construcción que ejecutan las diferentes empresas contratistas en las obras que les encomienda el propio D.D.F.

Al abrir este catálogo en cada una de sus páginas encontramos en la parte superior derecha los datos correspondientes a la numeración de las - páginas de cada uno de los capítulos que constituyen el tabulador y además indica la fecha a partir de la cual son de aplicación los precios - unitarios registrados.

En el renglón siguiente se define los contenidos de las diferentes columnas registradas en cada página y estas son las siguientes:

CLAVE:

En esta columna están registradas las claves con letra y número que definen en la memoria de una máquina computadora, el contenido de las siguientes columnas y siempre empiezan estas claves con una letra mayúscula, la que a su vez determina los capítulos correspondientes.

Los capítulos de conjuntos de precios unitarios se agrupan en el siguiente indice:

A) Estudios y Proyectos.

B) Emplazamiento de la Obra, Excavación, Acarreos y Rellenos.

C) Mezclas, Morteros, Pastas Lechadas y Concretos.

D) Cimentaciones

E) Obras Viales

F) Obras Hidráulicas y Aguas y Saneamiento

G) Muros y Castillos

H) Cimbras y Estructuras de Madera

I) Acero de Refuerzo y Estructuras Metálicas

J) Instalaciones Sanitarias en Edificios

K) Instalaciones Hidráulicas en Edificios

L) Instalaciones Eléctricas en General

M) Instalaciones Electromecánicas

N) Pisos y Zoclos

O) Recubrimientos y Acabados

P) Carpintería

Q) Pintura

R) Cerrajería y Herrajes

S) Herrería

T) Limpieza y Reparaciones de Monumentos

U) Decoración, Alfombras, Cortinas, etc.

V) Vidrios

W) Habitación Popular

X) Jardinería

Y) Techados, Enladrillados e Impermeabilizaciones

Z) Limpieza y Varios

Estos índices son los que figuran en la parte superior derecha, en donde se señala la letra y el número de página correspondiente a cada capítulo.

Las siguientes columnas corresponden al nombre del concepto, a la unidad de medición o de pago y al precio unitario aprobado a partir de la fecha señalada en la parte superior.

De los capítulos mencionados con anterioridad los de mayor aplicación en las obras que ejecuta la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, son los que cubren de la letra "B" a la letra "I", por lo cual recomendamos a los señores supervisores estudien cuidadosamente el tabulador en estos capítulos, independientemente de que también existen las posibilidades y necesidad de aplicarse los capítulos correspondientes a las otras letras.

UTILIZACION DEL TABULADOR DE PRECIOS UNITARIOS DEL DEPARTAMENTO:

Este tabulador es útil para diversas condiciones de trabajo pero las principales las mencionamos a continuación:

Antes de iniciarse una obra o un contrato, se requiere de la asignación y aprobación del presupuesto respectivo, cuyo valor se calcula con el conocimiento de las cantidades de obra que figuran en el proyecto y con la aplicación racional de los precios unitarios del tabulador.

Los presupuestos que generaron la asignación de la obra, pueden ser del conocimiento del supervisor de la obra, pero en el caso de que no lo conozcan tiene obligación de calcularlo y revisarlo de acuerdo con las --

condiciones y resultados observados durante la ejecución de la obra, lo cual permite apuntar las limitaciones al contratista,en sus avances de trabajo, sobre todo en aquellos conceptos de obra que les puedan producir mayores utilidades, por su equipo o su procedimiento de construcción dejando rezagados otros conceptos de obra. El supervisor, igualmente debe exigir al contratista los avances racionales de obra en todos los conceptos que figuran en el presupuesto, con el fin de que los usuarios de la ciudad sufran las mínimas é inevitables molestias, con lo expuesto se ha querido significar que el detalle del presupuesto sirve para la programación correcta de la ejecución de todos los conceptos de obra incluidos y el supervisor tiene la obligación de exigir al contratista el debido cumplimiento de estos programas.

El conocimiento del tabulador también permite al supervisor, agilizar la formulación de estimaciones mediante la aplicación adecuada de las claves y de los conceptos de obra, propiciando además el pronto pago al contratista, ya que las claves como se indicó anteriormente están grabadas en la memoria de una máquina computadora, con lo cual se reproducen el nombre del concepto, la unidad de medición, el precio unitario y el estimador solamente agrega las cantidades de obra por estimar, produciendose en forma automática el valor de cada uno de los conceptos de obra economizándose con ellos muchas horas de cálculo y de mecanografía.

Para el contratista también presenta varias ventajas el conocer debidamente el contenido del tabulador de precios, pudiendo adelantarse a la

formulación de pre-estimaciones o números generadores, que sirvan al supervisor para facilitar la revisión y confrontación con los datos registrados en bitácora o en los reportes diarios de trabajo.

Es evidente que el buen registro de las obras que ejecuta el contratista día a día, es el éxito de una fácil recopilación y formulación de las estimaciones correctas.

El contratista además tiene otras ventajas con el conocimiento de los tabuladores pero consideramos que estos no son de mucho interes mencionarlos en esta ocasión.

Ante la imposibilidad de poder estudiar el contenido del tabulador haremos un muestreo de algunos de los conceptos de obra más usuales por los supervisores de Obras Hidráulicas.

REVISION DE ALGUNOS CONCEPTOS DE OBRA DEL CAPITULO "B":

Este catálogo empieza con los siguientes sub-capítulos:

B1A.- Trazos

B1B.- Limpiezas

B1C.- Despalmes, Desmontes y Tala de árboles

Se estima que los conceptos anteriormente descritos tienen bastante claridad y su aplicación es relativamente reducida por nuestros supervisores, la clave B2A excavaciones a mano en cepa, sí representa aplicación en nuestros trabajos y además tienen algunas especificaciones que son convenientes de aclarar entre las que figuran la clasificación de zonas:

ZONA "A" : Corresponde a campo abierto o poblados en los cuales no existen instalaciones subterraneas.

ZONA "B" : Son las zonas urbanas sin instalaciones que dificulten o representen un peligro para la ejecución de la obra.

ZONA "C" : Son las zonas urbanas con instalaciones que dificultan o representan un peligro para la ejecución de la obra.

Las definiciones anteriormente descritas dan claridad sobre las dificultades que se consideran en los estudios de los precios y que han sido motivo de la diferenciación en sus valores.

También figura en este capítulo la definición de los materiales según su dureza de ataque:

CLASE I : Son los materiales que pueden ser atacados con pala y con auxilio de pico.

CLASE II : Materiales en que sea indispensable el ataque con pico.

CLASE IIA : Son los materiales con dureza y dificultades de ataque en condiciones intermedias entre el material II y el de clase III.

CLASE III : (Roca) este material es aquel en el cual el ataque es obligado con cuña y marro con extracción manual.

Respecto a estas definiciones consideramos conveniente hacer algunas aclaraciones:

En la zona norte de nuestro país, es común el uso de pala con mango lar

go la cual facilita al obrero pararse sobre la hoja metálica de la pala para que ésta se entierre en el terreno aprovechando el peso del trabajador.

En la zona central y en el D.F. se usa la pala de mango corto y el obrero también aprovecha el peso de su cuerpo inclinando la pala y recargando la cadera en la agarradera del mango.

En las dos condiciones es un buen auxilio el aprovechamiento del peso del trabajador, pero en ocasiones el peón prefiere aflojar el material con el pico en lugar de aprovechar su peso y su empuje, por ésta razón la definición del material I, señala el auxilio del pico.

Como ejemplo señalamos los siguientes:

MATERIAL I : Suelos agrícolas, limos, aluviones, arenas, gravas, arenas sueltas y arcillas, atacables en las condiciones descritas.

MATERIAL II : En esta clasificación se pueden considerar las rocas muy alteradas, conglomerados medianamente cementados, areniscas blandas y tepetates.

MATERIAL III : Como ejemplo señalamos las rocas basálticas, las areniscas y conglomerados fuertemente cementados, calizas, riolitas, granitos y andesitas sanas.

También podemos observar en esta parte del tabulador que se clasifican la dificultad de extracción de 2 en 2 metros de profundidad por ser esta la altura en la cual el obrero puede lanzar el material con el uso -

de la pala sin mucha dificultad, por lo cual en algunos conceptos se deja en libertad al contratista de colocar las tarimas intermedias escalonadas para que pueda obtener sus óptimos resultados.

El sub-capítulo B2C corresponde a la excavación por medios mecánicos en cepa, y aclara que los precios contenidos son aplicables en las excavaciones de zanja con ancho menor de 3.5 mts.

También figuran en este sub-capítulo los precios correspondientes a las 3 zonas y a las diferentes clasificaciones; además al final de este tabulador se incluye al precio B2, D1, A1 que corresponde al afine de taludes y fondo de la excavación a mano, exclusivamente cuando la excavación se realiza a máquina.

Termina esta parte del tabulador con los precios correspondientes a las excavaciones en caja y en banco, con medios mecánicos, con cualquier tipo de equipo que escoja el contratista y para aplicarse en los materiales 1, 2, 2A.

El sub-capítulo B2H corresponde a las excavaciones por medios mecánicos para zanjas en agua (dragado y desasolve), con ancho menor de 2 mts., - esta parte del tabulador contiene los precios para volúmenes menores de 1,000 mts^3 y para los mayores así como también para las aplicaciones en las diferentes zonas y clasificaciones.

El sub-capítulo B2I es el mismo concepto pero para zanjas con anchos mayores de 2 mts.

Conviene aclarar que es lo que se entiende por excavar bajo el agua, sobre lo cual no existe definición en el tabulador, pero se puede indicar

la interpretación común: "Excavación bajo el agua" es cuando ocurren, - cualquiera de estas condiciones:

1.- Cuando el Departamento considera que el bombeo del agua no es económico y que por consiguiente el contratista necesita efectuar la excavación efectivamente a "la ciega" bajo el agua.

2.- Cuando se autoriza el uso de bombeo, lograndose achicar el agua hasta permitir la excavación, pero en caso de suspenderse el bombeo, - se recuperan los niveles originales.

3.- Cuando el equipo de bombeo deja limpia de agua la zona de la zanja y el nivel no se recupera al dejar de bombear; se considera que esta excavación no es bajo el agua.

A continuación figuran en este capítulo el sub-capítulo B3 que corresponde a demoliciones y desmantelamientos, estos conceptos de obra son - poco usuales en Obras Hidráulicas, pero en cambio el B4 que corresponde a carga y acarreo si es bastante común.

Del B4 a la B4B3A, corresponde a los acarreos en carretilla de tierra y material mixto, el acarreo a mano de tubería de acero y la carga y acarreo con el uso de chunde.

En el B4C figuran los acarreos en camión y además nuevas especificaciones respecto a la clasificación de zonas, en función de las velocidades promedio de ida y vuelta que puede desarrollar un camión de carga:

ZONA URBANA : 18 Km/hora

ZONA SUB-URBANA : 30 Km/hora

EN CARRETERA : 50 Km/hora

Al detectar la velocidad real en la obra el supervisor tendrá necesidad de comprobar que el promedio es legitimamente el posible y no el que -- prefiere el operador para obtener mayor clasificación, así mismo el supervisor deberá tomar en cuenta que el pago se hará en forma mixta conforme al recorrido del camión.

Por otra parte también se especifica en el tabulador que todos los volúmenes de materiales se miden en el banco.

Para estas especificaciones el tabulador señala los precios aplicables a los acarreos en camión con carga manual con el inicio de la Clave B4 C1A.

También aparecen con carga manual los acarreos de los productos de la - demolición de: mamposterias, rocas sueltas, materiales petreos con ba-- ses, carpetas y empedrados; producto de la demolición de concreto, producto de la demolición de guarniciones, producto de la demolición de -- carpetas incluyéndo bases de grava cementada, el producto de la tala de árboles, de tuberías de acero y piezas especiales.

En el sub-capítulo B4 C2 se incluyen los acarreos en camión con carga - mecánica, de la tierra y materiales mixtos producto de la excavación que no sea roca y a partir de la B4 C2B los acarreos con carga mecánica de - los materiales y producto de la demolición que se señalan en el sub-capítulo anterior.

El capítulo "B" se termina con la Clave B5 que corresponde a rellenos.

La primera parte, incluye los conceptos de obra correspondientes al re--

lleno de excavación en cepa, sin compactación especial, incluyéndo extendido del material y acarreo libre de 10 mts. al indicarse que incluye el extendido se quiere significar que el relleno se haga en capas sensiblemente horizontales aún cuando no se compacten.

También se aclara que el fijarse 10 mts. de acarreo libre, no incluye los acarreos cuando se usan materiales de banco.

A continuación aparecen los precios correspondientes al relleno de excavación para estructuras, en capas de 20 cm. de espesor compactados con pisón, al 90% Proctor, la especificación de los precios anotados, también incluyen todos los acarreos y solamente son de aplicación para volúmenes menores de 50 mts.^{3}

Para volúmenes mayores de 50 mts^3 se prohibe el uso de pisón en las compactaciones y el contratista debe usar rodillos vibratorios para alcanzar el 90% Proctor, consecuentemente los precios son diferentes.

Por último debo aclarar que todos aquellos precios en los que no figura el acarreo libre de 10 mts., el precio incluye el acarreo a la longitud necesaria que es el caso de los rellenos con tierra limpia producto de un banco fuera de la obra, así como también cuando se emplea tepetate, aclarando que en las matrices de estos precios también incluyen los costos de adquisición.

El tabulador limita los rellenos y sus compactaciones en cepas de ancho menor a los 3 mts. y por consiguiente cuando se presentan casos de rellenos y compactación en anchos mayores, los precios serán de estudio especial.

ING. MANUEL LOPEZ CASTILLO

México, D. F., febrero de 1979.

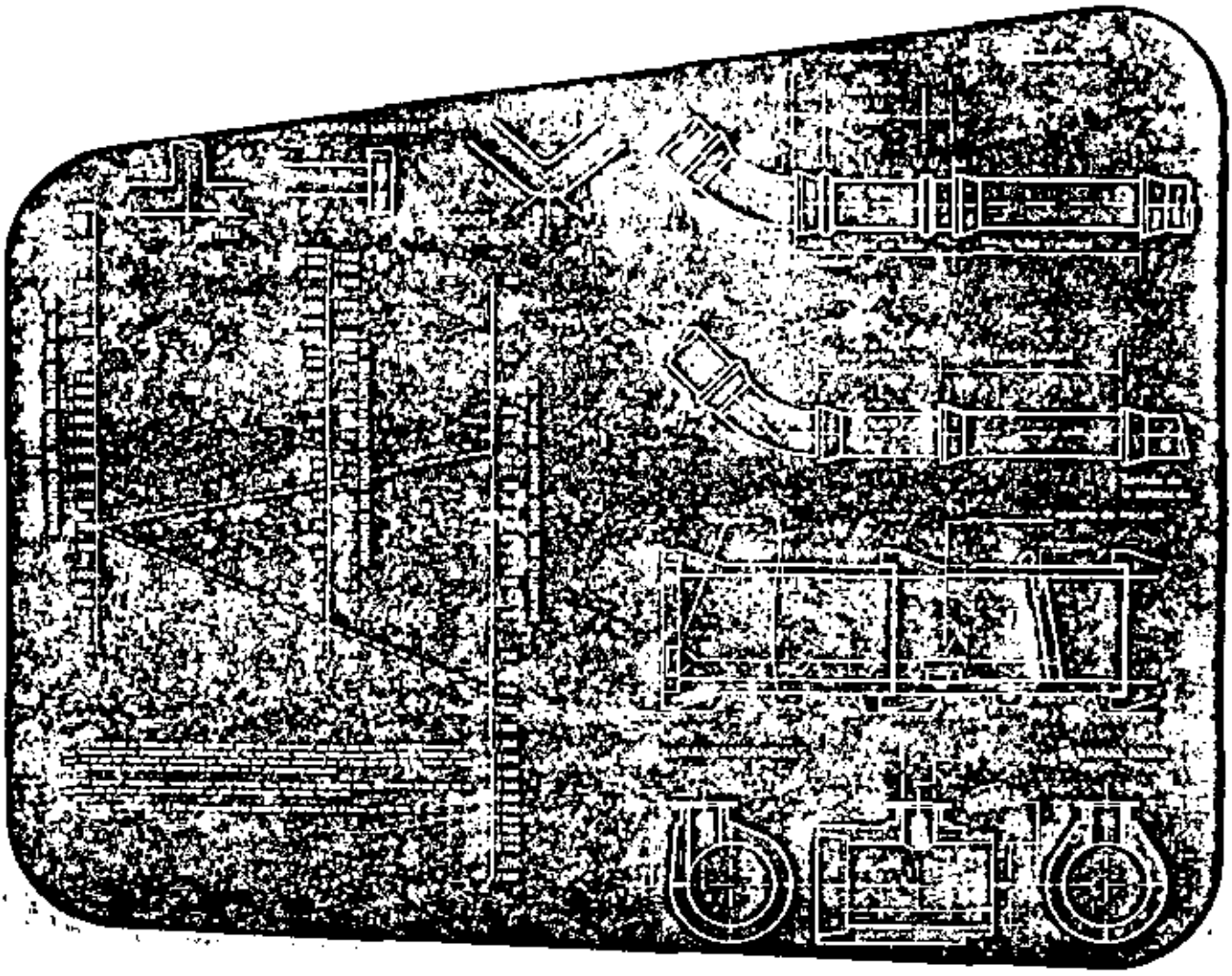
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES DE OBRAS HIDRAULICAS
U R B A N A S

-- TENDIDO DE TUBERIAS --

FEBRERO, 1979

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 primer piso México 1, D. F. Tel: 521-40-20



DATOS TECNICOS

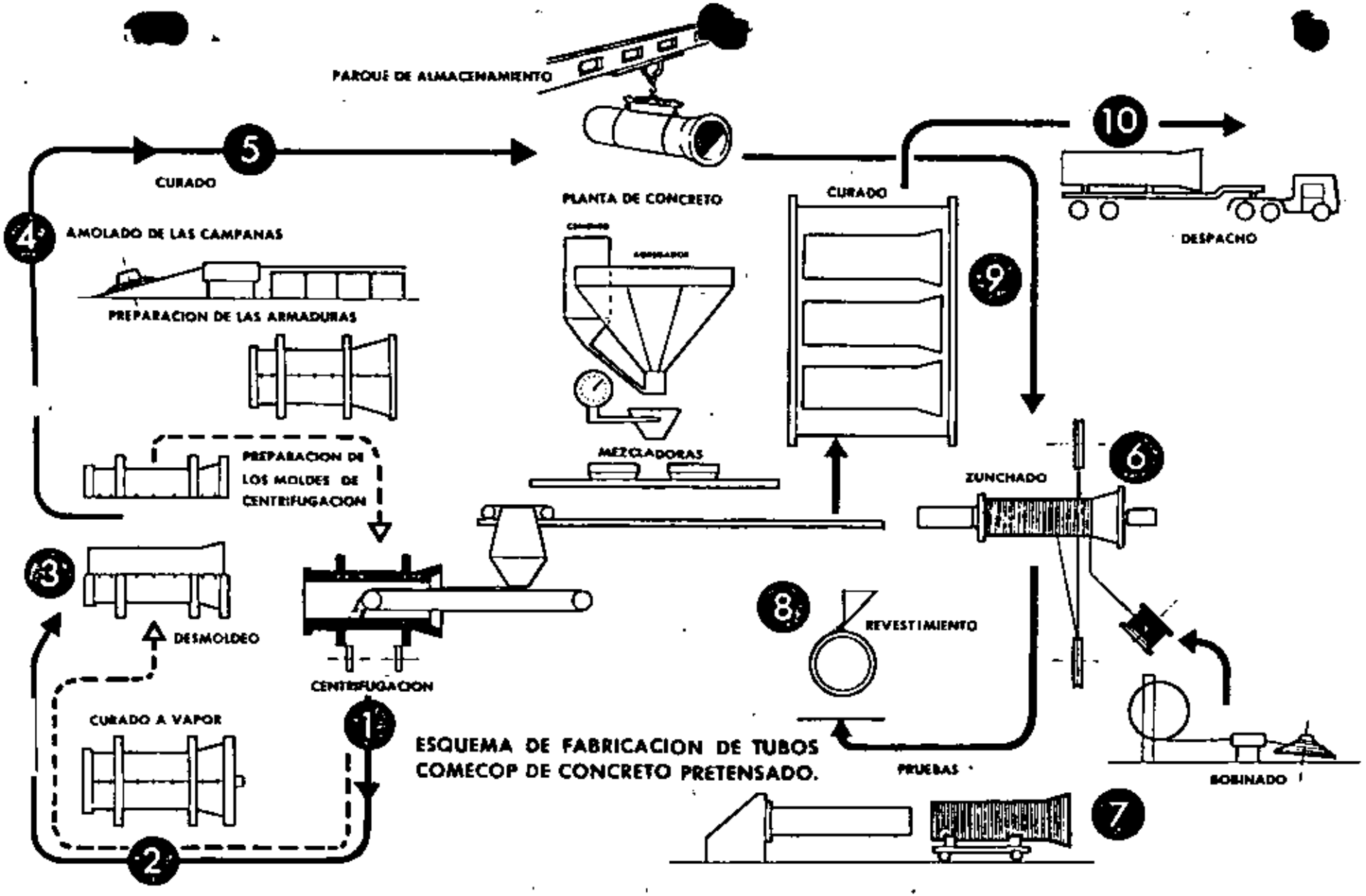
SOBRE TUBERIAS DE CONCRETO PRETENSADO.

COMECOP

COMPAÑIA MEXICANA DE CONCRETO PRETENSADO COMECOP, S. A. de C. V.

OFICINAS EN MEXICO, D. F.
Río Marne 17, 6o. Piso, Z. P. 5
Teléfonos 5 46 09 44 y 5 66 46 88
Planta: Km. 49.5 Carretera a Pachuca
Ciudad Industrial TIZAYUCA, HGO.

DTC 75-01



ESQUEMA DE FABRICACION DE TUBOS COMECOP DE CONCRETO PRETENSADO.

I INTRODUCCION

Las conducciones a presión para el abastecimiento de agua en las poblaciones que por su crecimiento tienden a demandas cada vez mayores, requieren tuberías que garanticen plenamente las condiciones técnicas y económicas que se plantean en la transportación de los grandes volúmenes de agua para satisfacerlas.

La Compañía Mexicna de Concreto Pretensado COMECOP, S.A. de C.V., pone a la disposición de la técnica mexicana, la experiencia que por conducto de las sociedades: SOCEA y BONNA ha adquirido; empresa cuyas primeras fabricaciones de tubo pretensado se remontan a 1937 y que en el transcurso de los años han desarrollado la creación de fábricas en varios países del mundo.

Los tubos de concreto pretensado, fabricados ahora en México, ofrecen entre otras ventajas:

—Un coeficiente de escurrimiento óptimo y permanente, debido a la tersura de sus paredes interiores obtenidas en su fabricación por centrifugación o colado vertical.

—Una resistencia a todas las presiones y cargas requeridas, producto del empleo en su fabricación de concretos de alta resistencia y al proceso de pretensado en el acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal.

—Una facilidad en su instalación al emplearse para las uniones la junta de hule autocentrable, que además de asegurar una hermeticidad absoluta, otorga flexibilidad en las instalaciones.

—Una larga vida, porque las tuberías son altamente resistentes a la corrosión, ya que el concreto cubre totalmente los refuerzos de acero, tanto en los tubos como en las piezas especiales.

II TUBOS COMECOP

a) CONCEPCION DEL TUBO COMECOP

Constitución del Tubo

La fabricación del tubo COMECOP comprende tres operaciones principales:

1. Producción de un **tubo primario** provisto de alambres de pretensado longitudinal.
2. Zunchado del tubo primario por enrollamiento bajo tensión controlada de un alambre de acero que produce el **pretensado transversal.**
3. Protección del zunchado por una capa de concreto de revestimiento.

Las dos extremidades de un tubo se elaboran con precisión para recibir un anillo de elastómero y constituir una junta flexible autocentrante.

Resistencia a la corrosión

La combinación del concreto y del acero es una unión feliz. El concreto, medio alcalino (pH cercano a 12) coloca al hierro en un estado "pasivizado" al abrigo de la corrosión.

La alta calidad del concreto debe permitir prolongar esta "pasivación" con el tiempo:

— El concreto del tubo primario asegura la protección de los aceros contra el agua transportada.

— El concreto de revestimiento proteje los mismos aceros contra los agentes corrosivos del terreno atravesado.

Sistemas de Fabricación

El tubo primario puede ser producido por centrifugación en moldes horizontales o por colado vertical.

La centrifugación y la fabricación de los tubos en posición horizontal constante es el procedimiento normal para los tubos hasta de 2100 mm. de diámetro.

El colado vertical es el procedimiento normalmente adoptado para los tubos primarios de mayor diámetro.

El colado vertical de los tubos primarios puede ser seguido de operaciones de zunchado y revestimiento realizadas sobre tubos bien sea en posición horizontal o vertical.

En texto posterior, la descripción de los procedimientos de fabricación se refiere al sistema más extendido, es decir a la centrifugación para los tubos primarios, seguida de zunchado y de revestimiento sobre tubos en posición horizontal.

Cemento

El cemento normalmente utilizado es del tipo Portland, ordinario o de alta resistencia inicial.

En caso de riesgo de corrosión por las aguas y los terrenos sulfatados, se recomienda usar cemento Portland de baja alumina (tipo V - norma mexicana).

Agregados

La arena empleada en la confección del concreto debe ser preferentemente silícea natural, pero arena procedente de molienda es utilizable.

La limpieza de la arena es esencial.

La grava para el concreto primario proviene de piedras duras (cantos rodados) o rocas trituradas. En este último caso los elementos deben ser de forma regular y presentar un coeficiente volumétrico superior a 0,15, cumpliendo con todas las normas DGN al respecto. La dimensión máxima de la grava varía con el espesor de la pared de los tubos primarios las clases granulares frecuentemente utilizadas son 8-16 y 10-20 mm.

La gravilla para concreto de revestimiento proviene igualmente de piedras duras rodadas o triturdas; la dimensión máxima de los elementos queda comprendida entre 6 y 8 mm.

Composición y características de los concretos

El concreto primario se dosifica en general a 425 Kg. de cemento por metro cúbico compuesto con el mínimo de arena compatible con la trabajabilidad necesaria para aplicarse.

Después de la centrifugación o del colado vertical, los concretos de tubos COMECOP presentan una resistencia al aplastamiento:

a los 7 días de $\geq$ 400 Kg/cm²
a los 28 días de $\geq$ 500 Kg/cm²

El concreto de revestimiento se dosifica en general con 450 Kg. de cemento y se mezcla con un mínimo de agua para su aplicación por vibración de alta frecuencia.

La resistencia a la compresión (aplastamiento) usualmente obtenida es:

a los 7 $\geq$ días 400 Kg/cm²
a los 28 $\geq$ días 500 Kg/cm²

Acero de Pretensado

Los alambres de pretensado son de acero de alto contenido de carbono, tratados para alcanzar gran resistencia mecánica.

En la fabricación del tubo COMECOP se utilizan normalmente:

— para el pretensado longitudinal: alambres lisos o ligeramente entallados de diámetros de 5 a 8 mm.

— para el zunchado: alambres lisos de diámetro de 4 a 9 mm.

La resistencia a la ruptura es generalmente alrededor de 160 Kg/mm².

Cumplen las normas DGN-B-293-1968, ASTM A-421, A-570 y British Standard 269 1969.

FABRICACION DE LOS TUBOS COMECOP

Una planta de tubo COMECOP centrifugado consta de dos secciones distintas:

— la cadena primaria
que está constituída por el circuito de moldes de donde salen los tubos primarios pretensados longitudinalmente

— la cadena secundaria
donde entran los tubos primarios y de donde salen los tubos terminados después de las operaciones de zunchado, prueba hidráulica y revestimiento

A continuación examinamos brevemente las principales operaciones:

Cadena Primaria

- Armadura del pretensado longitudinal — Fig. 2

El alambre de acero generalmente de diámetro 5 a 8 mm. es enderezado y cortado en largos exactos para constituir los monofilamentos ó generatrices del pretensado. Cada extremidad es roscada por rolado lo que preserva la plena resistencia del alambre.

- Tensado — Fig. 3

Los monofilamentos están provistos de una tuerca en sus extremos roscados y colocados en tensión entre los anillos situados en los extremos de los moldes de centrifugación. La puesta en tensión se efectúa con gato hidráulico a una tensión próxima al 80% de la resistencia a la ruptura del acero.

- Centrifugación — Fig. 4

El molde de centrifugación girando a baja velocidad recibe el concreto distribuido por una banda transportadora. Fig. 4B
Después de distribuido el concreto, la rotación a gran velocidad somete al concreto a una aceleración centrífuga que alcanza 30 a 50 veces la gravedad.
Simultáneamente las ranuras repartidas de la máquina de centrifugar provocan una vibración intensa según una gama extensa de frecuencias de hasta 12,000 ciclos por minuto.
Bajo la acción conjugada de la vibración y de la centrifugación el concreto se compacta perfectamente y se libera del agua en exceso. Al fin de la operación la relación Agua/Cemento (A/C) se aproxima a 0.30

En diámetros superiores a 2.100 mm., el tubo primario-pretensado longitudinalmente se produce por colado vertical compactándose el concreto por vibración de alta frecuencia. Fig.7

- Estufado

Después de la centrifugación el fraguado del concreto se acelera por un tratamiento de

vapor. El tiempo de pre-fraguado, el incremento de temperatura y la temperatura máxima son establecidos con valores tales que el tubo primario puede ser desmoldeado 4 ó 5 horas después de la centrifugación o del colado vertical, sin comprometer las características mecánicas finales del concreto.

- Desmoldeado

  Después del estufado, habiendo alcanzado el concreto una resistencia no menor de 200 Kg/cm² suficiente para permitir el manejo del tubo, se abre el molde.

  Al comienzo de la operación el esfuerzo de los monofilamentos bajo tensión son transferidos del molde al concreto.

  Las tuercas al extremo de los alambres y los anillos de repartición contra las tuercas aseguran un anclaje positivo de los alambres y un pretensado efectivo lo más próximo a la extremidad de los tubos.

- Rectificado Fig. 5

  Después del desmoldeo el tubo primario pasa a un rectificado con ruedas de esmeril del interior de la campana a fin de calibrar y mejorar el estado de la superficie sobre la cual se deslizará la junta de hule de sello.

- Patio Primario

  Los tubos son depositados en un patio primario por un período de algunos días —habitualmente una semana— en el curso del cual el concreto adquiere el grado de resistencia requerido.

  Al llegar al patio primario los alveolos de las extremidades del alambre de pretensado son tapados con mortero de cemento o de resinas epóxicas.

Cadena Secundaria

- Zunchado Fig. 6

  El tubo primario, suficientemente "maduro" puede ser zunchado desde que la resistencia al aplastamiento del concreto primario llega a ser el doble de la prefatiga transversal a que va a ser sometido.

  Esta prefatiga inmediatamente después del zunchado se limita normalmente a 250 K/cm² pero valores superiores, hasta 300 Kg/cm² pueden ser alcanzados excepcionalmente.

  En el curso de la operación de zunchado, el tubo animado de un movimiento helicoidal recibe un enrollado contínuo de alambre pretensado sometido a una tensión usualmente igual a 80% de la resistencia a la ruptura.

  La selección del diámetro del alambre y el paso de enrollamiento determinan el nivel de pretensado.

  El circuito en el curso del cual el alambre recibe su tensión de un contrapeso es una peculiaridad del sistema COMECOP.

  Este dispositivo asegura:

  — La tensión del alambre bajo un amplio radio de curvatura para mantener la integridad del alambre.

  — El mínimo de esfuerzos de flexión sobre el tubo.

  — El zunchado con un mínimo de potencia.

- Prueba Hidráulica

  Cada tubo zunchado es sometido a la prueba hidráulica que tiene por objeto comprobar:

  — la resistencia mecánica del acero y del concreto.

  — la estanqueidad del tubo primario.

  En esta etapa, los materiales son sometidos a fatigas al menos iguales a las que sufrirán posteriormente en servicio.

- Revestimiento Fig.8

  Tan pronto como sea posible, después del zunchado y de la prueba hidráulica, el tubo pasa a la máquina de revestir.

En rotación lenta, el tubo recibe una capa de concreto con un mínimo de agua vibra a alta frecuencia (9,000 a 12,000 ciclos por minuto). El concreto desaereado y fluidi cado por la alta frecuencia, recubre perfectamente el acero del zunchado.

El espesor de la capa de revestimiento se regula para obtener habitualmente una c bierta mínima de 19mm. por encima de las espiras del zunchado.
Este espesor puede ser aumentado para incrementar la protección.

Anillo de Sello

El anillo de sello es un elastómero fabricado y controlado siguiendo rigurosas espe ficaciones.
La junta queda constituída por un anillo colocado en la ranura del extremo macho d tubo a tensión.
El anillo así encajado sobre el extremo macho es comprimido por deslizamiento en campana ó extremo hembra. Para permitir el deslizamiento, el enchufe se lubrica con bón vegetal.

APLICACIONES DEL TUBO COMECOP

La serie de diámetros va de 750 a 4,000 mm. y el largo útil de las piezas normales 5 a 7 m.
Lo más usual es utilizar el tubo COMECOP para conducciones de agua. En la serie no mal el tubo COMECOP tiene un espesor primario

$$ep = 0{,}05\ Di + 10\ mm$$

(Di diámetro interior)

y un espesor mínimo de revestimiento de 25 mm.

Esta serie aporta la solución de la mayoría de las conducciones de agua, alcanzando presión de prueba en planta 22-24 Kg/cm² y la presión de servicio 15 a 16 Kg/cm².

Para las presiones superiores es suficiente incrementar el espesor primario. En tal caso tubo de zunchado simple (una capa).

Diámetro interior Di, cm.
puede ser fabricado para una presión de prueba en planta
Pp en Kg/cm².
tal que el producto Pp x Di iguale a 6,000 (Pp en Kg/cm² & Di—cm)

$$Pp \times Di = 6{,}000$$

Se recomienda para efectos de proyecto, considerar como presión de trabajo (c relleno en zanja de 1,50 m) 2/3 de la presión de prueba en planta.

Dicho de otra forma, un tubo de diámetro interior 1,500 mm. ó 150 cm. podría s calculado para una prueba hidráulica de 40 Kg/cm². Un espesor primario de alreded de 150 mm. sería suficiente.

Presiones todavía más altas son posibles si se recurre al zunchado en doble capa o alambre pretensado ó al zunchado por cable.

En 1952 extensas pruebas conducidas por un laboratorio independiente de hidráuli en una conducción de 1,100 mm. particularmente importante han permitido la medici precisa de la rugosidad hidráulica de tubos centrifugados o de colado vertical en se vicio.
Esta rugosidad se traduce por el coeficiente K = 0.000062 m ó 0.062 mm. en la fórmu de Colebrook. Se recomienda utilizar K= 0,1 para los estudios de proyectos.

El tubo COMECOP puede ser igualmente utilizado en alcantarillados bajo presión.

Para las conducciones de gran diámetro, las cargas exteriores son frecuentemente más importantes para la determinación del pretensado transversal que la presión interior.

En tal caso, es racional y económico emplear tubos de concreto pretensado.

Finalmente se debe recalcar que una planta COMECOP puede producir al mismo tiempo que tubos de presión:

— tubos de concreto armado de alta calidad, para alcantarillado o cubierta de conducciones que crucen vías férreas.
— tubos de concreto armado para bajas presiones
— canaletas semicirculares pretensadas longitudinalmente para sistemas de riego.

En conclusión, el sistema COMECOP es aplicable donde quiera existan necesidades importantes de equipo hidráulico para conducción y distribución de agua potable, para riego, para alcantarillado y para evacuación de aguas residuales industriales.

CARACTERISTICAS DE LOS TUBOS GOMECOP - DIAMETROS DE 750 A 2100 mm.

			750	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100
Di.	DIAMETRO INTERIOR (SERIE NORMAL I)	mm.	770	920	1020	1120	1220	1320	1400	1520	1620	1720	1820	1920	2020	2120
Dc.	DIAM. EXT. TUBO	mm.	920	1084	1194	1304	1414	1524	1614	1744	1854	1964	2074	2184	2294	2404
Dt.	DIAM. EXT. CAMPANA	mm.	1120	1317	1427	1537	1682	1792	1877	2034	2144	2277	2387	2522	2632	2742
L.	LONGITUD CAMPANA	mm.	817	817	817	817	933	933	911	1008	1008	1086	1086	1172	1172	1172
Lt.	LONG. TUBO TOTAL	mm.	7131	7131	7131	7131	7148	7148	7148	7161	7161	7173	7173	7188	7188	7188
	PESO TOTAL DE UN TUBO (SERIE NORMAL I)	kg.	3850	5250	6065	7140	8150	9240	10000	11650	12880	14280	15765	17290	18900	20540
De.	DIAM. TEORICO ENCHUFE	mm.	927	1092	1202	1312	1423	1533	1623	1754	1864	1975	2085	2195	2305	2415
Dm.	DIAM. TEORICO TALON DE JUNTA	mm.	923	1086	1196	1306	1416	1526	1616	1746	1856	1966	2076	2186	2296	2406
a	PROFUNDIDAD TEORICA ENCHUFE	mm.	141	141	141	141	158	158	158	171	171	183	183	198	198	198
j	JUEGO DE ENCHUFE TEORICO	mm.	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
b	PENETRACION TEORICA	mm.	96	96	96	96	110	110	111	120	120	130	130	141	141	141
	DEFLEXION MAXIMA	°	1°45'	1°40'	1°35'	1°30'	1°25'	1°25'	1°29'	1°15'	1°10'	1°05'	1°	1°	0°55'	0°50'
	DEFLEXION 2/3 α	°	1°10'	1°07'	1°03'	1°	0°57'	0°57'	0°53'	0°50'	0°46'	0°43'	0°40'	0°40'	0°37'	0°33'
c	DESENCHUFE LINEAL	mm.	15.7	17.9	18.7	19.5	20.2	21.9	21.9	22.1	21.8	21.5	21.1	22.3	21.7	20.3
R	RADIO DE CURVATURA	m.	344	359	382	401	422	422	453	482	523	560	602	602	650	729
	DEFLEXION α/2	°	0°52'	0°50'	0°48'	0°45'	0°42'	0°42'	0°40'	0°38'	0°35'	0°32'	0°30'	0°30'	0°27'	0°25'
c	DESENCHUFE LINEAL	mm.	11.6	13.4	14.2	15.6	14.9	16.1	16.5	16.6	16.5	16.2	15.9	16.8	15.9	15.4
R	RADIO DE CURVATURA	m.	462	482	501	535	573	573	602	642	688	742	802	802	891	962
d	DIAM. SECCION JUNTA DE HULE	mm.	20	22	22	22	24	24	24	26	26	28	28	30	30	30
Di.	DIAMETRO INTERIOR (SERIE REFORZADA II)	mm.	750	900	1000	1100	1200	1300	1380	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100
	PESO TOTAL DE UN TUBO (SERIE REFORZADA II)	kg.	4400	5800	6800	7850	8800	10000	10800	12500	13850	15250	16900	18750	20650	22510

V INSTALACION

a) Transporte

Los tubos se llevan al lugar de utilización en camiones dotados de medios autónomos de descarga (Malacates y poleas) y para estas maniobras son necesarios por lo menos dos operarios.

Desde luego que la descarga deberá efectuarse en los puntos cercanos a la obra y a caminos transitables en todo tiempo, en donde se almacenarán para su uso. El traslado de los almacenes hasta el lado de la zanja se efectuará en carretas jaladas por tractores. Es muy importante depositar el tubo al lado de la zanja con las campanas en la posición del sentido en que se efectuará la instalación.

b) Excavación de zanjas

En tierra blanda, los trabajos de excavación preceden normalmente a los trabajos de instalación por pocos días; por el contrario:

—En terrenos movedizos, la excavación precede inmediatamente a la instalación. En estos terrenos, las zanjas se amplían a partir de la parte superior del diámetro del tubo, para evitar desprendimientos de tierra en las paredes de la zanja, e incluso se hará necesario en algunas ocasiones el uso de apuntalamientos, lo cual reduce el ritmo de la instalación.

c) Trabajos de instalación:

Estos trabajos se realizan en las siguientes operaciones sucesivas:

1) Regularización del fondo de la zanja.
2) Descenso del tubo — Colocación de la junta — Inspección de la unión.
3) Relleno de la zanja.

1) Regularización del fondo de la zanja:

La cota del fondo de la zanja corresponde a la generatriz inferior de la envoltura exterior del tubo, por lo que deberá afinarse el fondo con esta cota, de acuedo con los datos topográficos de nivelación.

Para el alojamiento de la campana y del cable que sostiene el tubo en su descenso, se hacen dos zanjas transversales en el fondo de la zanja.

El ancho de la zanja se calcula, aumentando 60 cms. al valor del diámetro exterior del cuerpo del tubo que va a instalarse.

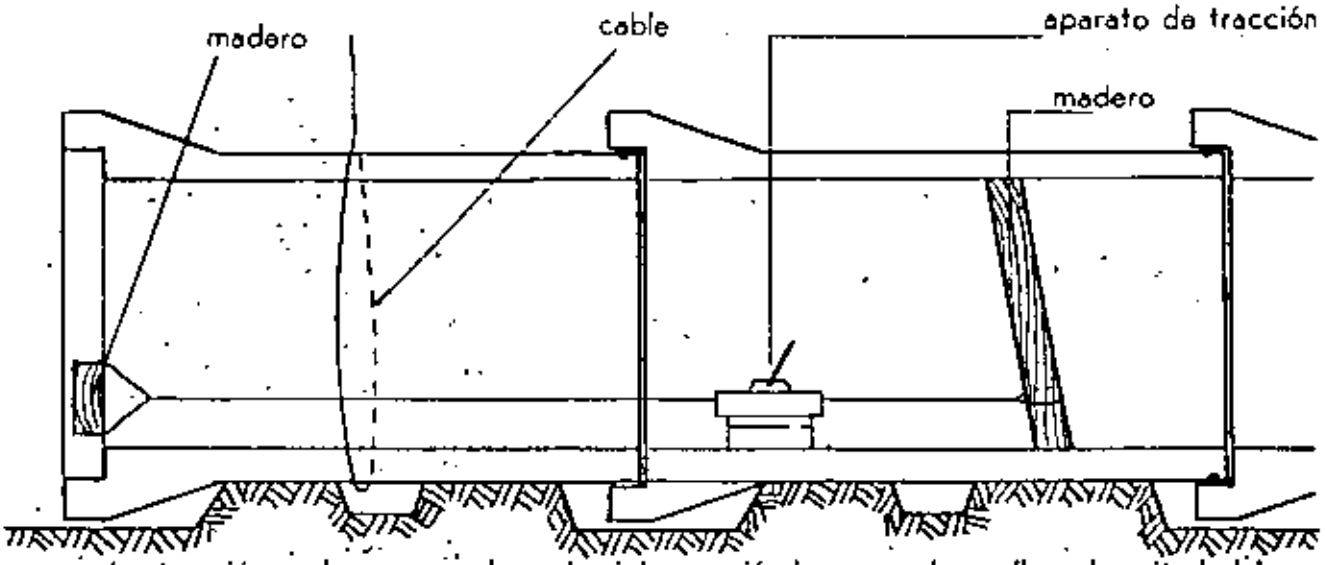
Es necesario usar un material adecuado como cama de apoyo, y en terrenos rocosos se deberá profundizar la zanja unos 15 cms. de la cota teórica del fondo y rellenar este excedente con arena o gravilla, para evitar el contacto del tubo con el terreno rocoso.

2) Descenso del tubo — Colocación de la junta — Inspección de la unión.

Se usan unas grúas o polipastos para colocar el tubo en la zanja; se acomoda una eslinga en el centro de gravedad del tubo, se levanta un poco para colocar el anillo de sellamiento dentro de la ranura del extremo macho y para impregnar con agua jabonosa — no cáustica — el interior de la campana; se hace descender el tubo hasta llegar a la altura del extremo macho del último tubo instalado en zanja, el cual estará provisto en su interior de un madero transversal, como muestra la figura, que servirá como apoyo para el mecanismo de tracción.

Se aproxima el tubo a instalar hacia el extremo del tubo ya instalado, hasta que el anillo de hule haga contacto en toda su circunferencia y se verifique que ambos tubos están en el mismo eje: ésta inspección antes del enchufe tiene mucha importancia, ya que en la marcha de las operaciones posteriores se evitarán pérdidas de tiempo.

Se coloca el aparato de tracción sujeto entre el madero ya descrito y otro madero que se colocará atravesado en la campana del tubo a instalar, como muestra la figura.



La tracción se hace pausadamente, interrumpiéndose cuando se lleva la mitad del camino por recorrer, para verificar la perfecta colocación del anillo de hule dentro de la ranura correspondiente.. Es suficiente hacer esta operación en forma manual, verificándose que existe perfecto contacto del anillo con el contorno interior de la campana.

Finalmente se hace llegar el tubo hasta su posición final, o sea dejando un espacio entre el extremo macho y el interior de la campana (10 mm.);cuando se necesita dar una deflexión, se procederá a retroceder una distancia adecuada, se efectúa la deflexión y se verifican en el interior las medidas correctas de los juegos entre macho y campana para la deflexión que se está ejecutando.

Hasta este momento podrá soltarse la suspensión de la grúa o polipasto y retirar la eslinga, verificando que el tubo esté en la cota prevista y apoyado en toda su longitud y que no se desplazó por efecto de tracción en el eje longitudinal; si hubo algún desplazamiento, manténgase de nuevo tensado el cable del aparato de tracción y efectúese un relleno apisonado corrigiendo el desplazamiento y logrando ésto, se afloja de nuevo la tensión y se prepara una nueva operación de acoplamiento.

Cuando la pendiente de la conducción es muy grande, la instalación podrá hacerse como sigue:

Los tubos serán depositados en un punto alto; se instala una vía de 60 cms. en el fondo de la zanja, por donde serán deslizados, teniendo las campanas adecuadamente orientadas, hacia abajo, los tubos montados sobre unos carros que se sustentarán con un cable operado con un malacate situado en la parte alta, para regular el deslizamiento; estos carros serán de altura regulable, para poder hacer el acoplamiento.

El procedimiento de enchufe se hará como ya se ha indicado; el juego que se deja entre macho y campana deberá rellenarse con mortero seco, para evitar el deslizamiento de los tubos hacia abajo.

d) Relleno:

El relleno de zanjas se podrá efectuar tan pronto como se termine el enchufado; no es necesario adoptar precauciones especiales, solamente evitar el choque sobre los tubos, de piedras mayores de 6 cms. aproximadamente. Cabe señalar que las disposiciones reglamentarias en los rellenos de tuberías metálicas no son aplicable en caso de tubos de concreto, dado su gran peso e inercia de sus paredes y revestimiento.

Deberá evitarse la entrada de agua a las zanjas que alojan tubos antes del relleno, para evitar su flotación; si se supone que la tubería puede flotarse, deberá ser debidamente anclada.

Cuando existe una exigencia de dejar las juntas visibles antes del relleno total, deberá

acumularse la tierra de este relleno de los espacios de las juntas, sobre el tubo y en la mayor longitud posible.

e) **Pruebas:**

Las tuberías son probadas en fábrica a presión interna. La prueba en zanja es una verificación suplementaria para asegurar el correcto funcionamiento de la conducción.

Los pasos subsecuentes que deberán efectuarse para la prueba son los siguientes:

1.—Llenar la conducción lentamente, purgando el aire que pudiera alojare.

2.—Levantar la presión desde el punto más bajo del tramo que se va a probar, a 2 Kg./cm², dejando esta presión una semana como mínimo a fin de permitir el colmatado de la tubería.

3.—Se purgará de nuevo el aire que pudiese tener y se procederá a levantar de nuevo presión hasta la carga prevista, anotándose hora y cantidad de agua inyectada.

Con la válvula cerrada, la presión bajará por la absorción del concreto y por las fugas de la conducción; déjese bajar la presión a 1 Kg./cm.² e inyéctese de nuevo agua hasta restablecer la presión fijada inicialmente; anótese de nuevo la hora y la cantidad de agua inyectada; la diferencia con la lectura anterior dará la pérdida de agua en un lapso determinado, permitiendo de esta forma calcular la pérdida teórica en 24 horas.

Cuando las pérdidas de agua están dentro de la tolerancia admitida, la prueba es satisfactoria.

4.—Prueba en 24 horas: concluida la prueba anterior, deberá permanecer el manómetro con la presión sostenida durante 24 horas al término de las cuales se inyectará y medirá el agua necesaria para reponer las pérdidas que acuse el manómetro al establecer la presión de prueba inicialmente admitida; esta cantidad de agua deberá ser igual o inferior en 24 horas al 1/1000 del volumen de la tubería.

MANUAL DE INSTALACION
TUBOS COMECOP.

INDICE

MANUAL DE INSTALACIÓN

I PREAMBULO

El presente trabajo tiene por objeto precisar las instrucciones generales para la instalación de tubos COMECOP.

TUBOS NORMALES

Los tubos normales tienen una longitud útil de 7 metros y la tabla de la fig. 1, detalla las dimensiones características de estos tubos así como el peso aproximado de cada elemento.

— TUBO COMECOP —

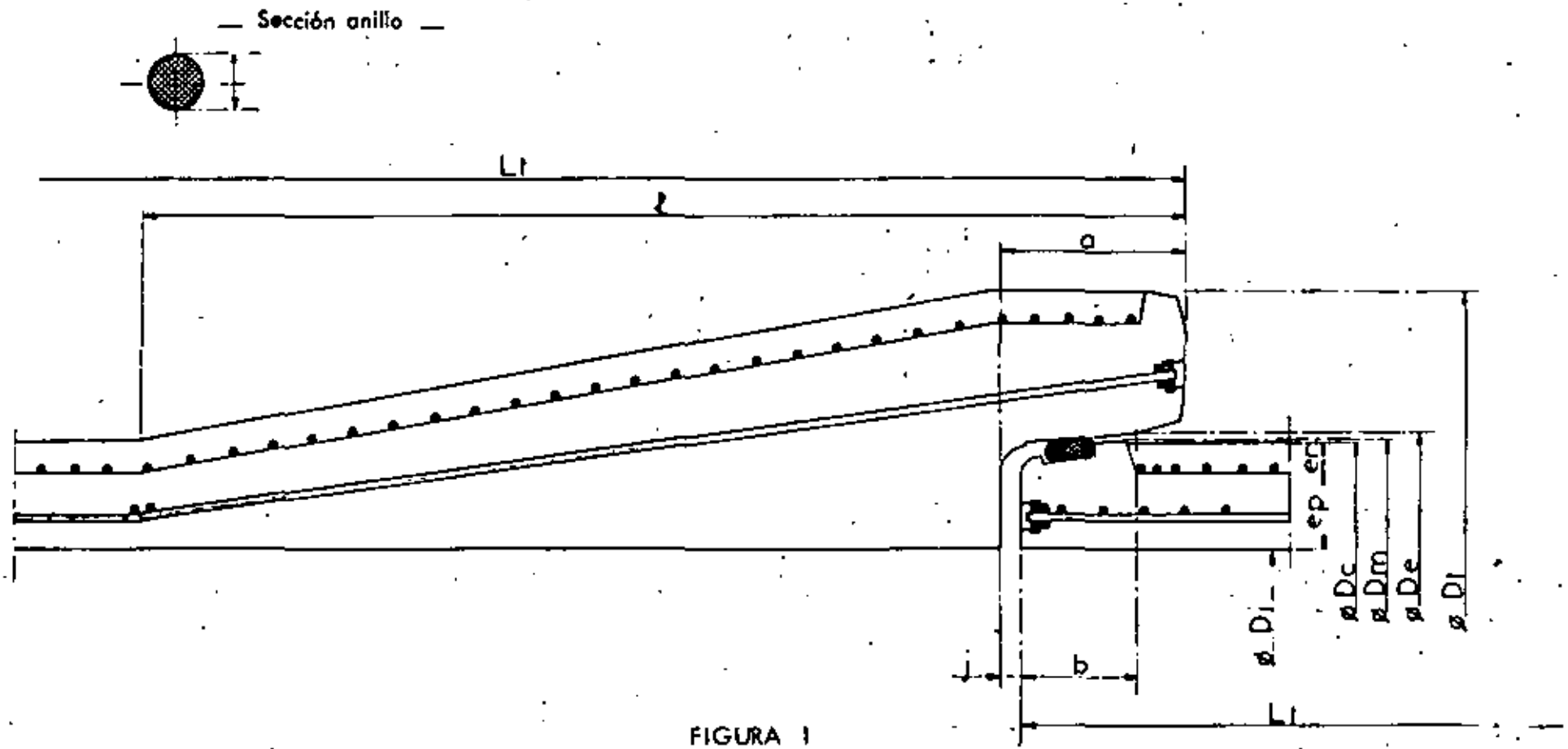


FIGURA 1

TUBOS ESPECIALES Y PIEZAS ESPECIALES

Una línea de conducción está necesariamente constituída por tubos normales conjuntamente con tubos especiales y piezas especiales..
La concepción o diseño de tubos especiales y piezas especiales puede dar oportunidad a numerosas soluciones variables.

JUNTAS

Cualquiera que sea el tipo de tubos especiales y piezas especiales las juntas de una línea de conducción pueden ser clasificadas en tres categorías:

1) Junta normal (macho y campana), constituída por un anillo tórico de hule COMECOP. Se trata de una junta flexible, capaz de deflexiones angulares y lineales dentro de los límites indicados. (Fig. 2).

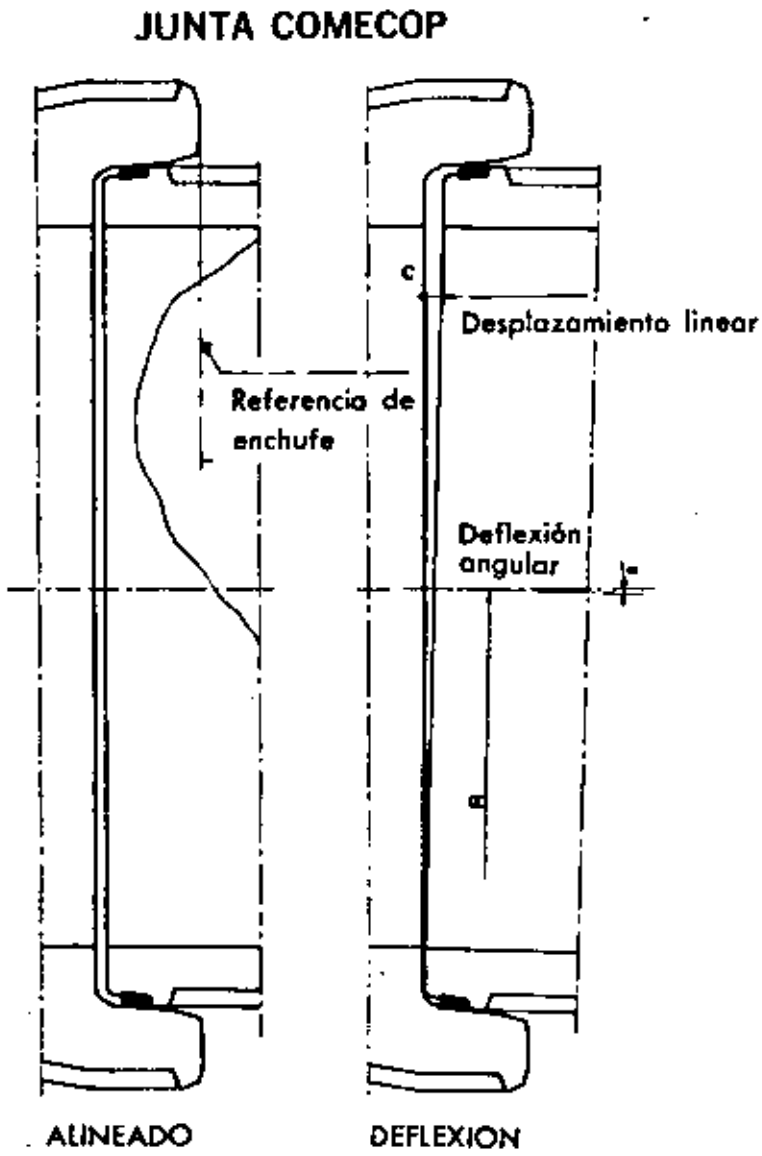


FIGURA 2

2) Junta mecánica (tipo similar a la Gibault), constituída esencialmente por un anillo de hule oprimido por medio de tornillos sobre los extremos de un barrilete metálico. Esta junta, si no está bloqueada, permite desplazamientos axiales relativamente importantes. (Fig. 3).

3) Junta de brida, constituída por el aplazamiento de una rondana de hule entre dos bridas metálicas atornilladas. Esta junta es rígida. (Fig. 3).

JUNTAS MECANICAS

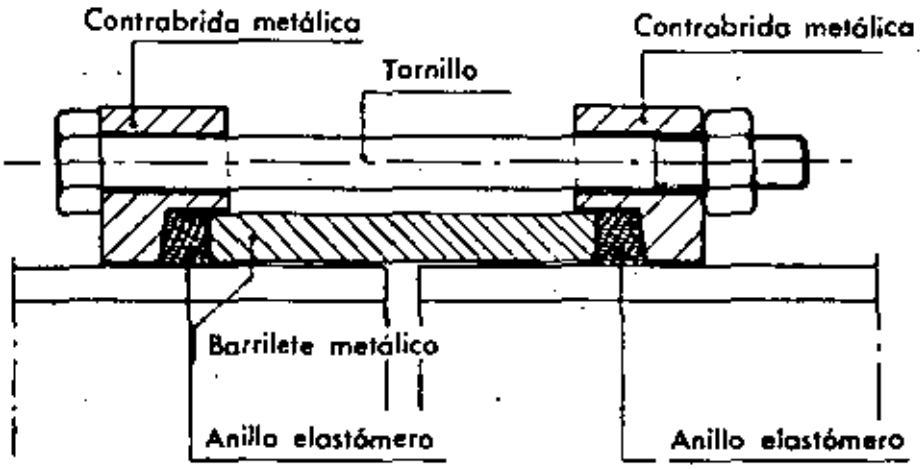


FIGURA 3

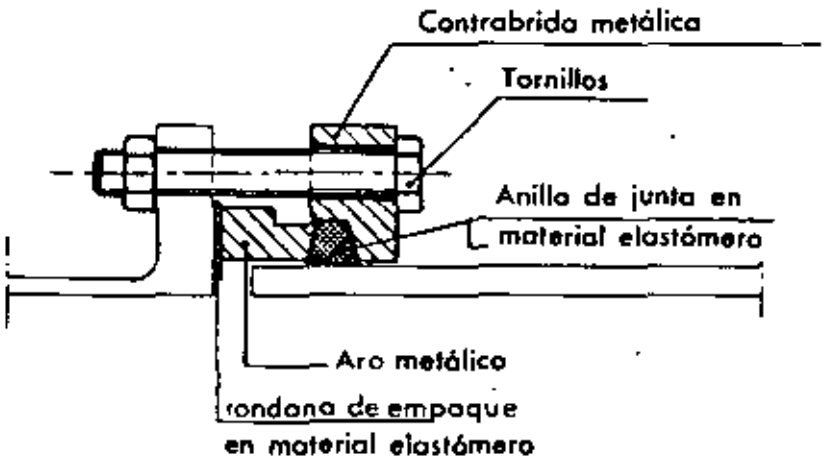


FIGURA 3'

II PUESTA EN OBRA DE LOS TUBOS

Generalidades

PROYECTO

Los documentos esenciales del proyecto para la puesta en obra del tubo son:

— El trazo en planta
— Perfil de la línea

El perfil de la línea define el trazo en el plano vertical del "hilo de agua", o generatriz inferior del cilindro interior del tubo.

ESTACADO

Los trazos en planta y perfil deben materializarse sobre el terreno, antes de la colocación por:

— Estacas en los vértices de la poligonal del trazo.
— Un estacado paralelo, es decir fuera del eje de la tubería que no sea afectado ni por la terracería excavada ni por la circulación a lo largo de la línea.

Además el jefe de la obra debe disponer de bancos de nivel en los vértices de la poligonal. Las estacas en los vértices de la poligonal deben ser niveladas frecuentemente con precisión para ser utilizadas como referencias.

PLAN DE EJECUCION

El jefe de los trabajos de colocación estará provisto del trazo en planta y del perfil de la conducción, que definan perfectamente, por referencia a los vértices de la poligonal y al estacado paralelo:

— El trazo en la planta con indicación de ángulos y curvas planimétricas
— El perfil del hilo de agua (o línea roja) con indicación de los niveles a intervalos de 50 metros como máximo y en particular:
— Los cambios de pendiente
— Las curvas altimétricas
— Las clases de tubos
— Los tubos especiales y las piezas especiales perfectamente señaladas.

ORGANIZACION GENERAL DE LOS TRABAJOS

Debiera ser inútil recordar que el programa del conjunto de los trabajos debe ser previsto para permitir el desarrollo sin interrupción de las tareas de colocación y luego las pruebas de recepción de la línea lo más pronto posible después de su instalación.

Conviene pues, prever cuidadosamente en particular:

— Las voladuras de rocas
— Las obras a construir previamente
— Las cajas de válvulas
— Cruces (corrientes de agua, vías férreas, caminos, etc.)
— Las obras a construir después de la instalación
— Atraques, anclajes...
— Pequeñas cajas de desfogue y ventosas

Estas disposiciones son válidas para cualquier tipo de conducción.
Los acueductos de concreto pretensado exigen además una particular atención sobre los siguientes puntos:

— Dirección del avance de colocación
— Relleno de la tubería

De ahí que los puntos de partida del tendido deben ser elegidos para permitir en todos los casos posibles:

— El tendido ascendente
— El llenado progresivo de la tubería tan pronto sea colocada.

Así pues, la colocación y por consecuencia el conjunto de los trabajos, deben ser organizados en función de:

— Las pendientes del terreno
— Los puntos de aprovisionamiento de agua.

DOCUMENTACION DE OBRA

Al término de los trabajos la entidad instaladora debe enviar al dueño de la obra un perfil demostrativo señalando el emplazamiento preciso de los tubos y piezas especiales debidamente numeradas.
Los reportes diarios de los diversos equipos y la bitácora de la obra deben consignar día por día:

— Las instrucciones recibidas
— El avance de los diversos trabajos
— Los incidentes que afecten la ejecución
— Las recepciones por tramos.

III TERRACERIAS

TERRENO - CAMINOS

La amplitud de la zona de trabajo depende evidentemente de:

— La cantidad de terracerías
— Los métodos adoptados para:
· Disposición de productos excavados
· Manejo y colocación de los tubos (Figs. 4 y 5)

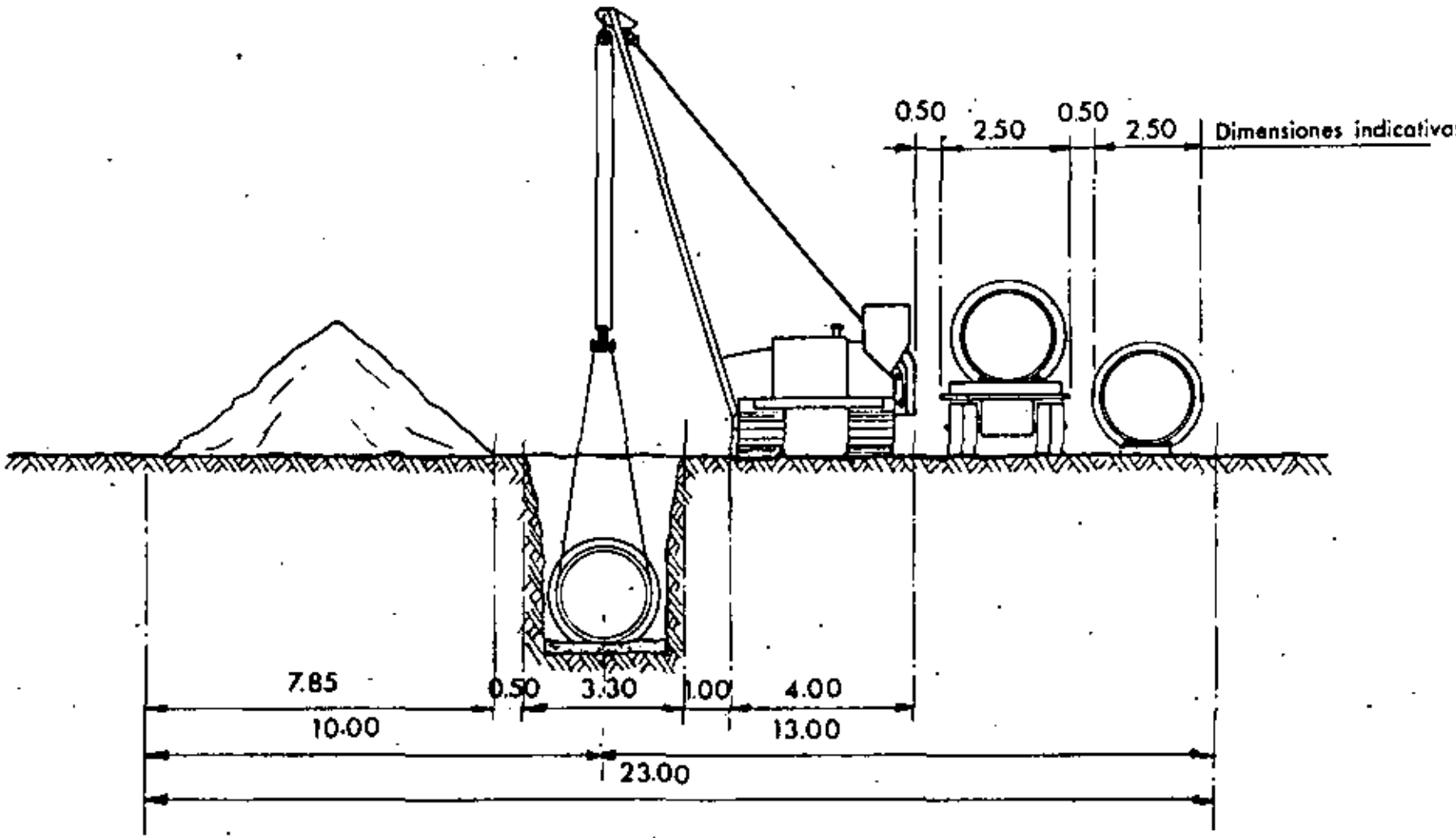
Las figuras 4 y 5 permiten determinar el ancho de la zona de trabajo de ejecución rápida en campo abierto para los tubos de la serie considerada (750 - 2100).

En este caso una pista de circulación suficiente para el acceso de camiones es preparada paralelamente a la zanja.

La pista de circulación y el camellón de material excavado se disponen a un costado u otro de la zanja de acuerdo con el mejor compromiso posible entre exigencias contradictorias que contemplan o plantean:

— Las vías de acceso
— Las pendientes transversales del terreno
— La protección contra escurrimientos de agua
— La eventual evacuación de las aguas bombeadas de la zanja.

COLOCACION DE TUBOS Ø 1800



TERRACERIA EN LA ZANJA

La figura 6 representa una zanja normal en buen terreno.

ZANJA

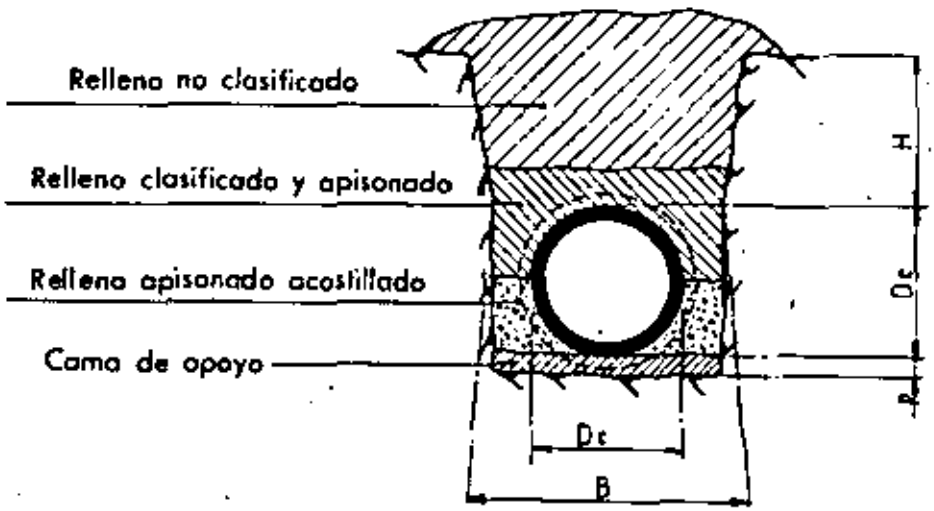
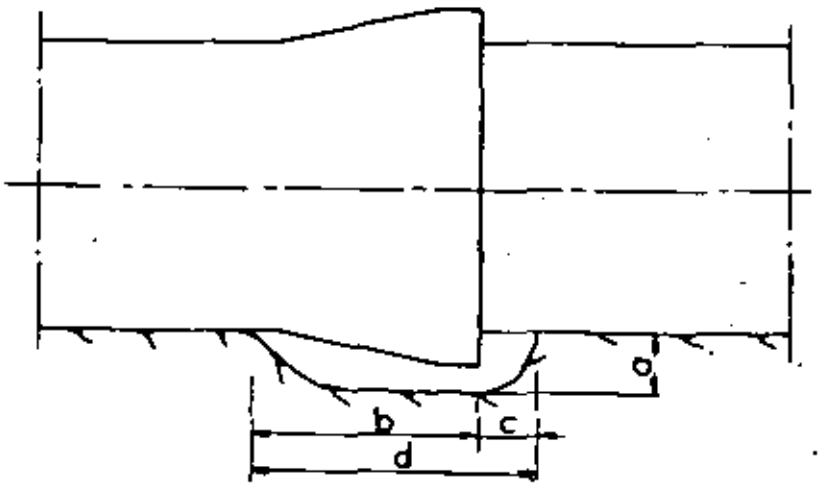


FIGURA 6

CONCHAS PARA ENCHUFE



Dimensiones aproximadas

DN	a	b	c	d
750 - 900	(cm.)	(cm.)	(cm.)	(cm.)
1000 - 1100	25	100	20	120
1200 - 1300 - 1400	27	115	20	135
1500 - 1600	29	120	25	145
1700 - 1800	31	130	25	155
1900 - 2000 - 2100	34	140	30	170

FIGURA 7

ANCHURA

El ancho libre al nivel de la generatriz superior del tubo debe ser: (Fig. 6 y 7)

— Suficiente para permitir la compactación del relleno de acuñamiento
— Justamente suficiente para no incrementar la carga del relleno sobre el tubo.

Los tubos de la serie COMECOP, son calculados normalmente para un ancho de zanja igual al diámetro exterior del cuerpo del tubo aumentado en 60 cms.
Así se deduce la siguiente tabla:

Diámetro nominal mm.	Diámetro exterior cuerpo del tubo cm.	Ancho nominal de zanja cm.
750	92	152
900	109	169
1000	120	180
1100	130	190
1200	141	201
1300	152	212
1400	163	223
1500	174	234
1600	185	245
1700	196	256
1800	207	267
1900	218	278
2000	229	289
2100	240	300

Por encima del tubo, en ausencia de entibado, que reduciría inevitablemente el ritmo de colocación, el talud de la zanja debe ser el mínimo compatible con la seguridad que ofrezca la resistencia del terreno.

PROFUNDIDAD

La altura del "hilo de agua", queda impuesta por el perfil de la línea el cual se estudia para asegurar una cobertura mínima especificada "H" sobre el tubo.

Este valor "H" se precisa considerando:

— Protección contra el hielo
— Condiciones de cultivo u otras encima de la tubería.
Se considera generalmente como mínimo una cobertura de 60 cm.

La sobreprofundidad "p", entre el tubo y el fondo de la zanja es función de:

— Los métodos de excavación
— La naturaleza de la cama, como se verá después

FONDO DE ZANJA - CAMA DE APOYO

La zanja no debe excavarse antes del mínimo tiempo posible previo a la colocación del tubo en función de:

— La capacidad del equipo de excavación
— El comportamiento del terreno

En terreno duro, las máquinas excavadoras deben excavar las conchas de enchufe.

El fondo de la zanja listo para la colocación del tubo presentará una superficie plana alineada con la cota del proyecto y discontinuada para dar lugar a:

— Una concha o nicho en el lugar de cada junta para permitir el enchufe
— Un hueco para permitir retirar los cables o eslingas de colocación

Entre la infinidad de casos posibles, mencionaremos cinco casos tipo de fondo de zanja:

1) (Fig. 8) Terreno homogéneo de buena capacidad de carga (tierra granular no coherente pero firme):
   · La excavación se realiza a profundidad lo más cercana de la cota del fondo de la zanja (p = 0)
   · El fondo de zanja se afina y las conchas o nichos se excavan después de emparejado el piso
2) (Fig. 9) Terreno moderadamente heterogéneo bastante bueno para cargas:
   : La excavación se realizará con una profundidad extra p = 10 cms. aproximadamente
   : La cama de tendido estará constituida por material suelto o granular cuidadosamente compactado y emparejado. Este material clasificado procederá de la excavación o de fuente ajena si lo excavado no lo proporciona en cantidad suficiente:

   a) Si la excavación se realiza mucho antes del tendido y la compactación se produce por aplanadora vibrante con gran avance, el fondo de la zanja se prepara con superficie continua y los nichos se excavan después.
   b) Si la ejecución del trabajo es inmediatamente antes del tendido, la base de apoyo del tubo estará constituída por dos banquetas por tubo.

3) (Fig. 10) Terreno rocoso:
   · La excavación se ejecutará con sobreprofundidad p = 15 a 20 cms. fuera de los nichos.
   · La cama de apoyo estará constituída por dos banquetas de piedra triturada o grava, con dimensión máxima de 6 cms.
4) (Fig. 11) Terreno poco resistente - Capacidad de carga mediocre:
   · La excavación se realizará con una sobreprofundidad p = 10 cms. aproximadamente
   · La cama de apoyo será formada por dos banquetas de material duro, gravilla y piedra triturada o grava con dimensión máxima de 6 cms., usando granulometría continua de preferencia.

ATENCION: La arena fina sola es peligrosa y debe proscribirse, podría por asentamiento desaparecer en el terreno blando, dejando el tubo sin asiento.

5) Terreno blando (coherente)
   Débil capacidad de carga.
   · La excavación se ejecuta con una sobreprofundidad p = 30 a 50 cms.
   · La cama de apoyo estará constituida por material duro en superficie continua interrumpida en los nichos o conchas. Para evitar que el terreno blando se remonte, colándose entre los elementos de la cama, el material duro será de granulometría sensiblemente continua hasta la máxima dimensión de 6 cms. (Fig. 12)

En el caso de terrenos aún más desfavorables que los cinco tipos aquí descritos (terrenos pantanosos, limo o légamo), es indispensable prever una verdadera obra para asentar el tubo: cama de piedras de gran espesor, losa de concreto o cimentación sobre pilotes.

RELLENO

RELLENO DE ACOSTILLADO

Inmediatamente después de la colocación, se debe imperativamente proceder al relleno de acostillado (hasta los costados del tubo).

Este relleno debe ser efectuado con un material homogéneo, granular o débilmente coherente, cuidadosamente retacado bajo el tubo y compactado a rechazo en toda su altura con la ayuda de medios mecánicos, de preferencia pisones neumáticos.

Ciertas especificaciones exigen una granulometría particular del material. Nosotros consideramos que no es deseable limitar la dimensión de los elementos más gruesos a menos de 6 cms. e insistimos en el hecho de que el balasto de piedra triturada o de cantos rodados constituye un excelente relleno de acostillado.

RELLENO CLASIFICADO COMPACTADO

La segunda fase del relleno consiste en recubrir el tubo hasta 30 cms. por encima de la generatriz superior. (Fig. 13)

Este relleno es bastante semejante al relleno de acostillado, en sus exigencias, pudiendo ser menores por lo que concierne a la calidad del material y su compacidad final.

RELLENO A GRANEL

El relleno se completa acabando de llenar la zanja con el material excavado no clasificado.
Salvo indicaciones específicas, este relleno no se compacta.
El material debe ser descargado en la zanja en forma progresiva sobre el tubo para evitar los efectos dinámicos de cargas importantes cayendo sobre la tubería.

RELLENO EN DOS ETAPAS

Las tres fases de relleno antes indicadas son ejecutadas sucesivamente cuando se rellena la zanja inmeditamente depués del tendido.
En el caso de requerirse que las juntas permanezcan expuestas hasta la prueba hidráulica de la línea, se efectuará inmediatamente después del tendido:

— El relleno de acostillado
— La parte del relleno apisonado
— La parte del relleno con material de excavación dejando un camellón sobre cada tubo

Estos camellones están destinados a lastrar los tubos y represar escurrimientos de agua en la zanja en caso de temporal o de inundación.
En los cruces con posibles cursos de escurrimientos, los camellones se continuarán hasta cubrir dos o tres juntas.

CAMA DE APOYO EN TERRENO BLANDO.

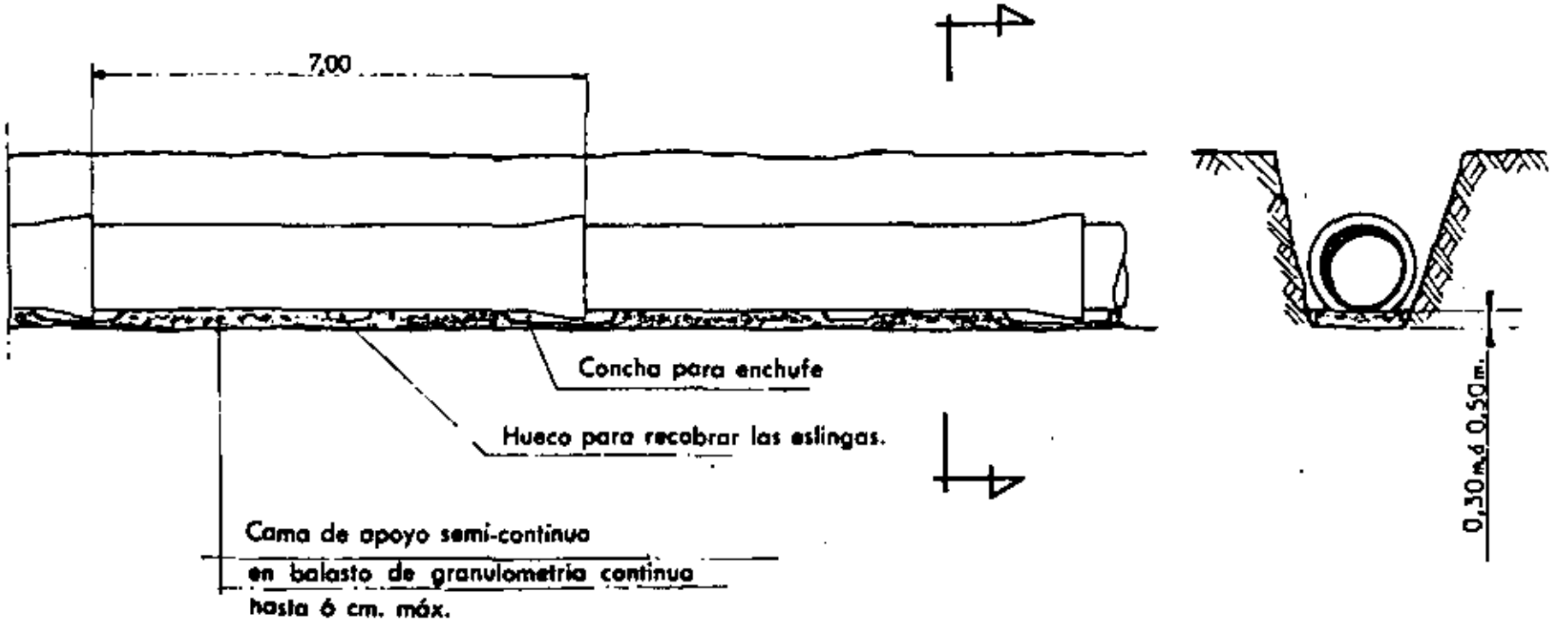


FIGURA 12

PROTECCION CONTRA LAS AGUAS

FLOTAMIENTO DE TUBOS

Todas las tuberías vacías flotan en una zanja inundada, aún las más pequeñas de diámetro: 750 mm. Además, los tubos a partir del diámetro 1500 mm., aún llenos de agua, pueden llegar a flotar en fango o barro fluido.

De ahí la necesidad imperativa de serias medidas de protección contra las aguas, desde la excavación hasta el relleno completo de la zanja.

AGUAS SUPERFICIALES

La zanja abierta debe ser protegida contra la inundación de aguas corrientes por todos los medios adecuados:

— Canalización, represado o desvío de los cauces
— Defensas de tierra o cunetas cuando las pendientes transversales son desfavorables
— Tapones no excavados en la zanja.

Al terminar el relleno, el exceso del excavado constituye un cordón más o menos contínuo en forma de camellón sobre la línea. Es necesario dejar espacios abiertos en este camellón para evitar la acumulación de aguas corrientes y la erosión o ablandamiento del relleno.

AGUAS SUBTERRANEAS

En los terrenos acuíferos la zanja no debe excavarse más que con un mínimo de antelación previo a la instalación.

La instalación de tubos COMECOP, sin exigir una zanja perfectamente seca, necesita el control de entradas importantes de agua sea por abatimiento de la napa, sea por achique.

DRENAJE

Cuando la línea está en pendiente y la zanja, aún rellena, es susceptible de colectar aguas superficiales o aguas subterráneas, se pueden producir condiciones detrimentales que afecten peligrosamente la cama de apoyo y el relleno de acostillado.

Para prevenir tales riesgos es, a veces, necesario realizar un verdadero drenaje del fondo de la zanja (Fig. 14). En tal caso los tubos se colocan sobre cama de piedra triturada.

IV TRANSPORTE DESCARGA ACOMODO

TRANSPORTE

Durante el transporte, el tubo COMECOP debe apoyarse sobre dos traviesas de madera, guarnecidas de madera o de hule. (Fig. 15)

Ambas traviesas deben ser suficientemente anchas (mínimo 20 cms.) y dispuestas con aproximación a 4.10 m. entre ejes.
Cada tubo debe quedar atrancado transversal y axialmente.
La carga se amarra con cables de diámetro suficiente (20 mm.) para no afectar el revestimiento. De otra forma conviene insertar una banda ahulada entre cable y tubo.

DESCARGA

La descarga se hace con grúa o por rampas y cabrestante.

El manejo se asegura por cinchos o eslingas de cable grueso. (Fig.16)

ACOMODO

El acomodo es la operación que consiste en colocar cada tubo lo más cerca posible de su lugar exacto de colocación.

Cuando los camiones no tienen libre acceso a la zona de instalación, el acomodo implica un nuevo movimiento de cada tubo sea con un tractor con grúa lateral, sea con un carro.

Sobre el carro o aparato de acomodo, las superficies de apoyo del tubo estarán recubiertas de madera o hule.

La operación debe ser bien realizada para evitar tiempos muertos en la colocación y eliminar inútiles desplazamientos de los artefactos de carga.

Dentro de lo posible, los tubos son alineados paralelamente al eje de la línea (Figs. 4 y 5). Entre tubo y tubo es necesario dejar un espacio de 30 a 50 cms.lo que implica depositar dos tubos, lado a lado, cada 140 m. aproximadamente.

Siendo los tubos disimétricos (macho y campana) deben ser colocados en el sentido correcto que corresponde al tendido, en función de la maniobra de los artefactos.

Los tubos deben descansar sobre dos piezas (traviesas) de madera o en caso necesario sobre dos pequeños camellones de tierra suave, estando separados los apoyos aproximadamente 4 metros.

INSPECCION

El responsable del acomodo debe realizar una inspección visual de los tubos desde la descarga a fin de eliminar del acomodo los tubos dudosos o dañados durante el transporte.

V COLOCACION

Condiciones normales

Es indispensable que un mismo técnico sea responsable, cuando menos, de las siguientes operaciones:

— Verificación de la cama de apoyo (calidad, nivelación)
— Colocación propiamente dicha incluyendo pruebas de juntas
— Relleno de acostillado

Según la importancia y la organización de los trabajos, esta responsabilidad del jefe de instalación puede abarcar también las siguientes operaciones:

— Confección de la cama de apoyo
— Relleno apisonado y camellones
— Relleno final y prueba de la línea

En todo momento el jefe de instalación debe asegurarse que:

— El estacado esté en su lugar
— El acomodo es correcto y en particular que los tubos sean recibidos en cantidad suficiente y en la clase especificada.

GEOMETRÍA DEL TRAZO

INCLINACION DEL PERFIL

Para la evacuación del aire y el buen funcionamiento de una línea en concreto pretensado, la inclinación, en el sentido de escurrimiento del aqua debe ser:

— En descenso, superior a 4‰ (4 mm/m)
— En ascenso, superior a 1‰ (1 mm/m)

Cuando el perfil se aproxima más a la horizontal, el colocador debe acentuar su rigor sobre la calidad del trabajo.

ESTACADO

El estacado paralelo al borde de la zanja es, en general, suficiente. En el caso de tendido en terreno muy accidentado con curvas altimétricas próximas (cruce de un barranco) es deseable proceder al estacado en el fondo de la zanja. . . . .

RADIO DE CURVAS

De acuerdo con la calidad del terreno, los desplazamientos deben —cuando mucho— alcanzar los valores de la siguiente tabla. Esto deja una latitud de movimiento de la conducción en la cual esta flexibilidad es una cualidad esencial:

Diámetro Nominal	Deflexión angular $\frac{2}{3}\alpha$		Radio	Deflexión angular $\alpha/2$		Radio
	Deflexión minutos	Deflexión lineal mm.	m.	Deflexión minutos	Deflexión lineal mm.	m.
750	70	15.7	344	52	11.6	462
900	67	17.9	359	50	13.4	482
1000	63	18.7	382	48	14.2	501
1100	60	19.5	401	45	15.6	535
1200	57	20.2	422	42	14.9	573
1300	57	21.9	422	42	16.1	573
1400	53	21.9	453	40	16.5	602
1500	50	22.1	482	37	16.6	642
1600	46	21.8	523	35	16.5	688
1700	43	21.5	560	32	16.2	742
1800	40	21.1	602	30	15.9	802
1900	40	22.3	602	30	16.8	802
2000	37	21.7	650	27	15.9	891
2100	33	20.3	729	25	15.4	962

En lo que concierne al radio, es necesario precisar que el valor del mismo se aplica a la curva resultante. Frecuentemente la curvatura resulta de dos curvas:

— Una planimétrica, de radio Rh
— Otra altimétrica de radio Rv

El radio resultante tiene el valor Rr

$$Rr = \frac{Rh \times Rv}{\sqrt{Rh^2 + Rv^2}}$$

Si el proyecto especifica radios de curvatura insuficientes o cambios de pendiente excesivos, el jefe de colocación no debe vacilar en pedir una rectificación del trazo o de las terracerías.

MANEJO

La colocación normal puede ser efectuada por:

— Grúa
— Tractor con grúa lateral
— Grúa de pórtico
— Recordamos el manejo con trípode

Cuando el artefacto de excavación es una pala mecánica equipada con retro-excavador y de suficiente capacidad, es posible —igualmente— utilizarla como grúa, suspendiendo el tubo del brazo de la cuchara. En este caso la zanja se excava estrictamente por largos necesarios al descenso en zanja de un tubo.

El manejo del tubo se asegura con cinchos o eslingas preformadas de cable grueso para evitar maltrato al revestimiento.

Para el buen equilibrio del tubo y facilidad de manejo, el gancho de levantamiento es del tipo simétrico doble (Fig. 16).

SENTIDO DE COLOCACION — PENDIENTES

En colocación normal, el extremo macho del tubo a colocar se introduce en la campana (enchufe) del tubo anteriormente colocado; pero el proceso inverso es posible.

El trabajo más fácil consiste en que el progreso del tendido sea ascendente. En tal caso el peso del tubo ayuda al enchufe. Por lo que sabemos una pendiente máxima de 47% ha sido colocada en subida con ayuda de un tractor con grúa lateral Caterpillar 583 (se trataba de un tubo de diámetro 1300).

Cuando el tendido progresa en descenso las pendientes de hasta 12% aproximadamente no crean problemas si el fondo de la zanja no es resbaloso. Para pendientes superiores a 12% hay que tomar precauciones especiales para anclar provisionalmente los tubos hasta la terminación del tendido del tramo pendiente.

DESCENSO EN ZANJA

El tubo se baja a la zanja después de:

— Inspeccionar visualmente y comprobar su clase

— Verificación de la cama de apoyo

El artefacto de colocación —grúa o tractor— se aproxima lo más cerca del punto de colocación y lo más próximo al borde de la zanja teniendo en cuenta la naturaleza del terreno.

La bajada se hace lentamente para evitar los golpes y balanceos del tubo.

PREPARACION DE LA JUNTA

La preparación de la junta implica las siguientes operaciones:

a) Selección y verificación del anillo
b) Cuidadosa limpieza del extremo macho
c) Inserción del anillo en la ranura del extremo macho contra el respaldo de concreto
d) Lubricación de la parte exterior del anillo
e) Cuidadosa limpieza del enchufe hembra (campana)
f) Lubricación del enchufe hembra

Las operaciones b), c) y d) pueden ser efectuadas antes del descenso del tubo a la zanja, en el caso de instalación usual, que consiste en presentar el extremo macho ante el enchufe (campana) del tubo ya colocado.

SELECCION DEL ANILLO

El enchufe de cada tubo ha sido comprobado en fábrica, señalado y marcado de acuerdo con el código de conocimiento del instalador.

Por ejemplo:
0 Diámetro del enchufe dentro de tolerancias
+1 Diámetro del enchufe sobrepasando la tolerancia máxima de 0 a 1 mm.
+2 — d° — de 0 a 2 mm.
El jefe de colocación debe disponer de:
— bien sea de anillos extragruesos marcados + 1 ó + 2 según que su sección tenga un espesor de 1 mm o 2 mm en exceso del anillo standard
— bien sea de una liga de 1 y 2 mm (Fig. 17)

Este sistema permite utilizar sin inconveniente tubos cuya campana fue excesivamente rectificada.

LIGA DE UNION

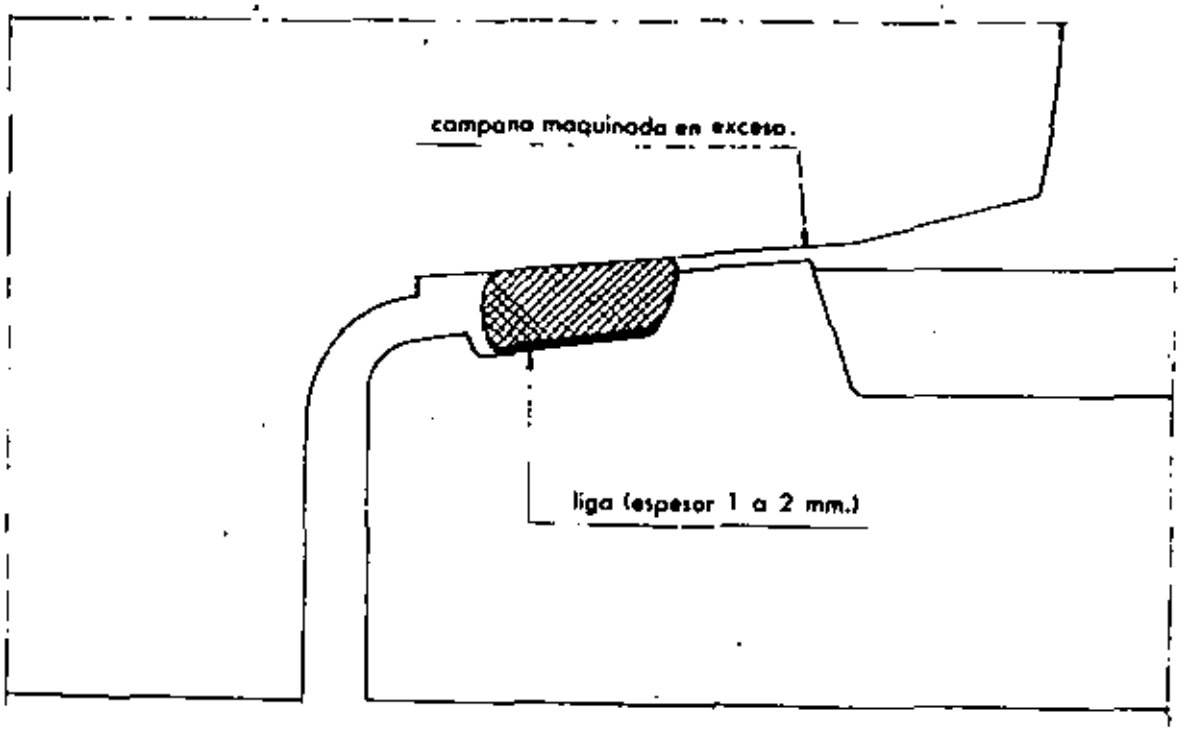


FIGURA 17

LUBRICACION

La lubricación se hace:

— Con jabón vegetal, producto industrial
— Con glicerina grafitada:
  1/3 grafito natural, amorfo y puro
  2/3 glicerina industrial de 80% glycerol

ENCHUFE

Descripción del proceso habitual:

a) Presentación del extremo macho a insertar en el enchufe del último tubo colocado
b) Grúa o artefacto de colocación en tensión ligera, es decir, que el tubo a colocar es empujado ligeramente hacia el enchufe por efecto pendular
c) Verificación de la junta con ayuda de una espátula de madera
d) Acentuación de la tensión de la máquina de colocación
e) Encaje del anillo de hule en el enchufe
f) Comprobación de la posición del anillo, por el operario, en el interior del tubo con ayuda de un escantillón (Fig. 18); el escantillón recorrerá toda la circunferencia de la junta.
g) Acentuación de la tensión por la máquina de colocación
h) Puesta en operación del sistema de tracción al mismo tiempo que el tubo recibe en su extremo libre un ligero movimiento de balanceo
i) Cuando se alcanza el enchufe a tope, la máquina colocadora deja descansar el tubo sobre la cama de apoyo.
j) Comprobación de nivelación y alineamiento.
k) Retirada de eslingas
l) Medición y anotación en el reporte de colocación del espacio interior entre tubos sobre 4 radios a 90° (Fig. 19).

Todos los útiles que ejerzan esfuerzos sobre el tubo deben ser siempre de madera o revestidos de madera o hule.

DISPOSITIVO DE TRACCION

El dispositivo de tracción normalmente es:

· Exterior, para tubos 750 y 900 (Fig. 20)
· Interior, para tubos 1000 y más (Fig. 21)

En uno y otro caso, la reacción debe ser tomada (aplicada) sobre el tercer tubo hacia atrás del frente de colocación.

EMPUJE DE ENCHUFADO

El esfuerzo de tracción puede ser obtenido por diversos artefactos:

· Gato hidráulico de doble efecto
· Tensor de cable (Tirfor)
· Polipasto de palanca (Pull-lift)
· Poleas de engranes

El dispositivo puede ser de cuerda o cable simple o con aparejo de poleas.

En todos los casos, la capacidad mínima debe estar de acuerdo con la siguiente tabla:

Diámetro Nominal	Fuerza en Tons.	Diámetro Nominal	Fuerza en Tons.
750	3.75	1500	7.50
900	4.50	1600	8.00
1000	5.00	1700	8.50
1100	5.50	1800	9.00
1200	6.00	1900	9.50
1300	6.50	2000	10.00
1400	7.00	2100	10.50

JUEGO ENTRE TUBOS

Los tubos standard están previstos para un largo útil teórico de 7000 mm. dejando un cierto juego nominal entre tubos.

El colocador no debe tener en cuenta esta holgura nominal teórica sino enchufar la junta a tope con un esfuerzo sensiblemente igual a la fuerza indicada en la tabla precedente.

Una junta está enchufada a tope cuando el tubo recula ligeramente por el efecto elástico del hule cuando cesa el esfuerzo de enchufe y el cable del dispositivo de tracción queda flojo.

El juego entre tubos puede reducirse sin inconveniente a 5 mm. Por el contrario el juego máximo debe dejar el anillo de hule suficientemente protegido en el interior del enchufe (campana). Por tanto la tabla:

Diámetro Nominal	Juego en mm.		
	Mínimo	Nominal	Máximo alineamiento o máxima deflexión
750	5	10	24
900	5	10	24
1000	5	10	24
1100	5	10	24
1200	5	10	30
1300	5	10	30
1400	5	10	30
1500	5	10	33
1600	5	10	33
1700	5	10	35
1800	5	10	35
1900	5	10	38
2000	5	10	38
2100	5	10	38

El juego "máxima deflexión" de la tabla anterior se refiere —evidentemente— al lado abierto de una junta deflectada angularmente al máximo permitido.

LIMPIEZA DE LA CONDUCCION

En el uso de los trabajos de instalación, toda clase de precauciones deben ser tomadas para evitar la acumulación de cuerpos extraños que ensucien el interior de la línea.

La limpieza debe ser hecha a medida que progresa la instalación.

Al fin de la jornada, la extremidad del último tubo colocado se cerrará con tapa para prevenir la entrada de animales.

VI INSTALACION DE TUBOS

Condiciones peculiares

INSTALACION EN PENDIENTES FUERTES (Fig. 23)

La colocación sobre pendiente importante se hace a partir de la parte baja sobre cama de piedra triturada.

Los tubos deben ser anclados. La frecuencia del anclaje se da —a título indicativo— en la siguiente tabla:

Pendiente Terreno (%)	A	B
15-19	1/4	1/3
20-24	1/3	1/2
25-29	1/2	1/1
30	1/1	1/1

La indicación 1/3 —arriba— significa 1 tubo anclado cada 3 tubos.

A. Designa un terreno rocoso o muy firme sin brotes de agua.

B. Designa un terreno suave o coherente (arcilla, magra) o granular y acuífero.

Un anclaje comprende dos elementos en concreto:

- El macizo de anclaje propiamente dicho, en la parte alta del tubo.
- El calce o zapata de apoyo en la parte baja.

Los dos elementos estarán espaciados 4,10 m. aproximadamente entre ejes midiendo a lo largo de la generatriz del tubo.

El espacio entre tubos en pendiente debe rellenarse interiormente con material fibroso, retacado moderadamente para mantener una posibilidad de compresión (estopa alquitranada, cordón de asbesto). Esta disposición reparte los esfuerzos de empuje y regulariza los eventuales movimientos axiales de las juntas.

Además del anclaje, disposiciones particulares deben permitir la canalización de las aguas superficiales y las aguas subterránes para prevenir corrimientos del terreno y asegurar la estabilidad de la conducción.

LINEAS AEREAS

Los tubos aéreos en líneas sensiblemente horizontales se apoyan en dos puntos sobre soportes de concreto. (Fig. 24).

INSTALACION EN PENDIENTE

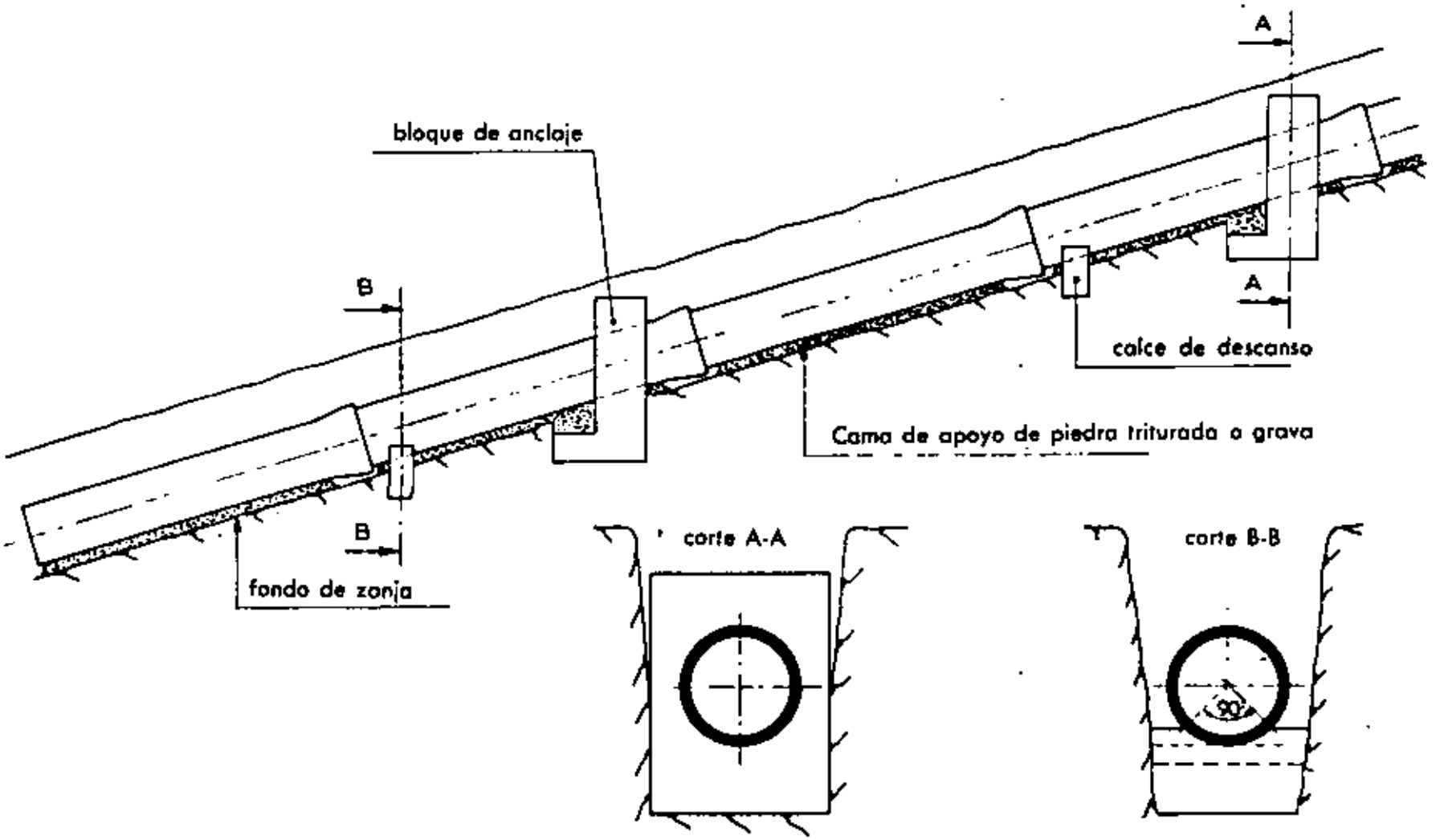


FIGURA 23

TUBOS AEREOS HORIZONTALES

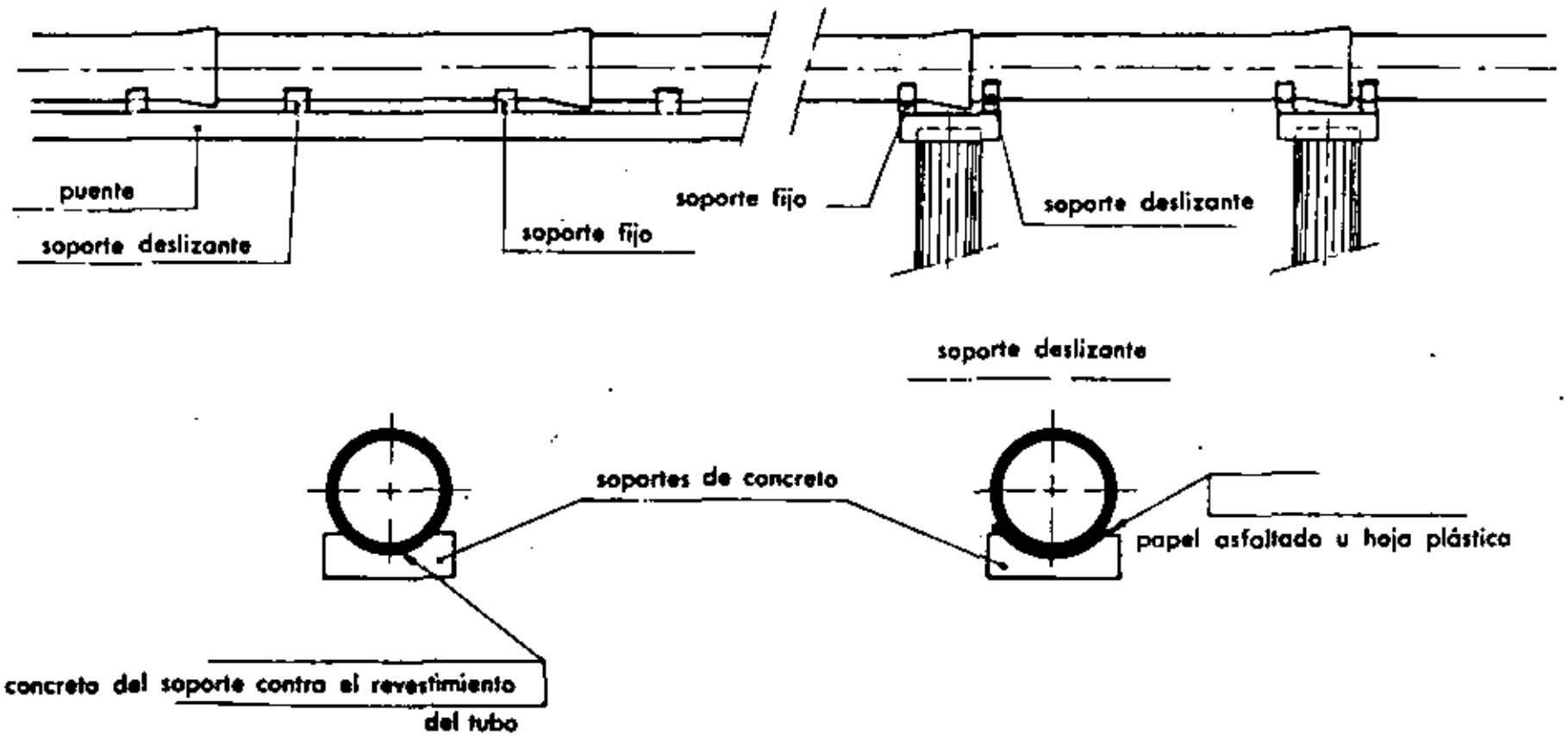


FIGURA 24

Uno de los soportes (cunas) asegura el anclaje por contacto directo del concreto contra el revestimiento del tubo.

La otra cuna constituye un apoyo deslizante por interposición de un cuerpo liso y no adherente entre el concreto y el revestimiento del tubo (cartón asfaltado, hoja de plástico. . .).

Cuando el tendido tiene pendiente, conviene anclar cada tubo sobre una de las cunas (Fig. 25).

TUBOS EN PASOS SUBTERRANEOS

Las vías férreas y carreteras importantes se cruzan en subterráneo,colocándose el tubo dentro de una verdadera obra de arte, galería o alcantarilla, prevista para canalizar el agua de una fuga o de una eventual rotura.
Para caminos secundarios es suficiente adoptar las disposiciones, señalada en Fig. 26.

TUBOS SUMERGIDOS (Fig. 27).

Los tubos que atraviesen ríos o cauces deben ser protegidos contra socavones:

- Ahogados en concreto cuando el terreno es rocoso o muy firme y estable
- Por atagulas en terrenos susceptibles de ligeros movimientos.

En caso de ahogamiento en concreto, conviene calafatear (con material fibroso o bituminoso) el juego exterior entre tubos para que cada junta mantenga su articulación.

Debe consignarse que la confección del concreto de envolvente por el procedimiento COLCRETE (inyección de mortero emulsionado en un esqueleto de piedra triturada) permite trabajar bajo agua.

TUBOS BLOQUEADOS (Fig. 28)

Un tubo bloqueado en un punto queda parcialmente encastrado y es indispensable que la parte libre descanse sobre un apoyo (cuna) de concreto.Este caso puede presentarse para un tubo:

- Parcialmente inserto en un atraque ó anclaje
- Atravesando un muro de caja de válvulas, registros o desfogues
- Extremidad de una línea contra un atraque temporal

CONEXIONES CON OBRAS DE ARTE

Una obra tal como pasadizo o cajas de válvulas, etc., constituye un punto duro de la línea.

Cuando la conducción pasa de la obra fija a un terreno susceptible de deformación, conviene asegurar una flexibilidad progresiva del apoyo de los tubos.

La fig. 29 da a título ilustrativo la realización de un apoyo flexible, al encuentro entre el relleno y un pasadizo gracias a una cama de piedra triturada de espesor decreciente a lo largo de tres tubos.

Casos análogos pueden presentarse en las uniones:

- zanja — tanque
- zanja — caja de válvulas
- zanja — galería
- zanja en escombros — represa

PEQUEÑAS OBRAS

En todo lo posible es preciso evitar que las pequeñas obras de concreto constituyan un condicionamiento para la instalación. Es también necesario evitar que las obras carguen sobre la línea.

A título indicativo damos datos de dos ejemplos de ejecución de las obras más usuales:

- Caja de ventosas (Fig. 30)
- Caja de desfogue (Fig. 31)

JUNTAS MECANICAS

La fijación sin precauciones de una junta mecánica puede acercar los dos elementos que une y provocar el desenchufe de las juntas COMECOP adyacentes.

En servicio, una junta mecánica recibe, en general, un empuje hidráulico inferior al empuje sobre junta COMECOP. Un elemento tubular comprendido entre una junta COMECOP y una junta mecánica tiene pues una tendencia a desplazarse.

Salvo casos particulares (juntas de dilatación) conviene bloquear las juntas mecánicas, al menos temporalmente.

La Fig. 32 muestra el ejemplo de una junta mecánica sobre tubo de enlace, bloqueada para evitar el desenchufe de las juntas COMECOP vecinas.

VII PRUEBA DE JUNTAS

La estanqueidad de las juntas COMECOP puede ser verificada por prueba individual a baja presión (2 bars) (un bar = 1.01 kg/cm² aprox.) La prueba por un dispositivo según Fig. 31 puede ser efectuada:

— Sobre un tramo terminado para detectar una fuga cuando el interior de la tubería es accesible.
— Para probar las juntas inmediatamente después de su colocación.

En este último caso la máquina de prueba debe avanzar al mismo tiempo que la colocación y afectar la tercera junta hacia atrás del frente de instalación. En efecto, la presión de 2 bars, ejerce sobre los tubos un empuje axial de acuerdo con la siguiente tabla, empuje que podría provocar el desenchufe de las juntas, en ausencia de fricción suficiente de los tubos sobre la cama de apoyo.

Diámetro Nominal	Empuje Kg.	Diámetro Nominal	Empuje Kg.
750	4,600	1500	12,760
900	5,940	1600	14,130
1000	6,910	1700	15,565
1100	7,950	1800	17,130
1200	9,050	1900	18,700
1300	10,225	2000	20,335
1400	11,460	2100	22,040

REGISTRO DE VENTOSA

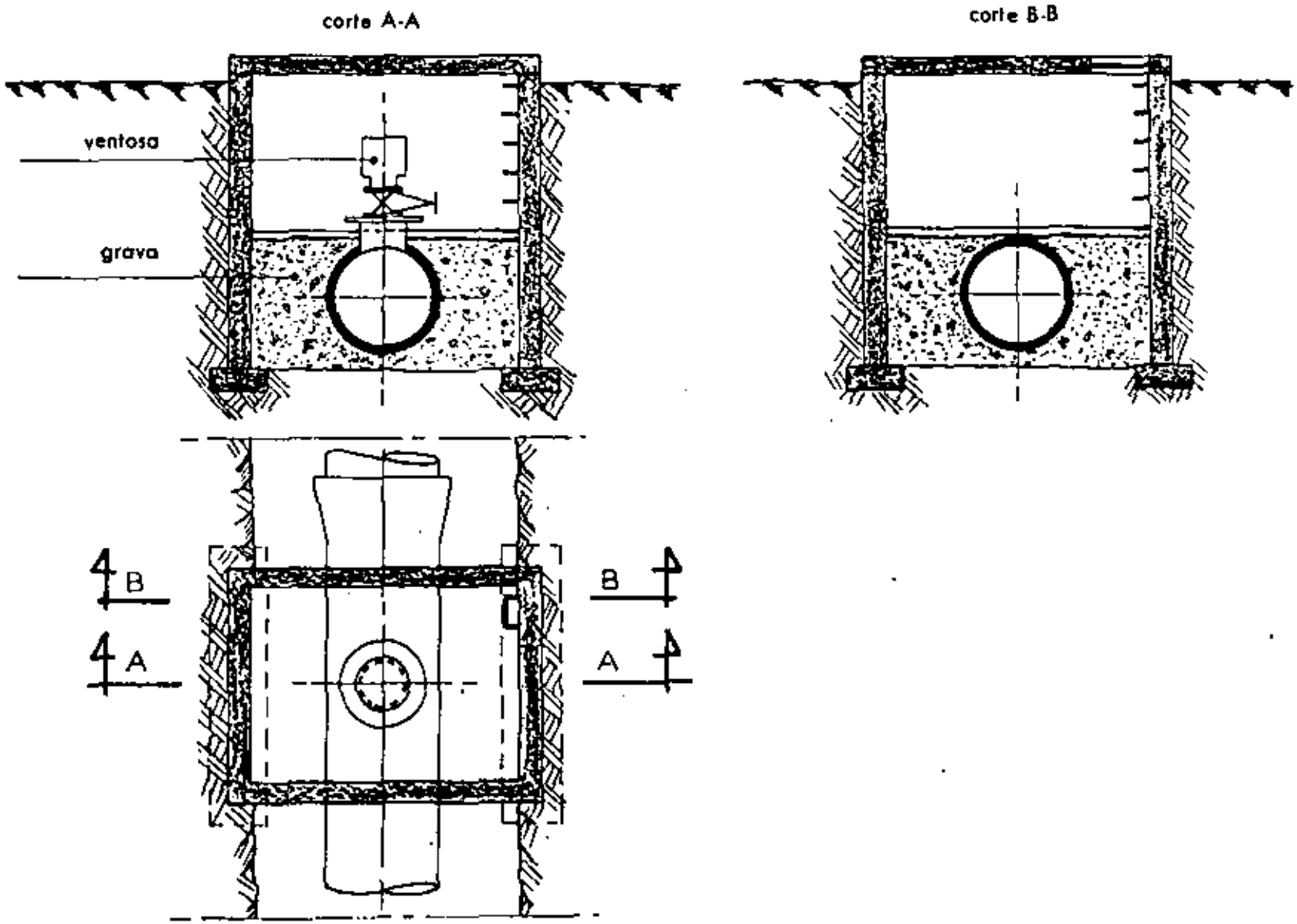


FIGURA 30

La prueba de juntas no puede efectuarse sobre todas ellas, pues la máquina no actúa en codos y debe —por tanto— ser retirada 3 tubos antes de de cualquier codo.

Por otra parte su manejo es difícil cuando la línea tiene una inclinación apreciable.

Finalmente, la prueba constata la estanqueidad de una junta en un momento dado, en general inmediatamente después de la colocación y antes del relleno: de ahí que sea el relleno sin precaución o asentamiento excesivo de una cama de apoyo mal preparada lo que cause el movimiento de las juntas y las fugas.

El empleo sistemático del aparato de prueba de las juntas no puede por tanto garantizar la estanqueidad de la conducción y no sirve para paliar los defectos de una instalación descuidada.

VIII LLENADO Y PRUEBA DE LA LINEA

LLENADO PROGRESIVO

Jamás se insistirá bastante sobre la conveniencia de un llenado lento y progresivo de la conducción, comenzado —tan pronto sea posible— después de la colocación:

- El concreto de los tubos, parcialmente seco antes de la colocación, recuperado de su contracción mejora sus características mecánicas y de impermeabilidad.
- El aire en la línea, en particular el confinado en las juntas, se evacúa lenta y completamente
- La cama de apoyo se carga y asienta progresivamente.
- La estabilidad de la conducción se mejora frente a los riesgos de flotación en caso de inundación de la zanja
- La capacidad requerida a los equipos de relleno (conexiones, bomba) se minimiza
- Las juntas con fugas pueden ser descubiertas a tiempo
- La prueba de la conducción puede ser ejecutada poco después de la instalación, lo que reduce el lapso de recepción y puesta en servicio

TRAMOS DE PRUEBA

Las pruebas hidráulicas pueden ser efectuadas:

: Entre válvulas de seccionamiento o entre atraques provisionales
: Sobre conducción no equipada taponada o —de preferencia— sobre conducción completamente equipada (ventosas, desfogues)
: Sobre conducción parcial o completamente cubierta (pero es deseable dejar las juntas al descubierto)

El largo de los tramos es pues muy variable en función de las características de la conducción y de circunstancias muy diversas. Sin embargo, conviene seccionar suficientemente para descubrir a tiempo los eventuales defectos:

: Fugas en juntas
: Atraques o anclajes insuficientes
: Válvulas no herméticas
: Ventosas defectuosas, etc.

De acuerdo con nuestra experiencia el largo de los tramos ha variado de 500 m a 10 kms.
La medida usual está comprendida entre 2 y 3 kms.

El seccionamiento debe igualmente tener en cuenta la distribución de las presiones de prueba cuando la línea de carga hidráulica no es horizontal. En tal caso, es preciso comprobar que ningún tubo del tramo esté sometido a una presión superior a la que puede soportar. (Figs. 34 y 35).

PRESION Y DURACION DE LA PRUEBA

La presión de prueba está precisada en el proyecto pero es oportuno mencionar los siguientes puntos:

: Una presión de prueba más alta que la máxima presión de servicio incrementa la cantidad de concreto de las obras de atraques y anclajes.

: Determinar la presión de prueba multiplicando la presión de servicio por un coeficiente constante (por ejemplo 1.25) es irracional. En efecto, el coeficiente de seguridad podría ser excesivo para los tubos de clases de presión elevadas y —al mismo tiempo— insuficiente para los tubos de clases de baja presión.

En nuestra opinión la prueba debe realizarse en dos etapas, bajo dos diferentes presiones:

1) **Prueba de estabilidad de la línea**

Es una prueba de corta duración a presión lo más próxima posible de la máxima de servicio.
El valor de esta presión máxima de servicio tiene en cuenta las sobrepresiones estimadas de acuerdo con un serio estudio hidráulico en función de los dispositivos de protección previstos.
La duración de esta prueba debe ser lo justamente suficiente para permitir recorrer el tramo y comprobar la ausencia de anormalidades.

2) **Prueba de estanqueidad de la conducción**

Prueba de más larga duración, a presión estática (o la presión más cercana posible de la presión máxima en régimen de escurrimiento permanente).
Esta prueba tiene por objeto medir la cantidad de agua a inyectar en la conducción para mantener la presión constante.
La prueba dura normalmente 24 horas en una línea no rellenada a fin de eliminar el efecto de las variaciones de temperatura en el curso de una jornada. Su duración puede ser reducida en el caso de una línea tapada a partir del momento donde la tasa de pérdidas se mantiene constante o regularmente decreciente.

CONDICIONES DE PRUEBA

La prueba de estanqueidad no alcanza su plena significación si no se produce después de:

: Purga completa de aire en la línea

: Saturación integral de agua en el concreto

Estas dos condiciones suponen que la línea ha sido:

· Llenada lentamente

· Mantenida llena por un período de una a tres semanas

LLENADO DE LA CONDUCCION

Como ya se dijo, el llenado debe ser tan lento como sea posible. En caso de llenado rápido, conviene adoptar una tasa muy moderada.

Como regla práctica puede decirse que la tasa de llenado no debe exceder del 6% del escurrimiento normal de la línea.

Para fijar el valor de la máxima tasa de llenado, consideramos una velocidad de escurrimiento nominal de 1.50 metros por segundo y obtenemos la siguiente tabla:

Diámetro Nominal	Litros/segundo	
	Escurrimiento nominal	Máximo de llenado
750	662	40
900	954	60
1000	1178	73
1100	1425	85
1200	1696	102
1300	1991	120
1400	2309	140
1500	2651	160
1600	3016	180
1700	3405	205
1800	3817	230
1900	4253	255
2000	4712	285
2100	5195	315

PURGA DE AIRE

A medida que el llenado alcanza los puntos altos de la conducción, el personal encargado de las pruebas debe purgar cuidadosamente el aire de las tuberías:

- Sea comprobando el buen funcionamiento de las ventosas "in situ"
- Sea maniobrando las llaves de purga cuando las ventosas están reemplazadas provisionalmente por salidas tubulares.

COLMATADO

El colmatado es el período de empape de agua sobre el concreto parcialmente desecado, para hacerle volver lentamente a un estado de saturación.

El personal no prevenido puede sorprenderse de las cantidades de agua absorvidas por una conducción en proceso de colmatado.

Para dar una evaluación indicativa de esta cantidad, se necesita precisar que el concreto del tubo primario si estuviera completamente seco, para ser saturado de nuevo debería absorver una cantidad de agua igual a 3.50% aproximadamente del peso del concreto seco.

Suponiendo que el colmatado requiera 1.50% del peso del concreto, se establece la siguiente tabla:

Diámetro Nominal	Tubos Serie Normal		Tubos Serie Reforzada	
	Volumen de la conducción	Colmatado	Volumen de la conducción	Colmatado
	m^3/km.	m^3/km.	m^3/km.	m^3/km.
750	465	5.310	442	6.510
900	665	7.770	636	8.970
1000	817	9.120	785	10.695
1100	985	11.100	950	12.585
1200	1167	12.900	1130	14.325
1300	1368	14.865	1327	16.515
1400	1584	16.905	1539	18.705
1500	1815	19.320	1767	21.120
1600	2061	21.570	2010	23.670
1700	2323	24.210	2270	26.310
1800	2601	27.000	2545	29.475
1900	2895	29.940	2835	33.090
2000	3205	33.030	3142	36.780
2100	3530	35.520	3464	39.720

Lo que vuelve a replantear que el colmatado puede absorber del orden de 1% del volúmen de la conducción ó —todavía— del orden de 1‰ por día.

PERMEABILIDAD

El concreto centrifugado a pesar de su alta compacidad, presenta aún cierta permeabilidad.

Suponiendo el colmatado absolutamente terminado, la presión de prueba provocaría una débil filtración que iría disminuyendo con el tiempo.

Para estimar el valor de esta filtración o percolación, consideramos solamente el concreto primario, admitiendo:

- Una permeabilidad aparente de 10^{-10} cm/s
- Una presión de prueba de 10 kg/cm^2
  ó 10^4 cm de columna de agua
- Una duración de 24 horas ó 8.64×10^4 segundos
- Un tramo de 1 kilómetro

La pérdida por percolación se expresa por:

$$Q\ cm^3 = 10^{-10}\ S/e\ 8{,}64 \times 10^4 \times 10^4$$

e : espesor primario en cm
S : superficie interior en cm^2 de ducto por km
$S = \pi \times D\ cm^1 \times 10^5$
ó $Q\ cm^3 = 0.27\ 10^5\ D/e$
Q litros $= 27\ D/e$

De aquí la siguiente tabla:

SERIE NORMAL

Diámetro Nominal	Diámetro (D) cm.	Espesor (e) cm.	D/e	Pérdida lt/km.	Volumen Conducción m³/km.	Pérdidas/Volumen ‰
750	77	4.75	16.21	438	465	0.94
900	92	5.5	16.73	452	665	0.68
1000	102	6.0	17.00	459	817	0.56
1100	112	6.5	17.23	465	985	0.47
1200	122	7.0	17.42	470	1167	0.40
1300	132	7.5	17.60	475	1368	0.35
1400	142	8.0	17.75	479	1584	0.30
1500	152	8.5	17.88	483	1815	0.27
1600	162	9.0	18.00	486	2061	0.24
1700	172	9.5	18.10	489	2323	0.21
1800	182	10.0	18.20	491	2601	0.19
1900	192	10.5	18.28	493	2895	0.17
2000	202	11.0	18.36	496	3205	0.15
2100	212	11.5	18.43	498	3530	0.14

SERIE REFORZADA

Diámetro Nominal	Diámetro (D) cm.	Espesor (e) cm.	D/e	Pérdida lt/km.	Volumen Conducción m³/km.	Pérdidas/Volumen ‰
750	75	5.75	13.04	352	442	0.80
900	90	6.5	13.85	374	636	0.59
1000	100	7.0	14.28	386	785	0.49
1100	110	7.5	14.67	396	950	0.42
1200	120	8.0	15.00	405	1130	0.35
1300	130	8.5	15.29	413	1327	0.31
1400	140	9.0	15.55	420	1539	0.27
1500	150	9.5	15.79	426	1767	0.24
1600	160	10.0	16.00	432	2010	0.21
1700	170	10.5	16.19	437	2270	0.19
1800	180	11.0	16.36	442	2545	0.17
1900	190	11.5	16.52	446	2835	0.16
2000	200	12.0	16.67	450	3142	0.14
2100	210	12.5	16.80	454	3464	0.13

CRITERIO DE RECEPCION

En el momento de la prueba de conducción, la pérdida registrada en 24 horas depende:

- Del grado de saturación (colmatado)
- De la evacuación del aire confinado en las juntas
- De la permeabilidad del concreto

La pérdida debe disminuir con el tiempo.

La experiencia permite considerar en forma simple que la conducción es aceptable cuando la pérdida en 24 horas es inferior al 1/1000 del volumen de la conducción. De donde se deriva el criterio de recepción:

Diámetro Nominal	Pérdida tolerable en 24 horas (lts./km.)	
	Serie normal	Serie reforzada
750	465	442
900	665	636
1000	817	785
1100	985	950
1200	1167	1130
1300	1368	1327
1400	1584	1539
1500	1815	1767
1600	2061	2010
1700	2323	2270
1800	2601	2545
1900	2895	2835
2000	3205	3142
2100	3520	3464

Puede observarse que:

- Este criterio es más favorable a tubos de gran diámetro
- Las pérdidas reales observadas después del colmatado decrecen hacia valores muy inferiores, del orden de 1/3000 a los 6 meses de servicios (en 24 h.) y 1/10000 a los 2 años de servicios (en 24 h.).

PROCESO DE LA PRUEBA

En la prueba de un tramo se procederá como sigue:

- Llenando tan lento como sea posible (tasa máxima correspondiente a un llenado de 0.25 metros de conducción por segundo)
- Purga cuidadosa de aire
- Lento levantamiento de la presión hasta la presión de prueba de estanqueidad
  - — Exámen de la conducción y atraques
  - — Medición oficiosa de pérdidas
- Elevación progresiva de la presión hasta la máxima de prueba de estabilidad
- Prueba de estabilidad
  - — Exámen del comportamiento de atraques
  - Baja lenta de la presión hasta la correspondiente a prueba de estanqueidad

- Prueba oficial de estanqueidad en 24 horas
  — Mantenimiento de la presión
  — Medición de pérdidas
- Recepción del tramo cuando la pérdida en 24 horas es inferior al 1/1000 del volúmen del tramo

MATERIAL DE PRUEBA

Los extremos de la conducción son obturados con tapas de placa de acero herméticas con salidas tubulares:

- De llenado
- De purga de aire
- De subida de presión

El llenado, efectuado —dentro de lo posible— durante la colocación se completa:

- Por bomba
  o por conexión de una línea de presión existente
- Por los tapones de las extremidades
- Por conexión a una pieza tubular

l puesto de prueba se conectará a una pieza tubular en un punto fácilmente accesible de la conducción:

El puesto de prueba contará esencialmente con:
- Una bomba de alta presión
- Un dispositivo de medición

La fig. 36 representa una instalación sencilla.

ATRAQUES DE PRUEBA

Los tapones finales de un tramo de prueba pueden ser atracados contra el terreno o contra los terenos vecinos.

ATRAQUES CONTRA EL TERRENO

Las fig. 37 y 38 esquematizan dos casos de atraque contra el terreno.

La superficie de apoyo debe ser calculada de acuerdo con el empuje y la capacidad de reacción del terreno.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

-- CONTROL DE OBRAS --

ING. GABINO GRACIA CAMPILLO
FEBRERO DE 1979

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

C O N T R O L

Introducción

En el campo de la Ingeniería Civil se plantea constantemente la necesidad de construir obras para solucionar los problemas socio-económicos del país.

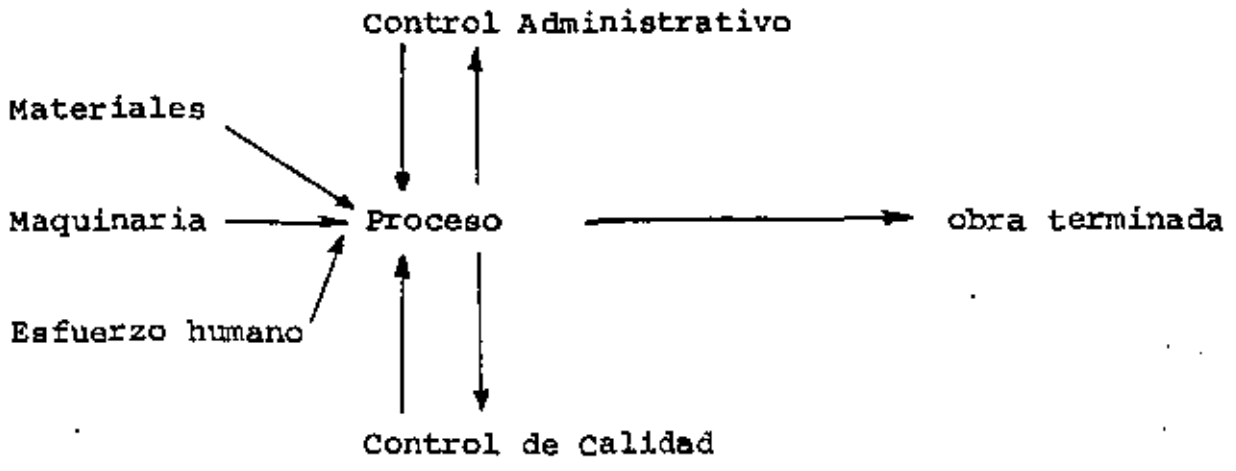
El proceso se inicia con estudios:

a) Exploratorios
b) Preliminares
c) De Factibilidad
d) Detallado

Determinado el proyecto definitivo, se planea la obra y se inicia posteriormente la etapa de construcción y es en esta donde se establece propiamente el proceso fundamental del control, partiendo de un Estandar (Proyecto).

La transformación de los materiales, maquinaria y esfuerzo humano se manifiestan en un proceso siendo el producto la obra terminada. Para que sea integral el aprovechamiento de los recursos, se debe ejercer un control de tipo administrativo y un control de calidad del trabajo que se realiza, para obtener estándares de medición que permitan comparar los resultados con las normas establecidas.

Si formamos un modelo Insumo-Producto con la integración de las consideraciones anteriores, este nos quedaría de la siguiente fc forma:



Del modelo podemos deducir que el control es un punto muy importante para obtener el producto deseado y que existe además una interacción entre el control y el proceso. Esta interacción nos indica que cuando los objetivos específicos no cumplan con las normas establecidas, se puede modificar el proceso por medio de una retroalimentación que nos permita conocer las causas de las desviaciones al compararlas con los estandares.

Esto conduce a planear nuevamente el proceso con base a la información de los hechos por medio de la retroalimentación.

Control

El control es una función administrativa que nos permite establecer métodos de actuación concretos para alcanzarlos, y son parte importante del proceso de planeación, procurando siempre que las operaciones se ajusten a lo planeado o lo más cercano posible.

No se puede enunciar en unas cuantas palabras los objetivos universales aceptables ya que estos son reflejo de la experiencia propia.

El control es comparable al sistema nervioso del cuerpo humano que se encuentra por todo el cuerpo como el control se encuentra en toda la organización.

Objetivos del Control.

El objetivo del control es luchar porque se obtenga eficiencia que para la empresa significa productividad.

Los objetivos ejercen su función en calidad de normas - para que podamos medir el resultado organizativo e individual.

No podemos hablar del control si no se fijan las metas y se establece el estandar de medición.

Procedimiento del Control.

El proceso del control se compone de cuatro etapas o fases que son:

I.- Establecimiento de las normas o estándares

II.- Información de los resultados obtenidos

III.- Comparación de los resultados reales con las normas

IV.- Corrección de las desviaciones.

Estos elementos siempre intervienen independiente de lo que se controle.

Aunque el procedimiento del control básico puede ser sencillo, su aplicación trae consigo muchas interrogaciones, como son:

¿ Cuando y donde debe hacerse la revisión?

¿ Que estándares habrá que usar para calificar?

¿ Quien debe hacer las valoraciones ?

¿ A quien deben comunicarse los resultados de las valoraciones?

¿ De que manera podrá determinarse todo el procedimiento oportuno, equitativamente y con un gasto razonable ?

Nuestra respuesta a preguntas como éstas determinarán la efectividad de cualquiera que sea el sistema de control.

Bases del Control.

Determinar cuando y en que medida hay que controlar y seleccionar los sistemas adecuados es una de las decisiones que compete a la gerencia, para poner en práctica un programa general de control.

El control ha de practicarse hasta que la organización pueda mantenerse en condiciones de estabilidad y lograr sus objetivos.

Para crear las bases de control, es importante conocer ciertas ideas básicas que son el principio del control.

1 CONTROL EN EL PUNTO ESTRATEGICO

El control óptimo solo puede ser logrado si los puntos críticos, claves o limitativos pueden ser identificados y se pueden ajustar.

2 LA RETROALIMENTACION

El proceso de ajustar las acciones futuras con base a la información acerca de la experiencia se conoce como retroalimen

3.- EL CONTROL FLEXIBLE

Cualquier sistema de control debe responder a las condiciones cambiantes.

4.- ADAPTACION A LA ORGANIZACION

Los controles deben ser hechos a la medida de la organización.

5.- AUTOCONTROL

Las unidades deben ser planeadas para controlarse a sí mismas.

6.- CONTROL DIRECTO

Cualquier sistema de control debe ser diseñado para mantener contacto directo entre el que controla y lo que es controlado.

7.- EL FACTOR HUMANO

Cualquier sistema de control que incluya a personas se ve afectado por la manera sicológica como los seres humanos ven el sistema.

Establecimiento de las Normas o Estándares.

No existen reglas fijas que nos indiquen cuánto hay que controlar. El punto en que hemos de detenernos es a menudo complejo y puede ser arriesgado intentar mantener un sistema de control demasiado sencillo.

Los estándares o normas pueden ser tangibles, indefinidos o concretos, pero hasta que todos los interesados comprendan bien cuales son los resultados que se desea tener, los controles solo provocan confusiones.

El primer paso en la formulación de estándares para fines de control es aclarar cuales son los resultados que deseamos obtener. Por lo general, el enfoque de los estándares se centra en la Producción, Costo y fuentes de recursos.

INFORMACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

Uno de los factores más importantes en el establecimiento de un sistema de control, es la comunicación.

El término "comunicación" significa el intercambio de hechos, ideas, o impresiones emotivas entre dos o mas personas. El intercambio se realiza con éxito solo cuando produce un mutuo entendimiento. No basta que digamos: el receptor debe ENTENDER el mensaje que desea comunicarle el expedidor. Es posible que no estén de acuerdo ambos y que, sin embargo la comunicación se haya realizado, porque por lo menos uno de ellos comprenda lo que el otro quiso trasmitir.

Uno de los principales problemas al que nos enfrentamos al formar redes de comunicación es la confiabilidad en el canal de mando. Desde hace muchas décadas los hombres de negocios han utilizado el canal de mando como la arteria principal de las comunicaciones en las empresas. El canal puede ser estrecho, pero permite

que los mensajes esenciales circulen en dos sentidos: el empleado espera recibir la información acerca de su trabajo y los planes de la empresa de su jefe inmediato; por su parte si desea -- hacer proposiciones o formular preguntas, recurre a su jefe. Los problemas se manifiestan cuando el "jefe" con ideas antiguas -- (sea Director, Gerente, o Jefe de departamento), considera que toda tentativa de desviar el canal de información de entrada o salida de su área, para que no pase por su mesa de trabajo, infringe sus prerrogativas y su autoridad.

Pocos negocios modernos pueden permitir que el canal de comunicaciones circule por un solo canal, pues cada gerente viene a constituir un "cuello de botella" potencial en el flujo de los informes esenciales.

La experiencia ha demostrado que el hombre es mal tras-- misor de ideas. Otra deformación más ocurre cuando el mensaje sube o baja por el canal de mando. Entre el subalterno y el jefe existe la tendencia de interponer un tamiz protector, despues de dos o - tres tamices de este tipo, la información que llega, quedará probablemente muy deformada.

En virtud de que las comunicaciones que fluyes por el - canal de mando tienden a ser lentas y deformables, las compañías casi siempre utilizan otros canales más. Estos canales que permiten distribuir los informes operacionales por toda la organización, funcionan en forma similar a la del canal sanguíneo que lleva oxígeno a todas las partes del cuerpo humano.

Las redes de comunicación que dispone una empresa, es muy amplia, un gran caudal de información fluye "horizontalmente" en impresos, en formas preconcebidas con vocabulario especial; otras veces a manera de informes en resumen para gran cantidad de datos directamente entre operadores y sobrestantes, otras mas en boletines oficiales.

La comunicación escrita en ocasiones suelen fallar, cuando se trata de comunicar estados de ánimo o nuevos factores que necesitan ponderarse. En cambio, el intercambio verbal posee varias ventajas de las cuales carece el mensaje escrito, estas son:

a) La falta de oportunidad de la respuesta inmediata.

b) Cuando nos enfrentamos a problemas no cumunes que requieren explicación adicional y su confirmación.

c) Intercambio de impresiones.

Por lo tanto, aunque se reconozca la necesidad de las comunicaciones escritas, tambien debemos dar cabida al intercambio verbal para que nuestra red sea lo más efectiva posible.

Hemos mencionado anteriormente algunas ventajas de la comunicación verbal, cabría ahora la oportunidad de citar también las desventajas que tiene este sistema de comunicación como es:

a) Mayor cantidad de palabras.

b) La atención se guía por el propio interés.

c) La intención es reflejo de actitudes anteriores.

Para terminar con los sistemas de comunicación en una -- empresa, mencionaremos el conducto clandestino por el cual circulan los rumores, los cuales existen y no es posible negarlo.

Los informes de control que resumen y comunican los resultados de las observaciones realizadas, constituyen una etapa indispensable del proceso de control, por lo menos en los casos más -- extensos, es preciso poner más atención en ellos, porque la ineficencia en cualquier etapa necesaria podría provocar el hundimiento de todo el proceso.

Es preciso que la información necesaria para controlar sea lo mas homogénea posible, por lo que la mayoría de las empresas -- diseñan formas específicas para cada tipo de control específico -- evitando de esta manera interpretaciones erróneas o bien informaciones sin trascendencia, que solo origina gastos innecesarios.

La información para efectos de control debe ser breve, -- agil, oportuna y verás.

Diseño del Sistema para el Control

Definimos el diseño del sistema para el control como: "Idear y planear mentalmente una unidad de muchas partes diversas para ejercer una influencia moderada o directora en la actividad que deseamos controlar"

Un diseño de sistema es un enigma de tipo particular. El problema existe para una persona cuando ésta tiene un objetivo

definido que no puede alcanzar con la norma del comportamiento que tiene ya dispuesta. Se plantea la solución cuando algún obstáculo se opone a la consecuencia de un objetivo. No hay dificultad ni - el camino a la solución está despejado. Unicamente cuando hay que descubrir medios para salvar un obstáculo se prepara el esenario para su solución.

Para obtener una solución correcta, necesitamos escoger entre nuestras experiencias anteriores similares al caso y organizarlas.

GUIA PARA EL DISEÑO LOGICO DE SISTEMAS DE CONTROL

Paso 1.- DARSE CUENTA DEL PROBLEMA.- Aunque estamos rodeados de problemas sin resolver, no se convierten en tales mientras no vemos que lo son.

Paso 2.- DEFINIR EL PROBLEMA.- Una vaga noción del problema a -- nadie llevará a ninguna parte, más si hacemos un esfuerzo para delimitar el problema con precisión, en nuestra mente surgirán buenas ideas.

Paso 3.- LOCALIZAR, VALORAR Y ORGANIZAR LOS DATOS

Para preparar una solución provisional a un problema es ante todo necesario reunir datos.

Paso 4.- DESCUBRIR RELACIONES Y FORMULAR HIPOTESIS

Con los datos obtenidos se hacen hipótesis y suposiciones.

Paso 5.- VALORAR LAS HIPOTESIS.- Hay que someter a rigurosa prueba de modo sistemático la solución provisional. Primero es necesario determinar si la respuesta satisface o no las exigencias del problema.

Paso 6.- APLICAR LA SOLUCION.- El paso de la aplicación no siempre es fácil de apreciar en algunos problemas puramente especulativos y es posible que no siempre se encuentre en la solución del diseño del sistema.

El análisis de sistemas se compone de tres pasos:

A) Diagrama de trámite.

Consiste este paso en mostrar la marcha que siguen los trámites burocráticos mediante un esquema.

B) Diseño de formas o impresos

Todas las formas se diseñan o rediseñan para su eficaz empleo.

C) Manual de Procedimientos

Las instrucciones por etapas deben puntualizarse por escrito para que se vea el funcionamiento del trámite mejorado.

Diagrama de trámites.

Conocida la organización es esencial detallar un cuadro gráfico del flujo de papeles.

Todo lenguaje necesita sus reglas, como que la gráfica debe empezar en la margen superior izquierda y avanza hacia la derecha.

El eje vertical muestra la sucesión cronológica de los acontecimientos estando los primeros arriba. Las columnas pueden utilizarse para representar diferentes formas o impresos; por ejemplo, los diferentes departamentos por los que pasa el trámite. El solo diagrama de ésta serviría muy poco y lo que procede despues, es analizar para estudiar las posibles mejoras. El mejor método de hacerlo es preguntando cosas como estas:

LISTA DE PREGUNTAS

¿ Puede eliminarse alguna copia ?

¿ Puede suprimirse algún trámite ?

¿ Puede hacer mejor las operaciones alguna otra persona ?

¿ Pueden combinarse algunos trámites en forma ventajosa ?

¿ Puede mejorarse la sucesión de los trámites ?

¿ Pueden subdividirse algunos trámites en forma conveniente?

¿ Puede el iniciador de una forma proporcionar más y mejor información ?

¿ Podría hacer la operación un empleado que gane menos ?

¿ Puede eliminarse alguna operación de archivo ?

¿ Para que conservar la forma ?

¿ Se lleva registro en más de un lugar ?

Hay otras preguntas que podrían plantearse y conviene acostumbrarse a ello ya que ninguna lista reemplaza jamás la - idea creadora del hombre.

Diseño de formas.

El diseño de formas empleadas en el procedimiento burocrático es sencillamente la aplicación del sentido común.
En general se deben tener presente lo fácil que es añadir o quitar información, sea manuscrita o a máquina. Pero como es difícil recordar tantas cosas lo mejor es tener una lista lo más completa - posible.

LISTA PARA EL DISEÑO DE FORMAS.

¿ Es necesaria esta forma o podría otra servir tambien para tal fín ?

¿ Tiene esta forma un encabezado que describa verdaderamente su fín ?

¿ Tiene la forma suficientes instrucciones para uso general ?

¿ Tiene un tamaño apropiado para archivarla ?
si la forma está destinada a viajar ¿ Necesita un espacio para indicar el destinatario y el remitente ?

¿ Hay en ella margenes adecuados para encuadernarla ?

¿ Puede utilizarse ambos lados ?

¿ Corre riesgo de mancharse ? En caso afirmativo ¿como hay que protegerla ?

¿ Está junta toda la información que necesite una persona ?

¿ Están separados los datos que pudieran ser causa de graves errores de transcripción ?

¿ Está la información en el orden necesario para su transcripción ?

¿ Es posible imprimir más información en lugar de llenarse a mano ?

¿ Son adecuados los espacios que deben llenarse a mano ?

¿ Están las líneas impresas de acuerdo con el espaciador de la máquina de escribir ?

¿ Está dispuesto el impreso para un número mínimo de topes de tabulador de la máquina de escribir ? (los topes deben confrontarse con otros impresos comerciales en uso)

¿ Contribuirán a reducir los errores líneas verticales y horizontales ?

¿ Pueden emplearse recuadros de señalamiento en lugar de la información escrita a mano ?

¿ Es suceptible de interpretar erróneamente algún texto ?

¿ Es necesaria toda la información ?

¿ Da buen aspecto el documento ? ¿ Creará buena imagen mental en el que se sirva de el ?

¿ Sería útil para la identificación o el archivo un papel de color ?

¿ puede sugerir mejoras el empleado que utiliza la forma ?

COMPARACION DE LOS RESULTADOS REALES CON LAS NORMAS

El registro oficial de los resultados y de las comparaciones con los estándares es sencillo y rudimentario. Intervienen pocas personas, los datos son conocidos por todos y el propósito príncipal del control es sencillamente llamar la atención hacia la forma en que el desempeño a los estándares determinados para que puedan iniciarse reajustes y rectificaciones de las definiciones.

La valoración de los rendimientos servirá de poco, hasta que se comuniquen los resultados a los jefes facultados para corregir las deficiencias. Esta información es una fase vital de la valoración utilizable.

Es preciso que la actuación resultante de las valoraciones de control se lleve a efecto por parte de las personas principalmente responsables de que se evalúe la operación.

La rapidez es una gran virtud cuando se trata de informes de control. Si se está ejecutando mal un trabajo, mientras más pronto se informe acerca de él y se corrija, menos daño se causará. Además, si no es evidente la causa de una dificultad, es probable que la investigación rápida revele las causas verdaderas y no la realizada cuando las circunstancias ya no están frescas en la memoria de las personas interesadas.

La distinción entre los controles destinados a la valoración global y los que tienen por objeto principal llamar la atención, afectan la importancia que tiene la prontitud. La oportunidad es esencialmente urgente para el ultimo grupo, porque pierden los controles casi todo su impacto, si son tardíos.

CORRECCION DE LAS DESVIACIONES

Los informes de control llaman la atención hacia las desviaciones del rendimiento respecto de los planes, pero, solo dan la señal de alarma. El resultado final llega cuando se pone remedio a las deficiencias. La investigación de control debe orientar a la de las dificultades para decidir oportunamente la forma de vencerlas y reajustar en seguida las operaciones.

El informe destinado a controlar suele servir para iniciar un nuevo ciclo administrativo: nuevas planeaciones y organización, mejores medidas directivas y otro conjunto de valuaciones e informes.

La distinción entre nuevos planes y reajustes para corregir deficiencias no es muy clara. Por conveniencia, hablamos de " medidas correctivas " cuando los planes quedan sustancialmente sin modificar y si seguimos esforzándonos por llegar al mismo resultado final. Si nuestra valoración de los problemas del momento indica que conviene hacer cambios importantes en los planes o en los objetivos, entonces debemos " volver a formular planes ". En ambos tipos de actuación, los datos de la valoración sirven de retroalimentación a los ejecutivos que modifican sus operaciones.

Por lo tanto, cuando nuestras valoraciones para controlar indica que no todo marcha bien, tenemos que investigar muchas causas posibles para hallar la que origina la dificultad. Una vez que se ha localizado el problema como resultado de la investigación provocada por el informe de control que sea desfavorable, - rápidamente efectuamos los ajustes para corregirla. Si las circunstancias operatorias han cambiado lo que se planeó, tomaremos medidas para hacer que vuelva a la normalidad.

Conclusion

Controlar, como sucede con muchos otros aspectos de la administración, es cosa sencilla por lo que respecta a los elementos básicos, sin embargo, exige inventiva y destreza aplicar el -- control. La formulación de estándares de control en puntos estratégicos, el muestreo y la valoración de los resultados cualitativos, el equilibiro adecuado entre la oportunidad y la exactitud de los informes, la aplicación de estos a la forma de actuar para corregir deficiencias, todos estos son ejemplos de la multitud de cuestiones fundamentales que tenemos que resolver hábilmente para que el sistema de control tenga la potente efectividad.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

PRIMER CURSO DE ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES
DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

OPERACION DE REDES DE AGUA POTABLE

ING. PABLO SOSA CABALLERO

FEBRERO, 1979

&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&
&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&
&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&

1.- SUPERVISION DEL TENDIDO DE TUBERIAS PRIMARIAS.

A FIN DE EVITAR ANOMALIAS.

2.- OPERACION QUE SE EFECTUA PARA DISTRIBUIR

EN LA CIUDAD DE MEXICO.

3.- OPERACION QUE SE EFECTUARA PARA EL CASO EN QUE FALLE ALGUNA LINEA DE ALIMENTACION EN LOS TANQUES DE "DOLORES"

4.- OPERACION QUE SE EFECTUARA EN CASO DE QUE NO HAYA APORTACION DE LOS TANQUES DE LA "ESTRELLA"

5.- OPERACION QUE SE EFECTUARA PARA EL CASO DE EMERGENCIA EN QUE NO HAYA APORTACION DE AGUA DE CHICONAUTLA.

6.- OPERACION QUE SE EFECTUARA PARA EL CASO EN QUE - NO HAYA APORTACION DE AGUA EN AEROCLUB.

7.- OPERACION QUE SE EFECTUARA PARA EL CASO DE QUE FALLE ALGUNA LINEA DE LA RAMA SUR DEL SISTEMA LERMA.

FEBRERO/79.

Ing. Pablo Sosa Cabalero.

Para construir algunas obras de Ingenieria, sobre todo al tratarse de la construcción de tuberías primaria para agua potable es necesario, que con anticipación se hagan los RECORRIDOS NECESARIOS, de los lugares por donde se instalarán esas tuberías, con el fín de localizar y detectar los obstaculos naturales o de eixstencias de instalaciones de otros servicios como --- pueden ser, colectores, cajon del metro, instalaciones eléctricas, teléfonos, petroleos, ferrocarriles, etc. además para elaborar el proyecto es de vital importancia hacer un levantamiento topográfico, con el fín de que al proyectar, se localizen los lugares más bajos para instalar los desfogues desde luego los más convenientes en los lugares más altos se instalarán las válvulas de aire.

En la actualidad se ha observado que en las tuberías recien instaladas y que se van a ligar a las ya existentes no --- coinciden en la profundida, ni con el eje , tanto en el sentido -- vertical como horizontal, dando por resultado el diseño de piezas especiales con codos reducciones, cambios de dirección --- etc. y cuando ya esten servicio de llegarse a producir una fuga la única forma de repararlas será suspendiendo el servicio, papara soldar la pieza deseada o construir otra, ya que no se tendrá ninguna pieza con que sustituirla.

VALVULA DE SECCIONAMIENTO. En toda red primaria se deberan tener las válvulas necesarias para su operación, debiendo limpiarlas, engrasarlas y probarlas antes de instalación verificando siempre su buen funcionamiento.

DESFOGUES. Siempre se ha solicitado que los desfogues sean tangenciales con el fín de poder vaciar totalmente las tuberías y se deberá instalar en las partes más bajas, según el plano topográfico.

PRUEBAS DE PRESION, Se ha insistido que las pruebas de presión de las tuberías primarias, se hagan tomando en cuenta por lo menos la carga de los tanques de almacenamiento (5Kg/cm2).

LIMPIEZA. Todas las tuberías primarias que se instalen deberán limpiarse de piedras, tierra basura, etc.

DESINFECCION. En todos los casos de tuberías que se van a poner en servicio, se deberán de desinfectarse generalmente se una el hipoclorito de sodio.

EL LABORATORIO DE LA D.G.C.O.H. tomará las muestras necesarias para verificar la calidad del agua, y hasta que se tengan resultados satisfactorios se podrá dar a la distribución.

CAMARAS DE VALVULAS , Las cajas de válvulas deberán ser de el tamaño adecuado con el fin de que se puedan operar las válvulas --- contenidas en la misma, Deberán contar con los escalones necesarios para que el válvulista pueda descender comodamente, la tapa de inspección deberá dar acceso precisamente donde se localizan los escalones, las demás tapas deberán coincidir con las válvulas ya que --- regularmente es necesario hacer su operación desde la superficie.

Las cámaras de válvulas por su magnitud son; demasiado pesadas, y sus muros no deberán ahogar a las tuberías, ya que existe el peligro de que se rompan generalmente por los undimientos y -- vibraciones ocasionadas por la circulación de vehículos.

Las tapas o losas se hacen en secciones llamadas ------ "MARIMBAS" pero en algunos casos no se han dejado tapas de inspección para la operación de válvulas, por lo que es indispensable que se tomen muy en cuenta para la construcción de losas la localización tanto de las tapas para la operación de válvulas como para el acceso, desague y limpieza.

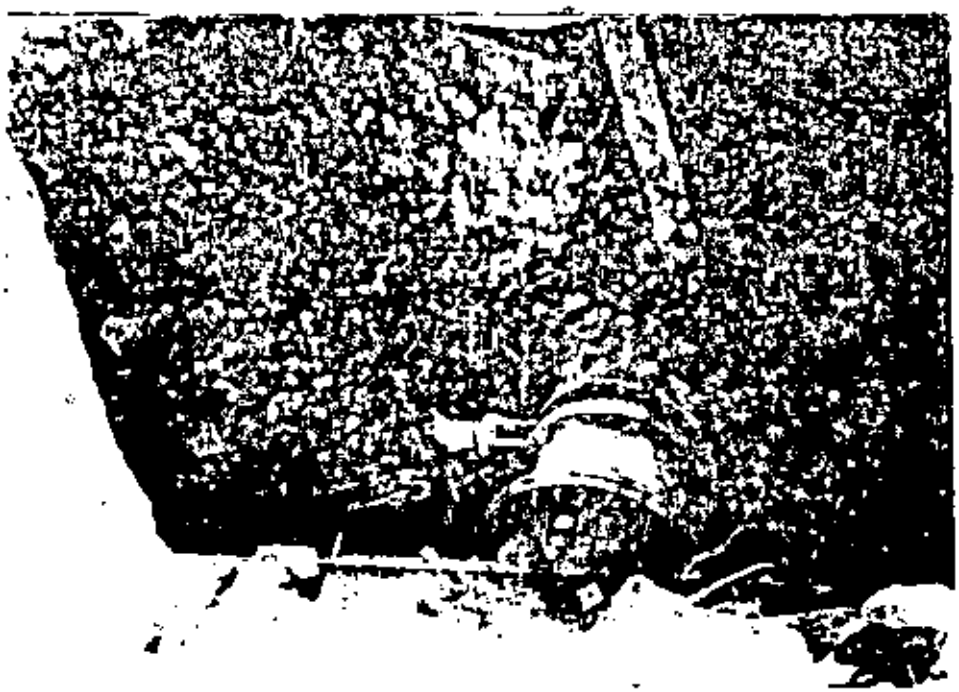
TRABAJOS DE DESVIACION DE TUBERIA PRIMARIA.

Debido a los trabajos de construccion del "METRO" se ha tenido que hacer las desviaciones necesarias pero, éstas desgraciadamente se hacen a 90° ocasionando con esto que las pérdidas de - carga aumenten considerablemente, dejando zonas con muy baja -- presión, por lo que sería conveniente se hicieran los proyec ------

ESTA FOTOGRAFIA SE REFIERE AL PUNTO Num 1

PROBLEMA DE DESVIACIONES DE TUBERIA RED PRIMARIA

(HOJA Num. 3).



CONEXION NO RECOMENDABLE

tos y las obras con ángulos de las menores magnitudes posibles.

MANIOBRAS PARA EFECTUAR "TAPING" O LIGA DE LAS TUBERIAS EXISTENTES A LA NUEVAS TUBERIAS PRIMARIAS

Para evitar problemas de derrumbes en las excavaciones se ha considerado prudente... se construyan las cajas o cámaras de válvulas de las dimenciones adecuadas para una operación correcta de las válvulas.

Los muros de la Caja no deberán apoyarse en la tubería-

Se deberá revisar la plantilla de la válvula que se va --- a colocar con la de la brida de la silleta de derivación asi como -- los diámetros de los tornillos y su longitud, los birlos también se deberán revisar asi como los empaques ya sean de hule o de plomo

Conviene hacer notar que siempre se ha solicitado pieza de visita hombre antes y despues de la válvula que se va a instalar con el fin de poder revisar la válvula en caso de un mal funciona - miento, o para retirar objetos que se alojar en el asiento de la -- misma.

En la red primaria del Centro de la Ciudad se tienen -- piezas con tapas de inspección a los dos lados de las válvulas de- seccionamiento.

Se ha recomendado a los supervisores que los Contratistas ordenen limpiar las areas de trabajo, con el fin de facilitar el acercamiento de las bombas para desaguar y para las maniobras de la -- grúa.

Otro problema que se ha sucitado es la falta de instalación de guirnaldas con focos, ya que la mayor parte de las maniobras se efectuan de noche.

PROTECCIONES. Recomendación muy especial es la que los ---- C. Contratistas cuenten con los señalamientos necesario para protección de las obras, del tránsito, de los peatones y para evitar -- accidentes.

OPERACION QUE SE EFECTUA PARA DISTRIBUIR. EL AGUA DE LA CIUDAD.

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

La distribución de agua en la CIUDAD DE MEXICO, se - efectúa en la forma más equitativa posible dependiendo de - factores.

1.- La aportación recibida.

2.- Las Redes Primarias y Secundarias de Distribución.

3.- Las demandas de las zonas a abastecer.

4.- La topográfia de la Zona.

1.- APORTACION RECIBIDA.

Las aportaciones de agua potable que se reciben en la - CIUDAD DE MEXICO SON:

a) Sistema Alto Lerma.

b) Sistema Mixqui, Xochimilco, Xotepingo.

c) Pozos Municipales y Sistema Peñon.

d) Pozos Particulares.

e) Manantiales diversos.

f) Fuentes de la C.A.V.M.

2.- LAS REDES PRIMARIAS Y SECUNDARIA. .

La Ciudad cuenta con una red primaria de 365 km. aproximadamente.

La red secundaria es de 15 000 Km. aproximadamente.

Actualmente se estan incrementado las redes , creciendo en una gran longitud.

3.- LA NECESIDAD DE LAS ZONAS A ABASTECER.

Tomando en cuenta la población fija, la población flotante, los días y horas de incremento de población y las necesidades de las edificaciones de la zona.

(Hospitales, Reclusorios, Rastros, Escuelas, Fábrica, -- Edificios Públicos etc.

4.- LA TOPOGRAFIA DE LA ZONA.

Los factores topográficos representan los obstaculos ecoñomicos y técnicos más dificiles de superar sobre todo en el caso de lugares con una cota superior al los tanques de almacenamiento.

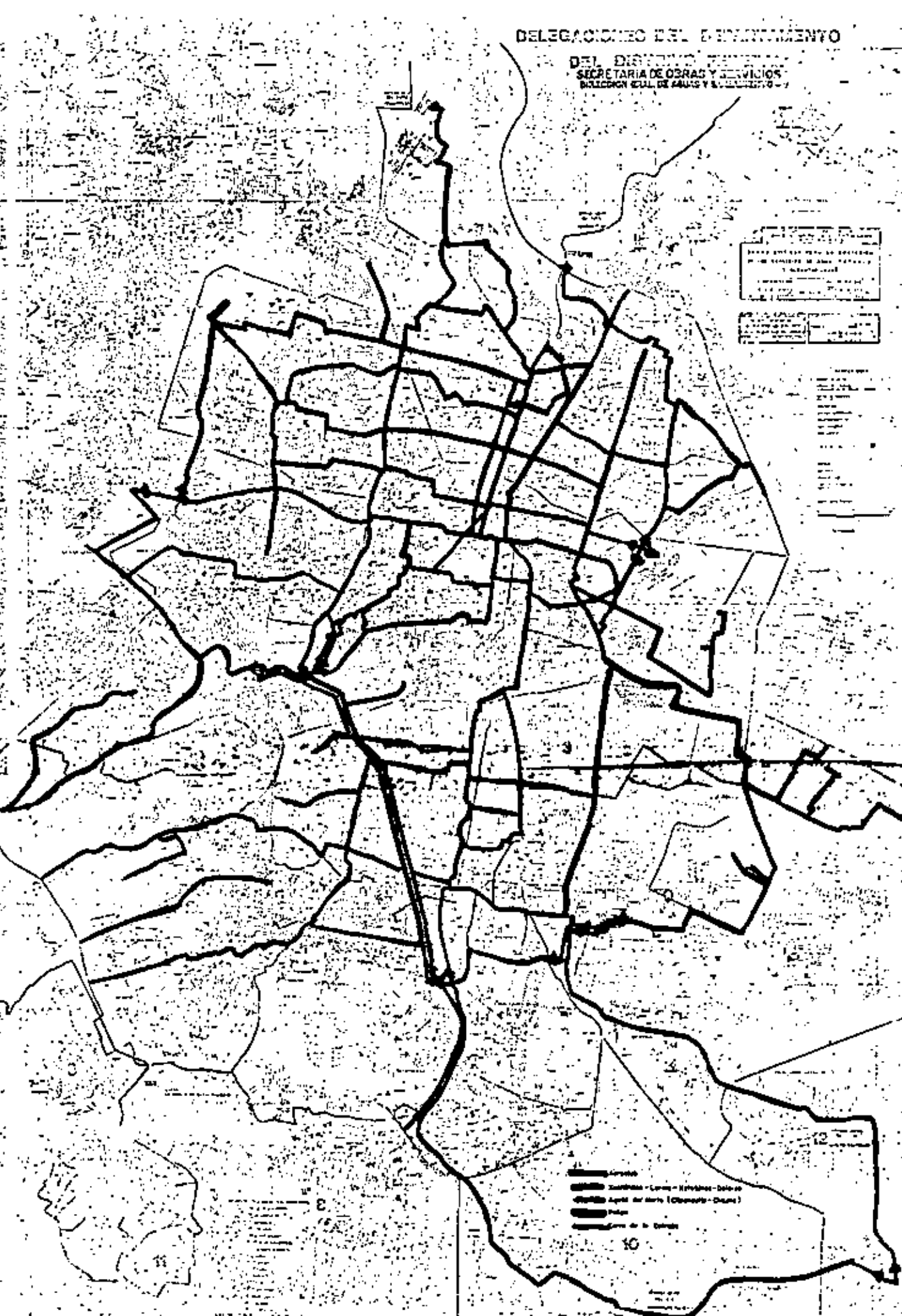
Este manueal esta elaborado considerando falla en los Sistemas en los que denotan sus zonas.

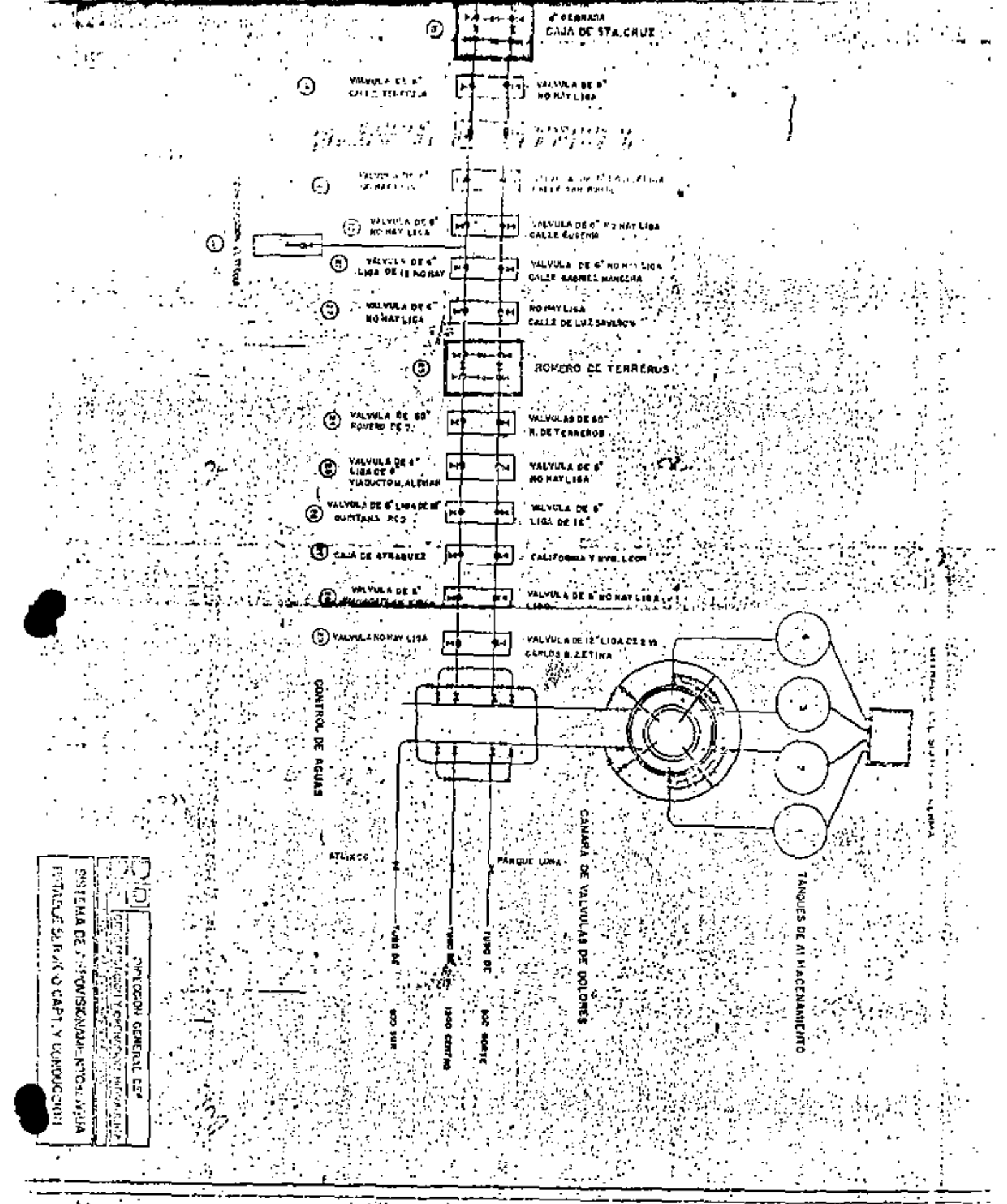
&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&

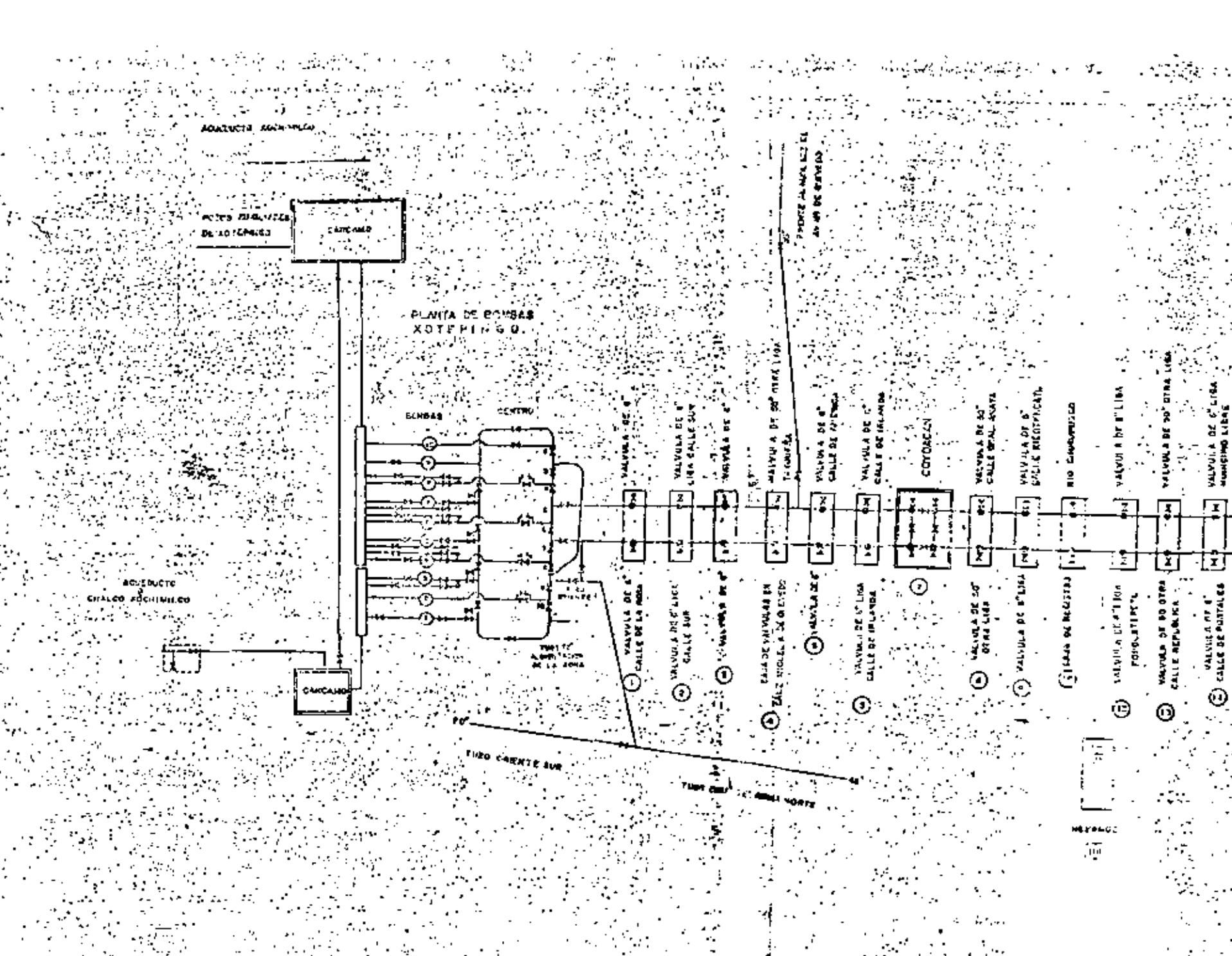
De influencia y los movimientos principales que se pueden efectuar tratando de lograr una Distribución lo más equitativo posible para la Ciudad.

En los casos de Xotepingo y Aeroclub se tienen dos líneas y puede existir el problema exclusivamente en una de ellas, lo que nos reducirá el grado de dificultad.

En el caso de Pozos Municipales la descripción se hará por el Servicio correspondiente y solo se hace notar que inyectan directamente a la Red.


DELEGACIONES DEL DISTRITO FEDERAL
SECRETARIA DE OBRAS Y SERVICIOS
10


CAJA DE STA. CRUZ
VALVULA DE 6" NO HAY LIGA
VALVULA DE 6" NO HAY LIGA
VALVULA DE 6" NO HAY LIGA
VALVULA DE 6" NO HAY LIGA
VALVULA DE 6" NO HAY LIGA
ROMERO DE TERREROS
VALVULA DE 60" ROMERO DE T.
VALVULAS DE 60" R. DE TERREROS
VALVULA DE 6" NO HAY LIGA
VALVULA DE 6" LIGA DE 12
CAJA DE ATRAQUE
VALVULA NO HAY LIGA
CONTROL DE AGUAS
CAMARA DE VALVULAS DE DOLORES
TANQUES DE ALMACENAMIENTO
ATLAXCO
PARQUE LIMA
TUBO DE 600 SUR
TUBO DE 1200 CENTRO
TUBO DE 600 NORTE
INSPECCION GENERAL DE
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
TANQUE SERRANO CAPT. Y CONDUCCION


PLANTA DE BOMBAS
XOTEPINGO.
CAMCAMO
CAMCAMO
BOMBAS
CENTRO
ACUEDUCTO
CHALCO ACHIMILCO
TIRO CAIENTE SUR
COYOACAN
RIO CHAPULTEPEC
HEYDUCC

OPERACION QUE SE EFECTUARA PARA EL CASO EN QUE FALLE ALGUNA LINEA DE ALIMENTACION A LOS TANQUES DE "DOLORES"

Los tanques de Dolores tienen como misión principal alimentar al Centro de la Ciudad y a la parte antigua de la misma.

Reciben su aportación de dos fuentes que son:

a) Rebombeo de Xotepingo, (Sistema Mixqui Xochimilco, Xotepingo.

b) Del Sistema Lerma.

Como en el Centro de la Ciudad se tiene un fuerte concentración de personas, además de existir dentro de la Delegación --- Cuauhtemoc, zona alimentada en gran parte por estos tanques, - la mayoría de Oficinas de Gobierno, Hoteles de todos tipos, --- principales conglomerados de comercios; centro Insurgentes, - Zona Rosa, Hospitales, etc. causando gran consumo de agua.

Considerando falla de suministros a los tanques por rebombeo de Xotepingo caso (a) la operación que se debía efectuar - será .

1.- Solicitar a la Oficina del Sistema Lerma, reforzar -- su aportación hacia Dolores con objeto de garantizar la alimentación del Centro de la Ciudad y a su vez de la parte Sur, Colonias del Valle Narte, Nápoles, San Pedro de los Pinos etc.

2.- De Chalma de Guadalupe que solicitará reforzar su --- aportación para alimentar la parte norte del Centro de la Ciudad y reforzar todo el Centro.

3.- Se solicitará a la Oficina de Aguas del Norte reforzar su aportación con objeto de que sus aguas lleguen al Centro de la Ciu-

dad, y reforzar todo el Centro.

4.- Se solicitará a la Oficina de Pozos Municipales , la revisión de sus equipos y ponerlos a funcionar en las condiciones extraordinarias posibles principalmente en la zona efectada con objeto de -- reforzar la aportación.

1.- Se cerrarán las salidas de Xotepingo hacía los Tanques de - Dolores.

2.-Se cerrarán válvulas en División del Norte Sur entre Hidalgo y General Anaya , con objeto de retener el agua que alimentará a - las Colonias, América, del Valle, Narvarte, Vertiz Narvarte, -- Letran Valle, Portales, Independencia, Periodista, Nativitas, Americas Unidas, Alamos Nápoles etc.

3.- Se cerrarán la válvula en la línea de 900 mm. (36") y las- de 508 mm. 20") ubicadas en Miguel Angel de Quevedo y División del Norte, con objeto de no meter agua a el area afectada ------ (Xotepingo)

4.- Las válvulas laterales de las líneas de conducción 1 y 2 de 1219 mm. (48") a partir de Hidalgo, hasta Xotepingo se cerrará excepto en el caso de válvulas de desfogue, sí es necesario desaguar el tramo.

Caso (b) para el caso en que no haya aportación del Sistema- Lerma a los Tanques de Dolores, estos deberán ser alimentados.

por el rebombeo de Xotepingo y las fuentes de apoyo serán las de los puntos 2o. 3o. y 4o. mencionados anteriormente.

OTRO CASO.

En el caso de que la falla fuera en la aportación de los Tanques:

a) La aportación de Xotepingo al llegar al Control de la Condesa se recibirá directamente en la Red de Distribución alimentando a - las líneas ya mencionadas del Centro de la Ciudad y la válvula de - 508 mm. (20") que alimenta San Miguel Chapultepec y Polanco.

b)Se solicitará el mismo auxilio de los casos 2o. y 3o. y 4o.

c) Como en algunas zonas subsistirá el problema se tendra -- que efectuar el reparto de carros Tanque de Servicio de Reparto - de agua y de la Delegación Miguel Hidalgo.

Esta entrega se ha jerarquizado las necesidades en:

Instituciones Oficiales.

Hospitales.

Escuelas

Usuarios.

Conforme se vaya controlando, la falla se iran restituyendo los movimientos efectuados a las condiciones normales de operación.

NOTA: Se hace notar que aunque las líneas de conducción de Xotepingo a Dolores y el Control Condesa pertenecen a la Oficina --- de Abastecimiento, a lo largo de las líneas van alimentando - a la Red de Distribución.

OPERACION QUE SE EFECTUARA EN CASO DE QUE NO HAYA APORTACION DE LOS TANQUES DE LA ESTRELLA.

Los Tanques de la Estrella tienen como misión principal alimentar a la parte Oriente de la Ciudad.

Esta zona es muy extensa y tiene un gran número de habitantes pero conglomerados en forma muy irregular.

Su gran extensión, representa un grave problema en su alimentación puesto que tiene diferentes variedades de topografía; no cuenta con redes suficientes ya que hay mucho problemas en cuanto a la tenencia de la tierra y es una de las zona que se están poblando actualmente.

Como ya mencionamos los Tanques de almacenamiento de --- la Estrella, son su principal fuente de alimentación y en caso de - no aportación se tendrá que recurrir.

1o.- El Sistema Mixqui-Xochimilco Xotepingo, entregará su -- aportación hacia la línea de 1219mm. (48") de los Silos, año de Juárez etc. con objeto de entroncar con la línea de 1219mm. (48") que viene por la Av. 12, la alimentación, hacía el poniente de la línea - de Silos se efectuará a través del tubo Oriente que sale de Xotepingo (Jacarandas Calz. de Tlalpan etc.)

2o.- El Sistema de Chiconautla alimentará las zonas Norte - (parte de Oriente, Eva Samano de López Mateos a las Colonias - Gabriel Hernández, Atzacoalco, Nueva Atzacoalco, El Coyol, San Felipe de Jesús, Vasco de Quiroga etc. y parte central:

Industrial, Estrella, Vallejo, Guadalupe Tepec etc.) y reforzar el Centro de la Ciudad.

3.- Se solicitará el Sistema Lerma Chalmita su aportación máxima con el objeto de enviar hacía el Oriente de la Ciudad el Caudal máximo posible sin descuidar sus zonas de influencia en el Poniente de la Ciudad.

4o.- Se solicitará a Pozos Municipales, la revisión de sus equipos y ponerlos a funcionar en las condiciones extraordinarias posibles principalmente en la zona afectada, con objeto de reforzar la aportación.

5o.- Se efecturán los movimientos de válvulas siguiente:

a) se cerrará la válvula de Ganaderos casi esquina con Cereales en la línea de 914 mm. (36") con objeto de enviar agua por la línea de Silos Año de Juárez, Río Churubusco, etc. alimentando las Colonías del Oriente de la Ciudad.

b) se cerrará la válvula de Instituto Politécnico Nacional Norte en la línea de 1219mm. (48") con objeto de separar la aportación de Chalma de Guadalupe y aumente su gasto hacía de Oriente.

c) se cerrará la válvula del Bay-pass de 914 mm. (36") en cantera y Misterios con objeto de separar las aguas provenientes de Chalma y de Chiconautla y repartir sus aportaciones.

d) se cerrará la válvula que está al Norte de Martín Carrera y Centenario, en la línea de 1219mm. (48").

e) Se cerrará la válvula que está en Henry Ford y F.C. Hidalgo sobre la línea de 1219mm. (48").

f) se cerrará la válvula que está ubicada en Noe y Sara en la -- línea de 914 mm. (36").

g) Se cerrará la válvula ubicada en Calz. San Lorenzo, casi --- esq. con Ermita Iztapalapa, con objeto de retener el agua y no perder presión.

6.- Con esta Operación, aunada a la revisión de válvulas en -- esas líneas lograremos una distribución repartiendo el agua de -- acuerdo a la aportación recibida y a las necesidades de las zonas- afectadas observando que las supuestamente no afectadas tendrán - que repartir su gasto al compartir el caudal.

lo.- Como en varias zonas subsistirá el problema se tendrá -- que efectuar el reparto en carrostanque a traveś del servicio de - reparto de agua de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica y de las Delegaciones afectadas (Iztapalapa e Iztacalco principalmente).

Esta entrega se hará jerarquizando las necesidades en:

Hospitales.

Escuelas.

Instituciones que requieren como base el agua para la salud de- la población (Reclusorios, Rastros, etc).

Instituciones Oficiales.

Usuarios.

Conforme se vaya regularizando la aportación de los Tanques -

de la Estrella se iran haciendo contrariamente los movimientos efectuados, hasta volver a las condiciones normales.

NOTA: se da preferencia para dirigir esta limentación de Chalma de Guadalupe hacía el Oriente por aportar mayor caudal y tener - presión aunque esté más distante.

México, D.F., a 12 de febrero de 1979.

OPERACION QUE SE EFECTUARA PARA EL CASO DE EMERGENCIA EN QUE NO HAYA APORTACION DE AGUA EN CHICONAUTLA.

1.- Se solicitará a la Oficina del Sistema Lerma, reforzar su abastecimiento a los tanques de Aeroclub con objeto de alimentar las zonas ubicadas al Noroeste de la Ciudad (Azcapotzalco, Ahuizotla El Rosario etc.) pues se disminuirá la aportación de Chalma de Guadalupe, para esa zona no obstante que se solicitará su máxima aportación posible para reforzar toda la zona Norte.

2.- Se solicitará a la Oficina de Aguas del Sur reforzar su abastecimiento a los Tanques de Dolores con objeto de garantizar el abastecimiento del Centro de la Ciudad y Colonías circunvecinas (Condesa, Roma, Roma Sur, Cuauhtemoc Juárez, Guerrero, Santa María, San Rafael, Doctores, Obrera etc.).

3.- Se solicitará a la Oficina de Pozos Municipales, la revisión de sus equipos y ponerlos a funcionar en las condiciones extraordinarias posibles principalmente en la zona afectada, con objeto de reforzar la aportación y la revisión del Sistema del Peñon, para asegurar la aportación de la parte Sur de la Unidad San Juan de Aragon.

4.- Se efectuarán los movimientos de válvulas siguiente:

a) Se cerrarán la válvula de Rosario y Tierra Nueva, en la Líne de 1219mm. (48") con objeto de retener el agua de Aeroclub para alimentar Azcapotzalco y la Unidad del Rosario.

b) Se cerrará la válvula de Instituto Politécnico Nacional Norte en la línea de 1219mm. (48") con objeto de se parar la - aportación de Chalma de Guadalupe y que aumente el area de - riego en la zona Nor-Oriente (Basílica de Guadalupe, Aragón-Carrera Lardizabal, Constitución de la República, Vasco de - Quiroga, Nueva Atzacoalco, El coyol, San Felipe de Jesús --- 25 de julio etc).

c) Se cerrará la válvula de Schuman y Misterios en la - línea de 1219mm. (48") con objeto de que el agua de la parte - sur de esa válvula sea retenida, sosteniendo presión hacia -- el centro y que el agua proveniente del Norte (Chalma de ---- Guadalupe) alimente con presión de su zona de influencia.

d) Se cerrará la válvula de cabo Finisterre y M.Dieguez en la línea de 508mm. (20") con objeto de no perder presión - ya que no será posible abastecer aguas arriba en esta línea.

5.- Con esta Operación aunada a la revisión de válvulas en esas líneas lograremos una distribución repartiendo el --- agua de acuerdo a la aportación recibida y a las necesidades- de las zonas afectadas observando que las supuestamente no - afectadas , tendrán que restringir su gasto al compartir el -- caudal.

6.- Como en las zonas altas subsistirá el problema. - se tendrá que efectuar el reparto en carros tanques, para lo cual solicitaremos la colaboración de la Oficina de reparto- de Agua, así como de las Delegaciones Gustavo A. Madero- t Azcapotzalco.

Esta entrega se hará jerarquizando las necesidades en:

Hospitales.

Escuelas

Instituciones que requieren como base el agua para la-salud de la población (Rastros reclusorios etc)

Instituciones Oficiales.

Usuarios.

Conforme se vaya regularizando la aportación de Chiconautla se iran regularizando los movimientos efectuados hasta volver a - las condiciones normales.

OPERACION QUE SE EFECTUARA PARA EL CASO EN QUE NO HAYA APORTACION DE AGUA EN AEROCLUB.

1.- La Oficina del Sistema Lerma (Chal mita) reforzará su abastecimiento hacía los tanques de Dolores para que a través de la línea de 1219mm. (48") llamada línea Norte reforcemos la - zona de San Rafael , Sta. Ma. la Rivera, etc. la línea de 508mm. (20") que alimenta a San Miguel Chapultepec reforzará la zona -- de Polanco, Anzures etc.

2.- La aportación de Chalma de Guadalupe deberá trabajar en condiciones extraordinarias para recibir su máxima ---- aportación con objeto de alimentar la zona Nor-oeste de la ---- Ciudad (El Rosario, Azcapotzalco, Ahuizotla, San Pedro Xalpa- San Isidro, San Juan Tlihuaca, San Martín Xochinahuac, Ahuhuetes, y San Miguel Amantla etc.

3.- Se solicitará a la Oficina de Aguas del Norte ------- (Chiconahutla) el máximo abastecimiento posible con objeto de - reforzar la alimentación de la zona norte, parte poniente ------ (Lindavista, Vallejo Lindavista, Nueva Vallejo, Pro-Hogar ---- Defensores de la República, Industrial, Vallejo etc.).

4.- Se solicitará a la Oficina de Pozos Municipales , la - revisión de sus equipos y ponerlos a funcionar en las condiciones extraordinarias posibles principalmente en la zona afectada, con- objeto de reforzar la aportación.

5.- Se cerrará la válvula de salida en AEROCLUB. y en la línea gemela se cerrará al Poniente de Ahuizotla.

NOTAS.

a) Se reforzará con carros Tanques el abastecimiento de agua en la Escuela de Trasmisiones.

b) Es necesario que la Escuela de Trasmisiones construya una cisterna con capacidad para 2 1/2 días de abastecimiento ya que con las instalaciones con que cuenta actualmente tiene problemas en caso de aportación mínima, pués su tinaco está al fondo de la Escuela (más de 300 m. de distancia del suministro) y con una altura de 8 - mts. aproximadamente en terreno accidentado.

OPERACION QUE SE EFECTUARA PARA EL CASO DE QUE FALLE ALGUNA LINEA DE LA RAMA SUR DEL SISTEMA LERMA.

La rama Sur del Sistema Lerma alimenta la parte Sur - Poniente de la Ciudad, parte de la bifurcación de Santa Luciá - y consta de 4 líneas principales que son: Línea de Santa Lucia, Línea Las Aguilas, Línea Torre, Línea San Bernabe.

Como en esta parte de la Ciudad la tópografía es muy -- accidentada (montañas y barrancas) y siendo que a partir --- de las partes altas se efectuará la alimentación por gravedad- se han construído varios tanques de regulación y almacenamien to.

La operación que se efectuará en caso de falla de alguna- línea entre tanques será:

1o.-Cerrar la válvula más próxima aguas arriba con ob- jeto de evitar la aportación en la falla (desperdicio).

2o. Alimentar los casos posibles con el almacenamiento de los tanques inferiores.

3o Alimentar con carrostanques la zona imposible de ali- mentar en otra forma dando preferencia jerarquizando las --- necesidades en:

Hospitales.

Escuelas.

Instituciones que requieren como base el agua para la - salud de la población (Centros de Salud, Reclusorios etc.).

INSTITUCIONES Oficiales , Usuarios.

En caso de que los carros tanques satisfagan racionadamente las necesidades anteriores deberán reforzar, si es necesario la -- zona alimentada por lo tanques , de aguas abajo.

4.- Se solicitará a la Oficina de Pozos Municipales la revisión de sus equipos ubicados en la zona afectada y ponerlos a funcionar - en las condiciones extraordinarias posibles con objeto de reforzar - la aportación.

Si la falla ocurriera en algún tanque de almacenamiento, se - cerrará el suministro a ese tanque, pero la alimentación aguas --- abajo se efectuará a través del Bay Pass de el mismo tanque reforzándola con pipas en caso necesario.

La línea Santa Lucía, alimenta entre otras las Colonias : ---- Pueblo Santa Lucía, Olivar del Conde (5 secciones) Hogar y Redención, Barrio Norte, Piloto , Garcimarrero, Presidentes, Cascada - Lomas de Plateros, Merced Gómez etc.

La línea Las Aguilas, alimenta entre otras las siguientes Colonias: Las Aguilas, ampliación Alpes, Ampliación Aguilas, San Clemente, Puente Colorado, Lomas de las Aguilas etc. y a través de - rebombeos, Axomiatla, Villa Verdum.

La línea Torre alimenta entre otras las siguientes colonias :

Angostura, Olivar de los Padres, Progreso.

La línea San Bernabé alimenta entre otras las siguientes colonías: Pueblo de San Bernabé, Contreras , San Jerónimo.

Conforme se vaya controlando la falla se iran restituyendo los movimientos efectuados a las condiciones.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

REHABILITACION DE POZOS

ING. GILBERTO HARO O.
FEBRERO, 1979

BASES PARA LA SUPERVISION DE REHABILITACION DE POZOS. PAG.

BASES DE CONTRATACION PARA LA REHABILITACION DE POZOS

EQUIPO DISPONIBLE:

El contratista deberá presentar una relación de maquinaria y equipo que pretente utilizar en estos trabajos. Exhibir especificaciones del equipo básico.

Perforadoras Rotarias
Perforadoras de Percusión
Grúas
Bombas de Aforo
Compresores
Tuberías para el Sifoneo

El contratista deberá presentar una relación del equipo auxiliar, como plantas de soldar, bombas equipo de registro de verticalidad.

El contratista deberá presentar una relación de aparatos, herramientas y accesorios, etc., que se requiere en estos trabajos, y sus especificaciones.

Sartas de perforación de rotarias, cables con longitud suficiente para alcanzar las diferentes profundidades que se requieren para perforar, sondear, limpiar, etc., etc.

Protectores de hule para sartas de perforación. Exhibir especificaciones de estos elementos.

Aparatos para correr registros eléctricos.

PERSONAL:

El personal a cargo de estos trabajos deberá tener la experiencia suficiente para poder realizarlos con éxito.

a La Hoja # 2

EJECUCION DE LOS TRABAJOS:

La ejecución de los trabajos se llevarán a cabo siguiendo los programas que se presentarán oportunamente.

El contratista efectuará anticipadamente los trabajos preliminares que cada localización requiere para poder instalar la perforadora o la grúa que va a trabajar.

Durante la ejecución de los trabajos el contratista deberá llenar los reportes de trabajo que más adelante se mencionan. El objeto es dejar asentado por escrito todas las maniobras que vaya realizando. Los reportes serán llenados cada hora, no será aceptado el trabajo que no esté consignado con más de una hora de retraso.

Los reportes que se llenarán en el pozo son:

Trabajo Ejecutado con Perforadora:

- Reporte Diario Gráfico.
- Reporte Diario Gráfico.
- Reporte Diario de Operación.
- Reporte Diario de Estimación.

Trabajo Ejecutado con Grúa:

- Reporte Diario de Limpieza.
- Reporte Diario de bombeo
- Reporte Diario de Operación.
- Reporte Diario de Estimación.

Estos reportes serán proporcionados por el contratista en original y dos copias.

Los Reportes Diarios de Estimación serán llenados por la supervisión y firmando por ambas partes. El supervisor hará las estimaciones no el contratista.

A LA HOJA # 3

Los demás reportes serán llenados por el contratista y firmados por ambas partes, es decir por la supervisión y el contratista.

Al final de cada semana se efectuará un concentrado de las cantidades de obra, las mismas que serán la base para la elaboración de la Estimación Semanal.

Todas las instrucciones y órdenes de trabajo serán dadas por escrito por la supervisión en la bitácora. No se reconocerá ninguna clase de trabajo que ejecute el contratista sin orden previa.

Tomando en cuenta que gran parte de este trabajo se ejecuta con base a horas-máquina, el contratista instalará instrumentos del tipo "Geolograph" cuando la perforadora sea del tipo rotaria, e instalará horómetros en cada motor. Las lecturas de estos últimos anotados en los reportes en los lugares correspondientes.

El contratista deberá estar preparado para poder realizar las maniobras preliminares; la rehabilitación propiamente dicha y las operaciones de limpieza y terminación en cada pozo que ataque, dentro del tiempo programado y no se permite dejar el pozo a media rehabilitación.

El tiempo base de trabajo que reconoce el Departamento del Distrito Federal es de 8 horas por día hábil.

El contratista realizará las operaciones y maniobras que requieren la rehabilitación con el mayor cuidado posible para evitar que por negligencia sea dañado el pozo ó éste quede afectado de alguna manera. En caso de que esto ocurra, el contratista por su cuenta reparara los daños ocasionados hasta dejar el pozo en buenas condiciones.

A LA HOJA # 4

El contratista deberá dar aviso de iniciación de los trabajos - con anticipación, para comunicar esto oportunamente a la delegación- correspondiente y asímismo dar tiempo para preparar la supervisión - En el caso de que el contratista no dé aviso de iniciación por escrito, no se reconocerá el trabajo realizado.

Es importante que una vez terminada la rehabilitación del pozo se proceda de inmediato a instalar el equipo de bombeo que efectuará el desarrollo y aforo del pozo y poder conocer rápidamente los - resultados, para ponerlo en operación inmediatamente y conectarlo a- la red.

PRINCIPALES ACTIVIDADES QUE PUEDEN PRESENTARSE EN LA REHABILITACION DE POZOS. (ESTAS ACTIVIDADES DE NINGUNA MANERA SON LIMITATIVAS PUES SE MENCIONAN UNICAMENTE PORQUE SON LAS QUE SE PRESENTAN CON MAYOR - FRECUENCIA) .

1.- Retiro e instalación del equipo de bombeo.
2.- Demolición de casetas, muros, bordo, etc.
3.- Excavación y relleno en la localización del pozo ó su nivelación, cuando el terreno así lo requiera.
4.- Reconocimiento del pozo mediante: sondeos con tubería,- cable, calibraciones, impresiones, etc.
5.- Desazolve del pozo con el método más conveniente según - el caso, como pueden ser con aire comprimido cuchara o - cubeta, agua, etc.
6.- Correr registros eléctricos.
7.- Correr registros de verticalidad.
8.- Limpieza de ademes y cedazos, mediante sistemas mecáni - cos como cepillos, rasqueteo, etc., mediante sistemas hi dráulicos de chiflones de agua; mediante sistemas químicos con ácidos o aditivos químicos que según el caso pue den aplicarse.
9.- Desarrollo y aforo. El pozo deberá aforarse inmediatamen te después de terminar su rehabilitación.
y el contratista no podrá atacar otro pozo hasta que afore el pozo rehabilitado.
10.- Desincrustar ranuras en los cedazos.
11.- Extracción de tuberías de ademe.
12.- Ranuración de tubería de ademe colocada dentro del pozo.
13.- Ranuración de tuberías de ademe fuera del pozo.

A LA HOJA No. 2

14.- Engravado del pozo, superficial y a profundidad.

15.- Profundización del pozo, (cuando se utilice el sistema rotatorio deberá tenerse la precaución de utilizar protectores en la tubería de perforación, para evitar dañar la tubería de ademe).

16.- Ampliación de agujeros, con herramientas convencionales o especiales.

17.- Pistoneo, cubeteo, etc.

18.- Excavación y relleno de presas para lodos.

19.- La utilización de presas metálicas cuando la localización no permita la excavación de presas en el terreno.

20.- Suministro de materiales cuando así lo requiere la supervisión, tales como: grava, agua, bentonita, dispersores, cemento, tuberías, etc., etc., y el transporte de los mismos, cuando sea necesario.

21.- El contratista deberá tomar en cuenta que los pozos a rehabilitar varían en profundidades que van desde 30 a 500m (algunas veces hasta 1000 m) y cuyos diámetros van de 15.2cm(6") hasta 76.4 cm (30") y algunas veces más de 30"

22.- Al terminar los trabajos cuando el pozo va a quedar expuesto sin seguridad alguna, el contratista da en la boca del mismo de manera que su seguridad quede a prueba de que gente extraña no cause ningún daño, ó el uso de casquillos que no puedan ser removidos directamente por un hombre.

23.- Encamizado del pozo.

24.- Desinfección del pozo

25.- Abandono del pozo.

26.- Para la entrega del pozo rehabilitado, la Empresa Contratista demostrará a satisfacción de la Empresa Supervisora mediante un reconocimiento del fondo del pozo, que éste quedó a la profundidad requerida en el trabajo efectuado.

RECOMENDACIONES PARA EL EQUIPO DE PERFORACION QUE ES MAS CONVENIENTE CONTRATAR

Para estos trabajos se recomienda el equipo del tipo de percusión, por las siguientes ventajas:

1.- Porque el importe de los trabajos ejecutados resulta más económico, aproximadamente a la mitad que el del tipo rotatorio.
2.- El trabajo resulta más limpio porque reduce al mínimo el uso de bentonita y daña menor los acuíferos y tapa menos las ranuras de los cedazos.
3.- Disminuye el riesgo de romper los ademes, pues el efecto del cable es menos perjudicial que el de la tubería de perforación.
4.- El sistema de percusión tiene la flexibilidad de perforar a cualquier diámetro que resulte conveniente, pues puede profundizar pozos al máximo diámetro que permitan los ademes instalados.

INDICE DE DOCUMENTOS QUE LA EMPRESA SUPERVISORA PRESENTARA - AL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL, CON DATOS DEL POZO ANTES Y DESPUES DE SU REHABILITACION.

No.	C O N C E P T O
1.-	Croquis de la localización.
2.-	Datos del pozo original.
3.-	Datos del pozo rehabilitado.
4.-	Especificaciones generales del equipo empleado - en la rehabilitación ó perforación.
5.-	Datos generales de la inspección del pozo.
*6.-	Datos definitivos y entrega de pozos construídos.
*7.-	Datos del equipo de bombeo.
*8.-	Datos del equipo eléctrico.
9.-	Reporte con datos de caseta original.
10.-	Reporte con datos de caseta rehabilitada.
11.-	Análisis Químico del agua.
12.-	Programa de habilitación de pozos.
13.-	Reportes de trabajo:
	- Reporte diario de perforación.
	- Reporte gráficos de tiempos.
	- Registro de aforo
	- Reporte de operación.
	- Reporte diario para estimación.
	- Reporte de estimación semanal.
	- Reporte mensual ó final de estimación.
*14.-	Registro de campo y gráficas del aforo.
15.-	Selección del equipo de bombeo.
16.-	Recomendaciones

* Original y rehabilitado.

AQUIFERO, S.A.

CROQUIS DE LA LOCALIZACION

Fecha _____

Nombre del pozo _____

Ubicación (colonia, ramal, etc.) _____

Referencias sobre su ruta de acceso _____

_____

_____

_____

CROQUIS

Formuló: _____

DATOS DEL POZO ORIGINAL

Fecha _____ Edad _____ años

Profundidad total _____ m

Ademe: ø _____ Profd. _____ ø _____ Profd. _____ ø _____ Profd. _____

Tubería ciega _____ m, ranurada _____ m

Estado del pozo y defectos que motivan su rehabilitación _____

Rehabilitación recomendada _____

CROQUIS

Formuló:

DATOS DEL POZO REHABILITADO

Fecha _____ Pozo _____ Ubicacion _____

Profundidad total _____ m

Ademe: ø _____ Profd. _____ ø _____ Profd. _____ ø _____ Profd. _____

Tuberias: ciega _____ m, ranurada _____ m

Descripción de trabajos de rehabilitación realizados _____

_____

_____

_____

_____

_____

_____

_____

_____

_____

_____

_____

_____

CROQUIS

DATOS DEL AFORO

Q _____ l.p.s.

N.E. _____ m.

N.D. _____ m.

Presión en la línea que abastecerá _____ Kg/cm^2

Gasto recomendable para su explotación _____ l.p.s.

Abatimiento pronosticable en los próximos _____ años _____ m.

Formuló:

ESPECIFICACIONES GENERALES DEL EQUIPO EMPLEADO EN LA REHABILITACION O PERFORACION

Fecha _____ Formuló _____

Pozo _____

PERFORADORA

Propietario _____

Marca _____

Tipo _____

Altura de la torre _____

Tubería de perforación, ø _____ Long. _____

Barrenas y otras herramientas _____

_____

_____

_____

EQUIPO DE SOLDAR

Tipo _____ Marca _____ Amps. _____ Serie _____

BOMBA DE LODOS

Marca _____ Tipo _____ Características _____

COMPRESOR

Marca _____ Tipo _____ Capacidad _____

REGISTRO ELECTRICO

Marca _____ Tipo _____ Capacidad _____

PARA AFORO

MOTOR

Marca _____

Tipo _____

H. P. _____

r.p.m. _____

Acoplamiento _____

_____

BOMBA

Marca _____

Descarga _____

Columna _____

Longitud _____

Impulsores ø _____ número _____

Tipo _____

DATOS GENERALES DE LA INSPECCION DEL POZO

Fecha: _____

Pozo _____ Edad _____ años

Rehabilitaciones anteriores _____

_____

Q. _____ N.D. _____ N.E. _____

Metodo para aforar _____

_____

ø ademe _____ Profd. _____ m. ø _____ Profd. _____ m

Estado actual _____

Predio _____

Problemas de acceso _____

_____

_____

Condiciones de operación _____

_____

BOMBA

Columna ø _____ Flecha ø _____ Fundo _____

No. de tramos _____ Longitud _____ m.

Tazones ø _____ No. _____ Longitud _____ m.

Cabezal _____

Motor _____ H.P. _____ Serie _____

Transformador _____ K.V.A. _____ Serie _____

Controles _____

Observaciones _____

_____

_____

_____

_____

Formuló _____

DATOS DEFINITIVOS Y ENTREGA DE POZOS CONSTRUIDOS

Pozo _____

Estado _____

Municipio o Delegación _____

Localidad _____

Sitio _____

Fecha _____

CORTE GEOLOGICO

Prof. m	ESTRATIGRAFIA	DESCRIPCION

REHABILITACION DEL POZO

Perforación exploratoria

PROFUNDIDAD m.	DIAMETRO cm.	DIAMETRO pulg.

Registro eléctrico: SI ○ NO ○

Ampliación:

DE mt.	A mt.	DIAMETRO cm.	DIAMETRO pulg.

Colocación de Tubería

TIPO	DE mt.	A mt.	Diám. pulg	Esp. pulg
Contra-ademe				
Ademe				
Tubería ranurada				
Cedazo				

TIPO	ABERTURA m.m.	Area de infiltración
Tubería ranurada		
Cedazo		

Cementación: de ____ m. a ____ m.

de ____ m. a ____ m.

Filtro de grava: de ____ m. a ____ m.

DATOS DEL EQUIPO DE BOMBEO

Fecha _____ Pozo _____ Formuló _____

Ubicación: _____

DATOS	ANTERIORES	REHABILITADO
Camara de bombeo		
Diámetro		
Profundidad		
Gasto		
Nivel dinámico		
Nivel estático		
EQUIPO DE BOMBEO		
Motor		
Marca		
Potencia en C.P.		
Serie		
Cabezal de descarga		
Marca		
Modelo		
Nema		
ø Columna-descarga		
Columna Lubricación		
Diámetro		
Diámetros, flecha y camisa		
Modelo y ø tazones		
Número de tazones		
Modelo impulsores		

DATOS DEL EQUIPO ELECTRICO

Fecha: _____

Pozo: _____ Formuló _____

Ubicación _____

DATOS	ANTERIOR	REHABILITADO
Transformador		
Marca		
Capacidad en K.V.A.		
Serie		
Voltajes		
Fases		
Interruptor		
Marca		
Amperes		
Volts		
Cartucho fusibles		
Compensador de arranque		
Marca		
H.P.		
Volts		
No. de serie		
Motor		
Marca		
Serie		
Potencia		
Frame		

REPORTE CON DATOS DE CASETA ORIGINAL

Pozo _____ Ubicación _____

Descripción de la caseta _____

_____

_____

Demoliciones necesarios _____

_____

_____

Justificación _____

_____

Observaciones _____

_____

_____

FOTOGRAFIA

Fecha _____

REPORTE CON DATOS DE CASETA REHABILITADA

Pozo _____ Ubicación _____

Descripción _____

_____

_____

Trabajos realizados _____

_____

_____

Observaciones _____

_____

_____

FOTOGRAFIA

Fecha _____

ACUIFERO, S.A.

ANALISIS QUIMICO DEL AGUA

MUESTRA No.
FECHA:
LUGAR:
NOMBRE:
MPIO.:
ESTADO:
PROPIETARIO:

CARACTERISTICAS QUIMICO-FISICAS DE POTABILIDAD (mg/l)

SUBSTANCIA	Concentración Muestra	Concentración Permitida.
Sólidos totales		
Color (ppm de escala plat-cob.)		
Turbidez en SiO_2		
Gusto		
Olor		
Hierro (Fe)		
Manganeso (Mn)		
Cobre (Cu)		
Zinc (Zn)		
Calcio (Ca)		
Magnesio (Mg)		
Sulfatos (SO_4)		
Cloruros (Cl)		
pH		
Sulfato magnético sódico		
Substancias fenólicas (fenol)		
Contaminantes orgánicos		
(Carbono extracto con cloroformo)		
Tensoactivos (detergentes) ABS		
(Alhi)bencial-sulfato)		

SUBSTANCIAS TOXICAS

INDICADOR	Concentración Muestra	Concentración Permitida.
Plomo		
Arsénico		
Selenio		
Cromo (hexavalente)		
Cianuro		
Cadmio		
Bario		
Plata		

CARACTERISTICAS QUIMICAS QUE AFECTAN LA SALUD (mg/l)

SUBSTANCIA	Concentración Muestra	Concentración Permitida.
Fluoruros		
Nitratos		

Observaciones

A-AO-6

INDICADORES QUIMICOS DE CONTAMINACION (mg/l)

INDICADOR	Muestra	Límite mínimo
D Q O		
D B O		
Nitrógeno total		
(Excluído NO_3)		
NH_3		
Carbono (extraído al cloroformo)		
Grasas		

ELABORO

RECIBIO

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

PROGRAMA DE REHABILITACION DE POZOS

Pozo: _____

Localización: _____

Fecha: _____

No.	A C T I V I D A D E S
I	TRABAJOS PREVIOS
	01. Camino de Acceso
	02. Localización
	021. Demolición
	0211. Bardas
	0212. Caseta
	0213. Otros
	022. Excavación
	023. Rellenos
	03. Desmantelamiento
	031 Equipo de bombeo
	032 Otros
II	RECONOCIMIENTO DEL POZO
	01. Sondeo
	02. Calibración Diámetros
	03. Impresiones
	031 Traslapes
	032. Pescadores
	033. Obstrucciones
	034. Roturas de Ademe
	035. Fondo del pozo

111 REHABILITACION

01. Desazolve

02. Investigación del Fondo para Profundizar Pozo

03. Registro de Verticalidad

04. Profundización.
- 041 Perforación
  - 0411. Diametro Max.
  - 0412. Profundidad

05. Registro Eléctrico

06. Entubación
- 061 Longitud
- 062 Diámetro por Espesor
- 063. Ranuras

07 Engravado
- 071 Granulometría
- 072 Longitud

08 Rescate de Ademes

09 Limpieza
- 091 Pistoneo
- 092 Cuchareo
- 093 Sifoneo
- 094 Quimica

10 Desarrollo y Aforo
- 101 Tiempo

11 Desinfección
- 111 Tratamiento

12 Colocación Tapa del Brocal

13 Selección de Equipo
- 131 Selección de Equipo
- 132. Motor
- 133. Subestación

PROGRAMA Y AVANCE DE TRABAJO

CONTRATISTA: ____________________ LOCALIDAD: ______________________________ FECHA DE INICIO: ____________________

CONCEPTO	DIAS CALENDARIO					

REPORTE DIARIO DE PERFORACION

Cliente: _____ Pozo: _____
Contrato: _____ Lugar: _____
Fecha: _____ Obra: _____
Turno núm. _____ de las _____ hrs. a las _____ hrs.

SARTA DE PERFORACION FINAL DEL TURNO			LODO	DE HR	A HR	OPERACION EJECUTADA	PERSONAL	
			HORA				CATEGORIA	NOMBRE
			VISC.				PERFORADOR	
			DENS.				CHANGO	
							AYTE. PISO	
							AYTE. PISO	
							AYTE. PISO	
			MATERIALES					
			BENTONITA KG					
			AGUA M^3					
TOTAL		M					BOMBA DE LODOS	
PESO TOTAL		LBS					MARCA	MODELO
PROFUNDIDAD DEL POZO	BARRENA						TIPO	CAMISAS
INICIO:	DIAM.	MARCA	TIPO	MTS PER.			E.P.M.	PRESION
TERMINO:								
							FIRMA DEL PERFORADOR	

REPORTE DEL MECANICO:	CONSUMO COMBUST. Y LUBRS.			HOROMETROS		
	DIESEL LTS.	GASOLINA	LTS.	MOT. DER.	HR. MOTOR IZQ.	HR.
	LUB. MOT.	HIDR.	LTS.	B. LODOS	HR. PLANTA LUZ	HR.
FIRMA DEL MECANICO	OTROS			PLANTA LUZ	HR. PLANTA LUZ	HR.

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL — CONTRATISTA — ACUIFERO, S.A

FORMA No. 25

PLANTILLA GRAFICA DEL PERFORADOR

EQUIPO: _____ POZO: _____

FECHA: _____ LUGAR: _____

OBRA: _____

CONCEPTO	TURNO Nº 1 del día													TURNO Nº 2 del día												
	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	1	2	3	4	5	6	7

Perforador 1 _____ Perforador 2 _____ CONTRATISTA _____ ACUIFERO _____

ACUIFERO S.A.

REGISTRO DE AFORO

POZO NUM. _____

LUGAR _____ CONTRATISTA _____

ZONA _____ CONTRATO NUM. _____ DE FECHA _____

CARACTERISTICAS DEL POZO

Profundidad del nivel estático _____

Profundidad total del pozo _____

Diámetro del ademe _____

SONDA NEUMATICA

Altura del manómetro con respecto al borde del ademe _____

Longitud o prof. sonda con relación al borde del ademe _____

DATOS DEL EQUIPO DE AFORO

MOTOR

Marca _____

Modelo _____

Tipo _____ H.P.

r.p.m. _____

ACOPLAMIENTO

Por: _____

BOMBA

Marca _____

Diám. tubo de descarga _____

Diám. orificio _____

Long. columna _____

Diám. columna _____

Núm. de Impulsores _____

Tipo de Impulsores _____

Diám. de Impulsores _____

DIA	HORA	R. P. M. BOMBA	ORIF. CALIBRADO		ESCUADRA		N. DE BOMBEO (m)		ABATIMIENTO	CAP. ESP. L.P.S./M.G.	OBSERVACIONES
			H	L. P. S.	H	L.P.S.	NEUM.	ELECT.			

[redacted] CONTRAT[redacted]A ACUIFERO S[redacted]

PAGINA No. 2[redacted]

DIA	HORA	[redacted] BOMBA	ORIF. CALIBRADO		ESCUADRA		N. DE BOMBEO (m)		ti- MIENTO	CAP. ESP.	OBSERVACIONES
			H	L.P.S.	H	L.P.S.	NEUM	ELECT.		L.P.S/M.G.	

D.D.F.

CONTRATISTA

ACUIFERO S.A

ACUIFERO S. A.

DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA

REPORTE DIARIO PARA ESTIMACION

HOJA No. _____

ESTADO _____ OBRA _____

DELEGACION _____ LOCALIDAD _____ POZO _____

MUNICIPIO _____ SITIO _____ FECHA _____

NUM.	CONCEPTOS	UNIDAD	CANTIDAD	OBSERVACIONES

_____ ACUIFERO S. A

_____ CONTRATISTA

REPORTE DE ESTIMACION SEMANAL

Periodo de trabajo de _____ al _____ Pozo: _____

Avance anterior: S _____ Contratista: _____

Estimación Semanal S _____ Fecha: _____

Avance acumulado: S _____ Equipo: _____

No.	C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	I M P O R T E
	T O T A L				

ACUIFERO, S.A.

REPORTE MENSUAL O FINAL DE ESTIMACION

Pozo _____ Contratista _____

Periodo de trabajo del _____ al _____

Fecha _____ Elaboró _____

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
		IMPORTE TOTAL			

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

EL CONTRATISTA

ACUIFERO, S.A.

ACUIFERO, S.A.

OBRA: _____

Supervisión de Campo. PAGINA No. 32

Lugar: _____ Propietario: _____

Mpio.: _____ Fecha: _____

Dependencia: _____ Turno: _____ hora: _____

Contratista: _____ Nivel Estático: _____

EQUIPO UTILIZADO

Máquina _____ _____ _____

Marca _____ _____ _____

Modelo _____ _____ _____

Motor _____ _____ _____

Capacidad _____ _____ _____

HERRAMIENTA

En Operación	Disponible

OBSERVACIONES: _____

DATOS DE PROGRAMA

Fecha de iniciación _____

Fecha de terminación _____

Días de adelanto _____ atraso _____

Fecha estimada de fin _____

Perforación AIRE ( ) AGUA ( ) LODO ( )

De M	a M	Material

OBSERVACIONES _____

AVANCE REAL A LA FECHA

Reconocimiento del pozo _____ M _____ %R

Entubación Ø _____ _____ M _____ %

Ø _____ _____ M _____ %

REHABILITACION

Desazolve atual _____ M _____ %R

Reg. Verticalidad _____ M _____ %R

Perforación Ø _____ _____ M _____ %P

Ø _____ _____ M _____ %P

Profundización Ø _____ _____ M _____ %P

Reg. Eléctrico _____ M

Engravado M³ _____ M _____ %

Sifoneo bcuj _____ Hr _____ M _____ %

Des. y aforo _____ Lt _____ Hs _____ %

Resc. ademe Ø _____ _____ M _____ %

Desinfección _____ Lt _____ %
(Cl^1)

Coloc. Tapa Brocal SI ( ) NO ( )

OBSERVACIONES: _____

ACUIFERO, S. A. EL CONTRATISTA

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES DE OBRAS HIDRAULICAS
U R B A N A S

S E G U R I D A D

ING. RAUL LOPEZ CALVILLO
FEBRERO, 1979

SEGURIDAD PARA INTERFERENCIAS EN LAS OBRAS

ATENDIENDO A LOS PROBLEMAS QUE SE HAN PRESENTADO EN EL TRANSCURSO DE LA CONSTRUCCION Y DE ACUERDO CON LAS MULTIPLES INTERFERENCIAS YA EXISTENTES;- SE ELABORAN LAS SIGUIENTES NORMAS DE SEGURIDAD,- QUE PERMITIRAN GUIAR AL INGENIERO CONSTRUCTOR -- PARA UN MEJOR DESARROLLO DE LOS TRABAJOS.

CAPITULO PRIMERO

CLASIFICACION Y DESCRIPCION DE LAS DIFERENTES INTERFERENCIAS.

A).- ZONAS DE INTERFERENCIAS.

1.- LUZ Y FUERZA.- Cables de alta y baja tensión, aéreos y elevados, registros, postes.

2.- TELEFONOS DE MEXICO.- Cables de teléfonos y registros

3.- ALUMBRADO PUBLICO.- Cables, arbotantes, y registros

4.- TELEGRAFOS.- Cables de telégrafos, aéreos y elevados, registros, postes.

5.- AGUA POTABLE.- Cajas de válvulas, tuberías y tomas domiciliarias.

6.- ALCANTARILLADO.- Tuberías de drenaje, colectores, atarjeas, pozos de visita y albañales.

7.- TRANSPORTES ELECTRICOS.- Trolebuses y tranvías.

8.- PETROLEOS MEXICANOS.- Ductos de combustibles, aceite y gas.

9.- VIVEROS FORESTALES.- Todo tipo de árboles.

10.- MONUMENTOS.- Todo el tipo de monumentos.

h).- ES NECESARIO TOMAR EN CONSIDERACION, EL TIPO DE INTERFERENCIA SEGUN ESTE ESTIPULADO POR EL CODIGO, LA REPRESENTACION DE LA MISMA, DE ACUERDO A LA SEÑALIZACION, COLOR Y GRADO DE PELIGRO QUE REPRESENTA; PARA ESTO SE HAN DIVIDIDO EN PRIMARIAS Y SECUNDARIAS.

EJEMPLOS:

a).- LUZ Y FUERZA.- Cables de 6 KV para abajo se consideran secundarios y de 6 KV para arriba primarios.

b).- TELEFONOS DE MEXICO.- La consideración es variable de acuerdo a las líneas que alimenten.

c).- AGUA POTABLE.- Las tuberías hasta 12" se consideran secundarias y de 14" en adelante se consideran primarias.

d).- ALCANTARILLADO.- Tuberías menores de 0.30 M. como secundarias y mayores de 0.45 m. como primarias.

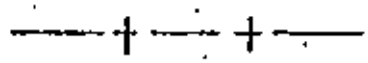
SIENDO ESTAS LAS DE MAYOR IMPORTANCIA, SIN DEJAR DE CONSIDERAR LAS TUBERIAS DE PETROLEOS MEXICANOS, QUE EN SI, SOLO SE INTERFIEREN EN LA ZONA DE TLATELOLCO, Y LAS VARIANTES QUE PUEDAN EXISTIR EN LAS DEMAS DEPENDENCIAS.

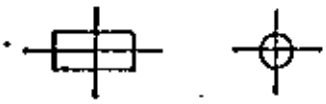
CAPITULO SEGUNDO

SIMBOLOGIAS USADAS

A).- LINEAS SUBTERRANEAS

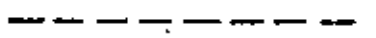
a).- LUZ Y FUERZA.-


Línea de Compañía de Luz


Caja de Compañía de Luz


Boveda de Compañía de Luz

b).- TELEFONOS DE MEXICO.-


Líneas de Teléfonos de México.


Cajas de Teléfonos de México.


Boveda de Teléfonos de México.

c).- ALCANTARILLADO.-


Atarjeas


Pozos de Visita

d).- AGUA POTABLE.-

Línea de Agua Potable

Caja de Agua Potable

Válvula

Bomba de Agua Potable

e).- ALUMBRADO PUBLICO.-

Línea de Alumbrado

Arbotantes de Alumbrado

Caja de Alumbrado

Rejilla

Registro de atarjea

f).- TELEGRAFOS.-

Línea de Telégrafos

Caja de Telégrafos

g).- TRANSPORTES ELECTRICOS.-

Tranvías

Ferrocarril

h).--PROBLEMAS VIALES.-

Línea de Semáforos

Semáforos

Caja control de Semáforos.

Farol

Arboles

P e m e x

Caja no identificada

Monumentos

B).- LINEAS AEREAS

a).- Transportes Eléctricos

b).- Poste de Compañía de Luz CL

c).- Poste de Telégrafos TG

d).- Poste de Teléfonos T

CAPITULO TERCERO

PREVENCION DE ACCIDENTES

a).- OBTENCION DE LOS PLANOS DE INTERFERENCIAS EN LAS ZONAS DE TRABAJO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

Es necesario contar con los planos de las diferentes dependencias, para elaborar con anterioridad el procedimiento constructivo a seguir y poder localizar de inmediato las interferencias.

b).- LOCALIZACION FISCAL DE LAS INTERFERENCIAS EXISTENTES Y HACER INDICACIONES DE LAS VARIANTES.

No solo es necesario contar con el auxilio de los planos, sino que hay necesidad de marcar en el campo con el color correspondiente de cada una de las dependencias, las interferencias y las variantes que se efectuasen en las mismas.

Una vez descubierta la interferencia deberá pintarse la misma de un color que esté de acuerdo con el código empleado para su localización.

c).- LOCALIZACION DE LAS INTERFERENCIAS FUERA DE SERVICIO:

Es muy importante contar con la descripción de las diferentes líneas e interferencias que ya no se encuentran en función, eliminándolas de inmediato para evitar confusiones.

d).- COLOCACION DE LETREROS CON DETALLE DE LAS INTERFERENCIAS LOCALIZADAS.

Consideramos necesario el auxilio de los letreros, ya que en esa forma el Ingeniero o el ayudante se darán una idea más precisa de la importancia de la interferencia. Así mismo la tomará en cuenta; sin menospreciar a las líneas de baja tensión de la Cia. de Luz por ser tanto o más peligrosas, ya que por ninguna manera se interrumpirá el servicio de ellos.

Ejemplos:

CIA. DE LUZ	AGUA POTABLE DE 36 "
Cable de 85,000 Volts.	TUBERIA EN SERVICIO
PELIGRO DE MUERTE	Prof. Media 1.00 Mt.
GAS.- TUBERIA DE 12" EN SERVICIO	ALCANTARILLADO Colector Ø 1.20 Mts. En servicio.
Prof. media 1.00 Mt.	Prof. media 3.00 Mts.

Es necesario el auxiliar de los letreros en las líneas de vital importancia; así mismo, la marcación con líneas interrumpidas a través de las diferentes zonas de trabajo, y sobre todo en los "Cruceros"

e).- SEÑALIZACION POR PARTE DE LA COMPAÑIA CONSTRUCTORA.

Es necesario la adaptación, para la señalización de las diferentes zonas de trabajo; que todas las dependencias, adopten un mismo sistema para localización de las interferencias. Marcando según ésta proposición

con franjas interrumpidas de rojo intenso a 45° con un ancho de un metro a cada lado en los extremos de la interferencia y a toda la longitud de la línea por cruzar.

f).- PROGRAMA DE LAS ZONAS DE TRABAJO

En este punto contando con el auxilio de los anteriores se permitirá la elaboración de una secuencia más detallada y completa, para la determinación de los diferentes trabajos que se puedan realizar, indicando los procedimientos constructivos.

g).- SUPERVISION TECNICA EN LOS TRABAJOS.

Será requisito indispensable que durante el trabajo en dichas zonas se encuentre presente el Ingeniero o ayudante técnico con capacidad suficiente para indicar las precauciones necesarias con que se deba ejecutar dicho trabajo.

h).- HORARIO PREFERENTE DE TRABAJO.

De acuerdo con la importancia de la zona de construcción, se trabajará de preferencia durante el día y en horas hábiles de las oficinas del departamento a la cual pertenezca la interferencia; de no ser posible, se avisará con anterioridad para poder trabajar durante la noche, disponiendo, con un señalamiento y alumbrado suficiente.

i).- EQUIPO DE SEGURIDAD EN LAS ZONAS DE TRABAJO.

Todo el personal tendrá su equipo de protección indicado por el departamento de seguri--

dad, así como equipo de emergencia en todas las residencias.

j).- Una vez descubierta la interferencia, deberá protegerse esta, ya sea siguiendo las especificaciones de los técnicos de cada dependencia o, de acuerdo con las que la Comisión de Seguridad proponga.

CAPITULO CUARTO

EN CASO DE OCURRIR EL ACCIDENTE

a).- CONTROL EN EL SITIO OCURRIDO

Tratar de controlar los medios propios, para solucionar de inmediato los problemas presentes.

b).- VIGILANCIA TECNICA EN EL ACCIDENTE

Será requisito indispensable contar de inmediato con las indicaciones precedentes de una persona técnica con capacidad suficiente.

c).- COMUNICACION CON LAS OFICINAS AFECTADAS

Es indispensable la comunicación del accidente ocurrido a las oficinas de la interferencia afectada; analizando las zonas afectadas por el accidente. (Para ello se anexará una lista de teléfonos de cada una de las personas responsables para atender éstos asuntos.

d).- SERVICIO MEDICO DE INMEDIATO

Es urgente prestar servicio médico a las personas afectadas, transladándolas al IMSS si es necesario, sin dejar de contar con los primeros auxilios por parte del departamento de seguridad.

e).- COMUNICACION A OFICINA MATRIZ CONSTRUCTORA.

Consideramos indispensable el informe de inmediato a la Gerencia o Vice-Presidente del accidente ocurrido, indicando daños ocasionados, motivo del accidente y tiempo probable de la reparación.

f).- GUARDIA TECNICA EN EL ACCIDENTE

Es indispensable que durante el tiempo de la reparación del accidente permanezca de guardía el Ingeniero responsable del tramo o zona trabajada hasta la normalización o terminación del mismo.

g).- AUXILIO DE VEHICULOS Y PERSONAL DEL TRAMO

Para una mayor eficiencia, es necesario contar con equipo móvil y con personal propio para activar los trabajos de la reparación.

h).- ACTA PARA USO PROPIO DE LA COMPAÑIA.

Es necesario levantar un acta, inmediatamente de ocurrido el accidente, para ello el departamento de seguridad del Grupo tiene unas formas que se necesitarán llenar.

i).- AVISO AL DEPARTAMENTO LEGAL DE LA COMPAÑIA

Es necesario que el jefe de la obra o el superintendente comunique de inmediato al departamento legal de la compañía el accidente.

j).- AVISO AL SEGURO DE LA COMPAÑIA

Así mismo, el jefe de la obra o el superintendente avisará si lo considera necesario al Seguro de la Cía., si no, esperar a que el departamento legal lo haga, para que el Seguro envíe a los ajustadores que pondrán solución al problema.

C A P I T U L O I.

CONCEPTOS BASICOS DE SEGURIDAD INDUSTRIAL

a) FINALIDAD DE LA SEGURIDAD INDUSTRIAL

La finalidad de la Seguridad Industrial es proteger al trabajador en el desarrollo de sus labores, accesoriamente a los familiares que dependen de él y a la economía del país.

b) ACCIDENTES.- DEFINICION.- CONSECUENCIAS.- CAUSADAS.

Accidente y lesión no es la misma cosa. La lesión es consecuencia del accidente y primero debe ocurrir éste para que se produzca la lesión.

Se debe tratar de eliminar los accidentes y automáticamente se estará protegiendo a la persona contra una lesión.

No todos los accidentes causan lesión, pero siempre afectan a uno o más de los elementos de la producción.

El accidente es un acontecimiento imprevisto que interrumpe o trastorna el desarrollo ordenado de la actividad que se realiza en un lugar de trabajo; siempre afecta a uno o más de los elementos de la producción.

En la producción, sea de objetos o servicios, generalmente intervienen cinco elementos; Hombre, Maquinaria, Equipo, Materia Prima y Tiempo.

Se considera que el costo total de un accidente se compone de dos partes:

a).- El costo directo.

b).- El costo oculto o indirecto.

El costo directo está representado por los salarios de la persona lesionada durante el período de su incapacidad, su atención médica e indemnización en casos de incapacidad permanente. Este costo ordinario es cubierto por el Seguro Social o por Compañías Aseguradoras.

El costo indirecto u oculto está representado por diversos perjuicios, entre ellos, interrupciones en la producción; daños a la maquinaria, materia prima, producto o instalaciones; costo de adiestramiento de personal sustituto; desperdicios derivados del accidente, etc. etc.

Este costo indirecto es absorbido por la empresa.

Las estadísticas y los estudios contables que se han hecho revelan que el costo indirecto suele ser 4.5 y más veces mayor que el costo directo.

El trabajador, en sus distintas categorías, es el hombre clave para la seguridad en el trabajo, ya que es la causa de ésta; pues se trata de protegerlo, y en esta forma proteger al factor humano de la producción.

c) INVESTIGACION Y ANALISIS DE LOS ACCIDENTES

La aplicación de este medio para la prevención de accidentes nos permite:

1).- Determinar las causas que originaron el accidente.

2).- Aumentar considerablemente nuestra capacidad para localizarlas.

SOLO LA APLICACION DE LA ACCION CORRECTIVA NECESARIA CONTRIBUYE A LA ELIMINACION DE LOS ACCIDENTES

TODO ACCIDENTE. (Acontecimiento Imprevisto) causa lesión o no al trabajador, deberá investigarse y se exigirá que se entregue reporte de TODOS aquellos que:

1).- Ocasionen lesión.
2).- Los que "por poco" la provocan.
3).- Los que causan daños considerables al Capital o al tiempo (Factores de la Producción).

Se deberá hacer el reporte escrito a la mayor brevedad posible y en el lugar en que ocurrió el accidente.

Anexo 1: Utilizar forma de "Reporte Accidente"

ANALISIS DEL ACCIDENTE.

Al analizar a fondo un accidente obtenemos valiosa información para nuestra labor preventiva, determinando los siguientes factores:

1.- Agente - Objeto o substancia más directamente relacionado con el accidente.
2.- Parte del Agente - Parte específica del agente que produjo la lesión.
3.- Actos inseguros.
4.- Condiciones inseguras - causas del accidente.
5.- Tipo de accidente - Forma de contacto de la persona lesionada con el objeto o substancia que causó la lesión.
6.- Factor personal de inseguridad - Razón por la cual el individuo sufrió el accidente.

d) INDICES DE SEGURIDAD.

La efectividad de las actividades de Seguridad se mide a través de unos Indices de Frecuencia y Gravedad.

Estos índices son los "Termómetros" de la Seguridad en la Industria de la Construcción. Altos índices equivalen a actividades anormales (con muchos accidentes).

Los índices se obtienen de la manera siguiente:

$$I.F. = \frac{\text{Número de accidentes con incapacidad} \times 10^6}{\text{Horas - hombre laboradas.}}$$

$$I.G. = \frac{\text{Número de días por incapacidad} \times 10^6}{\text{Horas - hombre laboradas.}}$$

Accidente con incapacidad, es aquel que ocasiona que una persona falte por lo menos a un turno completo, ya sea al día siguiente o días después; sin importar si estos días son festivos o de descanso obligatorio.

Por medio de los índices calculados se tienen relaciones que nos permitirán juzgar cuantitativamente el control logrado para la prevención de accidentes con lesión; además, con los índices calculados, se podrá demostrar al I.M.S.S. que la cuota por riesgos profesionales aplicada a la empresa es alta (Si los índices son bajos), pudiéndose lograr que ésta llegue a ser reducida.

C A P I T U L O II.

MEDIDAS DE SEGURIDAD PARA PROTECCION DEL PUBLICO

1) Confinar Areas de Trabajo.
2) Limpieza de Zonas afectadas.
3) Señalización y protección de zonas de peligro.
4) Iluminacion de zonas de circulación pública.
5) Pasos de peatones.

1.-Confinar Areas de trabajo.- Impedir el acceso del público al interior de las áreas de trabajo, contribuye a mejorar el avance de la Obra y evita accidentes a éste.

Al público o gente que transita colindante a la obra, le llaman la atención las actividades y maniobras que en ella se realizan, motivo por el cual, él desa investigar o cerciorarse en que consisten dichas maniobras; también, por ahorrarse recorrido al dirigirse a un lugar o por tratar de platicar con algún familiar que en ella labora, trata de penetrar a la obra, poniéndose en peligro y entorpeciendo también el avance de la misma.

Es por esto que, es necesario impedir el acceso al público al interior de las áreas de trabajo, por lo cual se cuenta con los siguientes medios:

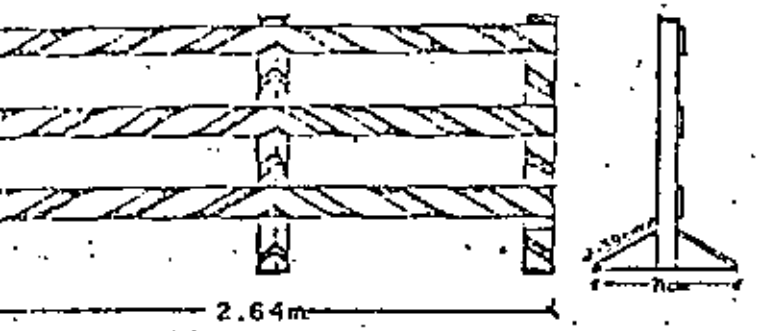
Instalar mamparas o barreras que se requieran, para confinar el área de trabajo.

Las mamparas son dispositivos formados por un muro de apoyo de madera, exteriormente llevan lámina galvanizada firmemente sujeta.

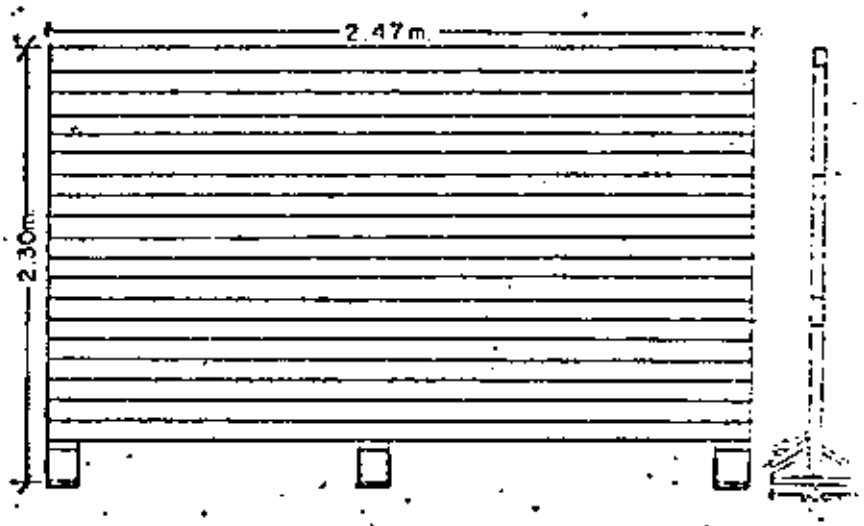
Si lo que se emplea son barreras, estas son de madera de acuerdo con los siguientes croquis.

Las barreras deben ser pintadas con rayas blancas y negro a 45° alternadas.

Las mamparas se pintarán totalmente en blanco y el perímetro será también en franjas blancas y negras.



BARRERA DE MADERA.



MAMPARA CUBIERTA CON LAMINA ZIHTRO.
(bastidor de madera)

Es necesario colocar en las mencionadas barreras, avisos al público, como lo son: "Prohibida la entrada a toda persona ajena a la Obra", "Peligro -- excavación profunda", "Peligro Cepa abierta", etc.

LETREROS DE SEGURIDAD

2.- Limpieza de las zonas afectadas por la Obra.

La limpieza de las áreas de circulación pública o afectadas por la ejecución de las obras, contribuye a impedir accidentes y a mejorar el prestigio de la empresa.

Es obligación de la Obra, mantener limpias las zonas de circulación pública colindantes con la obra. Para lograr esto, se debe contar con elementos necesarios como lo son tambos de recolección de basura, palas, carretillas, tambos para agua y si es posible, personal de limpieza y vigilancia, para que las barreras y letreros permanezcan en su lugar y lo más despejado posible de herramientas, piedras y tierra.

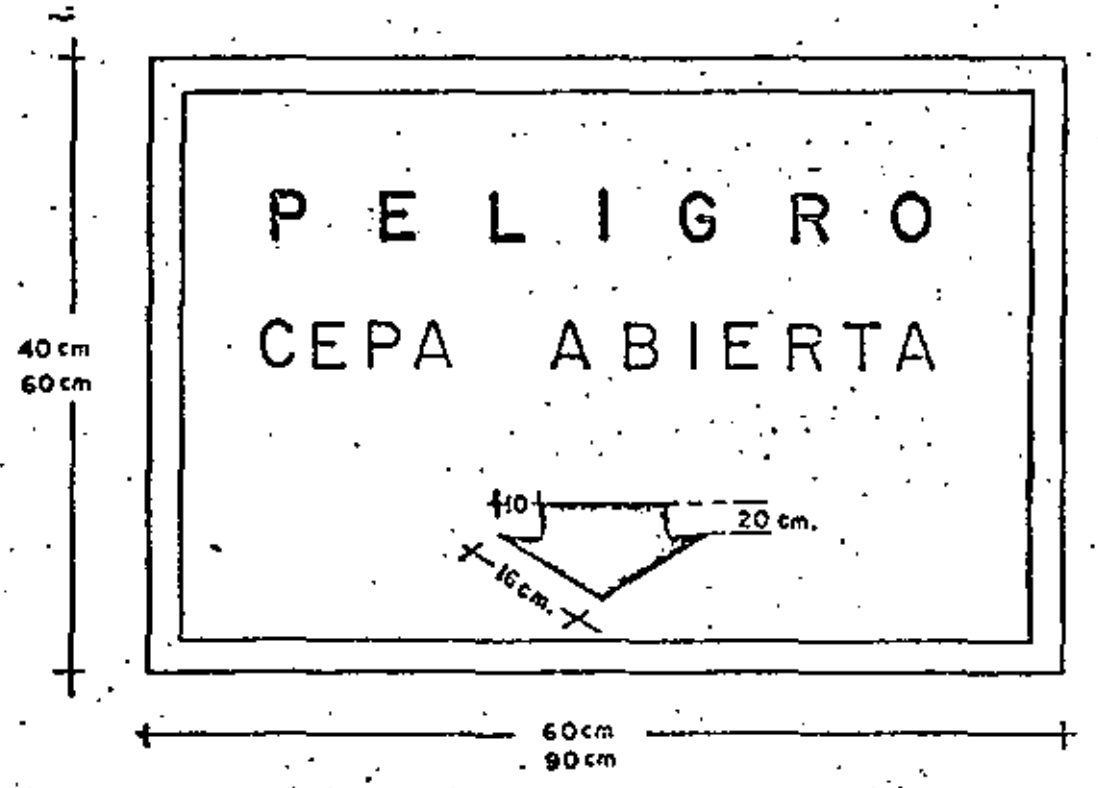
3.- Señalización en zonas de peligro de las zonas afectadas por la Obra.

Es obligación de la Obra, instalar la señalización adecuada en todas las áreas peligrosas donde el público sea afectado por la Obra.

Esta señalización consistirá en:

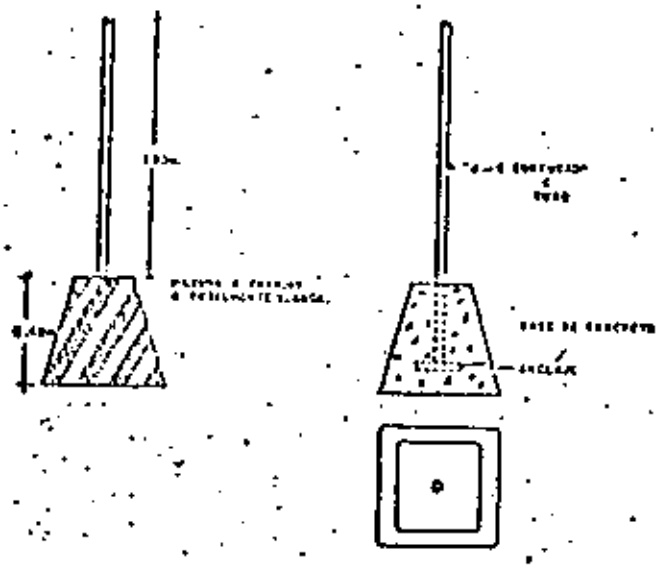
a).- Avisos.- Laterales colocados sobre barreras o bayas conteniendo las siguientes redacciones:
"Peligro Cepa Abierta", "Peligro Hombres trabajando", "No Invada el Area de trabajo", "Peligro pavimento resbaloso".

Estos letreros deberán ser en fondo blanco y letras rojas con las dimensiones siguientes:

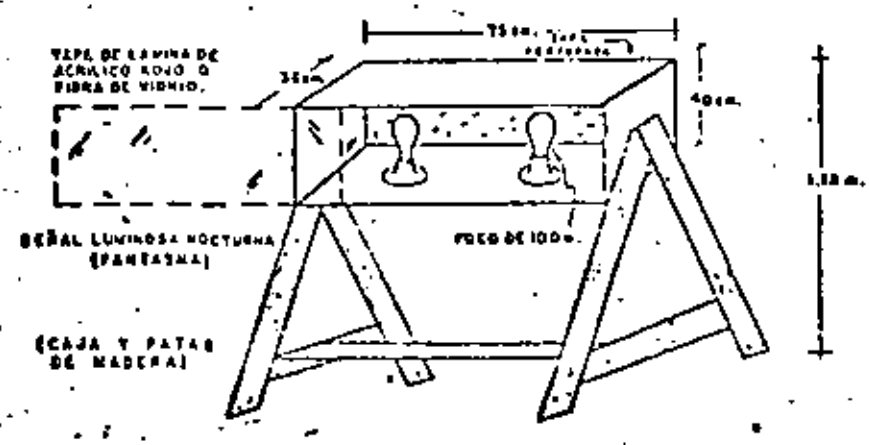


b).- Barreras.- Serán de madera con las indicaciones anotadas anteriormente.

c).- Boyas.- Son elementos de concreto con una varilla o tubo ahogado enmedio;- se emplean como protección contra los vehículos.



d).- Fantasmas.- Son avisos luminosos.- Se emplean por la noche para indicar la existencia de alguna Obra o zona de Peligro. Son cajas de luz con pantalla roja y luz intermitente.



4.- Iluminación de zonas de circulación pública.

La iluminación de las zonas de circulación pública afectadas por la ejecución de la Obra, contribuye a mejorar las relaciones con el público; por lo tanto, es obligación de la Obra proporcionar iluminación sufiente en todas las áreas de circulación de peatones y de vehículos, sobre todo en aquellos lugares donde el alumbrado público se vió afectado por necesidad de la Obra.

Esta iluminación consiste:

a).- Instalación de Guirnaldas o cordones de focos debidamente espaciados (1 a cada metro), a lo largo de toda la zona. La intensidad de la iluminación debe ser tal, que no vaya a ocacionar deslumbramientos a los vehículos (focos de 100 Watts como máximo). Los Soquets para los focos deberán ser de los llamados para intemperie y el cable no debe tener añadiduras ni partes peladas.

5.- Pasos de peatones.- Las zonas de circulación de peatones afectadas por la obra, deben protegerse o en su defecto, sustituirse por otras cercanas a las que existen. Estas zonas serán dedicadas exclusivamente al paso o circulación de los peatones, deberán tener un ancho mínimo de 1.20 m. y se extenderán a lo largo de toda la zona afectada. Se instalarán barandales de madera debidamente fijados y estarán perfectamente limpios e iluminados; en los extremos de estos pasos, se instalarán avisos que inviten al público a circular por ellos y no que lo hagan invadiendo el área de trabajo.

Es conveniente que el Jefe de Obra cuente con-personal necesario para el cuidado, vigilancia e instalación de estas zonas.

Si la obra presenta peligro para los pasos de-peatones, se ubicará a éstos, fuera de esos -- peligros y debidamente protegidos con mamparas.

FUNCIONES DEL INGENIERO DE SEGURIDAD DE LA OBRA

1.- Responsabilizarse de que se cumplan las normas de seguridad.

2.- Dictar medidas de seguridad cuando se descubran posibles causas de accidentes.

3.- Realizar inspecciones periódicas de seguridad en la obra que tiene a cargo.

4.- Investigar las causas de los accidentes e informar a la Superintendencia de la obra y al Departamento de Seguridad de la División, para que se tomen las medidas pertinentes, con objeto de evitarlos.

5.- Entregar con toda oportunidad a la Superintendencia de la obra y a la Jefatura del Departamento de Seguridad, los reportes relacionados con inspecciones, medidas de seguridad cumplidas, accidentes ocurridos, índices de frecuencia y gravedad de accidentes, así como las actas de inspección mensual de la Comisión Mixta de Seguridad e Higiene.

6.- Estará en permanente comunicación con Ingenieros, Sobrestantes y miembros de la Comisión Mixta de Seguridad e Higiene de la obra, para tratar asuntos sobre seguridad.

7.- Poner en práctica todas las iniciativas de prevención de accidentes.

8.- Aplicar sanciones a quienes violen o no den cumplimiento a las medidas de seguridad establecidas.

Enero de 1978.

FUNCIONES DEL JEFE DE SEGURIDAD, ASESOR DE LA DIVISION.

1.- Vigilar que se sigan las políticas de seguridad aprobadas para las obras en las Empresas de la División.

2.- Proponer directivas para instruir y adiestrar en seguridad a los miembros de las Comisiones y Departamentos de Seguridad.

3.- Recomendar normas de seguridad.

4.- Efectuar inspecciones periodicas en lso frentes de trabajo.

5.- Promover campañas, conferencias, mesas redondas, etc., para conservar o desarrollar el interés por la seguridad entre los trabajadores.

6.- Llevar estadísticas, determinar índices de frecuencias y gravedad y construír las gráficas respectivas.

7.- Gestionar la suspensión en la ejecución de un trabajo que implique un riesgo inminente para los trabajadores, hasta que se tomen las medidas preventivas necesarias.

8.- Investigar la causa de los accidentes y recomendar las medidas necesarias con el propósito de que no se repitan.

9.- Elaborar y mantener actualizado, el reglamento de Segu-

ridad de la División, y sus correspondientes instructivos.

10.- Reportar semanalmente al Departamento de Recursos Humanos de la División C. U.

Enero de 1978.

D I S P O S I T I V O S

PARA PROTECCION EN OBRAS VIALES

D E F I N I C I O N:

Las señales y otros medios que se usen para controlar y guiar el tránsito a través de caminos y calles en construcción o conservación tienen carácter transitorio. Se les conoce con el nombre de Dispositivos de Protección.

Los motivos que obligan al uso de las señales transitorias son muy variables, desde un simple desyerbe, desrrame de árboles, desmontes, desazolve de cunetas, reparación de pavimento, etc., hasta una reducción del número de carriles para sustituir totalmente un pavimento. Es obvio que ninguna secuencia tipo de dispositivos de control constituye un arreglo inflexible para todas las situaciones que se presenten. Sin embargo, el uso de las señales tiene que basarse en un criterio bien cimentado, de lo contrario. los resultados serán negativos.

El tiempo durante el cual hay que señalar una emergencia es muy variable y puede cambiar de una hora a otra, de un día a otro, del día a la noche o en lapsos mayores. Cuando los trabajos sobre el camino se han terminado y las señales han dejado de anunciar una emergencia, deberán quitarse inmediatamente para evitar que posteriormente pierdan su efectividad.

Las señales transitorias, en cada caso, son diferentes funciones, debido tanto a la magnitud de las obras como a su objeto y duración. La PROTECCION, tanto del usuario del camino como del trabajador, hace necesario desde un simple abandetamiento o una serie de señales durante el día, hasta mecheros, linternas, reflectores, etc., durante la noche.

Las condiciones especiales de protección hacen indispensable al aprovechamiento de señales usadas en condiciones normales, adicionándolas con otras de características especiales, tanto en la exposición del mensaje como en su colocación, con dispositivos especiales para su soporte y remoción rápida.

Las velocidades de los vehículos, al transitar por las zonas en reparación, también son variables; desde las velocidades relativamente altas durante los desyerbes y reparación de acotamientos, hasta las obstrucciones mayores con desviación parcial o total del tránsito.

La responsabilidad del señalamiento durante la conservación y construcción de una calle o camino recaerá sobre los ingenieros, sobrestantes y cabos de cuadrilla, dependientes tanto de las compañías contratistas como de las dependencias gubernamentales que dirijan, construyan o conserven las vías de comunicación.

Las obligaciones de los responsables del señalamiento transistorio son:

A) No iniciar ninguna reparación o construcción en una calle o carretera sin disponer de las señales necesarias para el tipo de obra que se va a ejecutar.

B) Situar y conservar adecuadamente las señales.

C) No obstruir la visibilidad de las señales con el equipo, herramientas e implementos usados en las obras.

D) Retirar los dispositivos de protección tan pronto haya cesado el motivo por el que fueron colocados.

El proyecto y la ubicación de los dispositivos para la protección en obras deberán responder a las condiciones generales establecidas para una señal

a saber: provocar la ATENCION, implicar COMPRENSION proporcionar, TIEMPO PARA REACCIONAR e infundir RESPETO.

RESPONSABILIDAD:

Las medidas aquí establecidas para la protección del público y trabajadores, deberán ser aplicadas por las Secretarías y Departamentos de Estado, Organismos Descentralizados, Gobiernos de los Estados y Territorios, Autoridades Municipales, Juntas de Mejoras, Juntas Locales de Caminos y contratistas en general, que construyan o conserven caminos.

Los modelos presentados en este Manual deberán ser adoptados por todas las autoridades que tengan relación con obras viales y se les dará valor oficial dentro de las disposiciones internas para trabajos por administración, o bien, en las especificaciones de todos los contratos. Los funcionarios responsables deberán, en todo tiempo, mantener una supervisión adecuada para asegurar que cuando menos un mínimo de dispositivos protectores sean empleados con las indicaciones y recomendaciones que aquí se establecen.

SEÑALES USADAS PARA PROTECCION EN OBRAS.

En cuanto a su función, las señales usadas en el señalamiento transitorio para protección en obras de contrucción y conservación de calles y caminos, se clasifican igual que las de carácter permanente, en:

A) Preventivas

B) Restrictivas

C) Informativas

SEÑALES PREVENTIVAS

Definición:

Tendrán por objeto prevenir a los conductores sobre la existencia de un peligro y la naturaleza de éste así como proteger al trabajador y al equipo de posibles accidentes, motivados por la ignorancia de las condiciones de emergencia existentes.

FORMA, TAMAÑO Y COLOR:

Estas características son las mismas de las señales preventivas de carácter permanente, debiendo ser reflejantes Para aquellos casos en que las obras revistan un carácter especialmente peligroso, podrán emplearse señales de mayor tamaño.

Como complemento de las señales preventivas podrán utilizarse en caso necesario, señales informativas que proporcionen al usuario una mejor idea de las condiciones existentes.

UBICACION:

La colocación deberá acomodarse a las condiciones existentes en el camino, permitiendo que el conductor tenga tiempo suficiente para captar el mensaje antes de actuar.

Todas las señales deberán montarse en ángulo de 90 grados con respecto al sentido del tránsito. Las señales a un lado del camino deberán montarse de tal manera que su parte inferior quede a 1.50 M. sobre la superficie de rodamiento. En donde haya equipo de construcción, materiales u otras obstrucciones, esta altura podrá aumentarse a 2.50 M.

Como orientación general para la colocación longitudinal, y admitiendo que pueden existir variaciones, se recomiendan algunas distancias, que en ningún ca

so deberán ser menores a las especificadas para las señales preventivas permanentes, en el Capítulo correspondiente.

Si se usa una serie de señales preventivas, la señal preventiva más cercana al lugar de trabajo se colocará a 150 m. del riesgo, con las señales adicionales a intervalos de 150 m. Donde las velocidades prevalecientes sean bajas, en el acceso a la zona peligrosa, las señales podrán colocarse a espacios de 100 m. en la vecindad inmediata de la obra y aún a distancias menores en zonas urbanas.

En los caminos de alta velocidad, la distancia total cubierta por señales preventivas deberá aumentarse a un mínimo de 500 m. y un máximo de 800 metros.

SOPORTES:

Las señales se montarán sobre postes, como en el caso de las permanentes, o bien sobre caballetes desmontables o barreras que marcan la reducción del ancho de la carretera ó en calle, o el cambio brusco de dirección ocacionado por el cierre parcial o total del camino.

SEÑALES RESTRICTIVAS:

Definición.

Las señales restrictivas empleadas en las obras de construcción y consevación de calles y caminos tienen por objeto indicar a los conductores ciertas restricciones y prohibiciones que regulan el uso de las vías de circulación. Algunas de estas señales se usan eficientemente en los tramos en construcción y conservación para limitar la velocidad de los vehículos para señalar sentidos de circulación, para obligar a los conductores a que hagan alto o cedan el paso, etc.

FORMA, TAMAÑO Y COLOR

La forma, tamaño y color de las señales restrictivas de carácter transitorio, serán iguales que las de las señales permanentes. Todas las señales restrictivas usadas en zonas de construcción o conservación deberán ser reflejantes.

UBICACION:

En términos generales, será la misma de las señales restrictivas de carácter permanente, con las limitaciones de espacio longitudinal o lateral a que obligue la naturaleza de las obras.

Cuando se requiera una sucesión de señales restrictivas por tratarse de un tramo de obra de cierta longitud, las señales deberán colocarse a intervalos aproximados de 500 m., pero sin exceder de un kilómetro. En este caso estarían, por ejemplo, las señales de limitación de velocidad, o bien la señal de DOBLE CIRCULACION, que se usará donde un camino proyectado o usado regularmente en un solo sentido vaya a usarse temporalmente para transitar en ambas direcciones.

SOPORTES:

Las señales se colocarán en postes, sobre caballetes desmontables o sobre las barreras que marquen el cierre o la reducción del ancho del camino o calle, o bien el cambio brusco de dirección ocasionado por la clausura parcial o total de la faja de circulación.

SEÑALES INFORMATIVAS

Definición:

Las señales informativas que se usen como protección en los trabajos de construcción y conservación de calles y caminos tendrán por objeto guiar a los conductores en forma ordenada y segura, de acuerdo con los cambios temporales necesarios para las obras.

FORMA, TAMAÑO Y COLOR

Estas características serán las mismas de las señales informativas de carácter permanente, excepto las señales de DESVIACION Y TRANSITO que llevarán fondo negro, con flecha blanca y letras negras. Estas señales serán reflejantes.

Como complemento de las señales informativas de protección, podrán utilizarse en caso necesario señales preventivas para proporcionar al usuario una mejor idea de las condiciones existentes.

Con el objeto de que en la elaboración de las señales informativas, haya el mínimo de desperdicio, a continuación se recomiendan algunas dimensiones:

DIMENSION	LAMINA COMERCIAL	USO
Caminos Estatales, Federales y Zonas Urbanas		
45 x 150 (sin ceja)	91 x 305	Desviación
60 x 150 (sin ceja)	122 x 305	Dos renglones
60 x 180 (sin ceja)	122 x 366	Idem. para mayor longitud de leyenda.
90 x 180 (sin ceja)	91 x 366	Tres renglones
40 x 180 (sin ceja)	91 x 366	Camino cerrado

UBICACION:

La colocación deberá acomodarse a las condiciones existentes en el camino, permitiendo que el conductor tenga tiempo suficiente para captar el mensaje antes de actuar.

Todas las señales deberán montarse formando un ángulo de 90 grados con respecto al sentido del tránsito

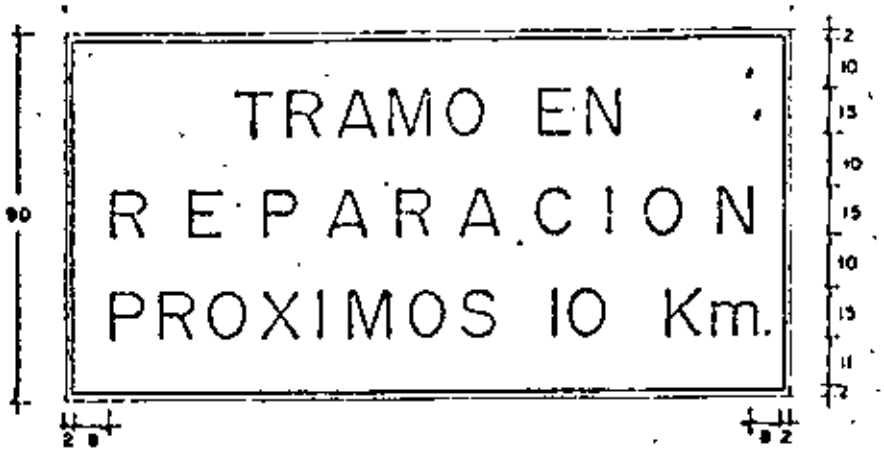
Las señales a un lado del camino deberán montarse de tal manera que su parte inferior quede a 1.50m. so--

bre la superficie de rodamiento. En donde haya equipo de construcción, materiales u otras obstrucciones, esta altura podrá aumentarse a 2.50 m.
Como orientación general para la colocación longitudinal, y admitiendo que pueden existir variaciones, más adelante se ilustran algunos señalamientos tipo y se recomiendan algunas distancias, que en ningún caso deberán ser menores a las especificadas para las señales informativas permanentes. Se recomienda que siempre se conserve una presentación y orden semejantes en el señalamiento de casos similares.

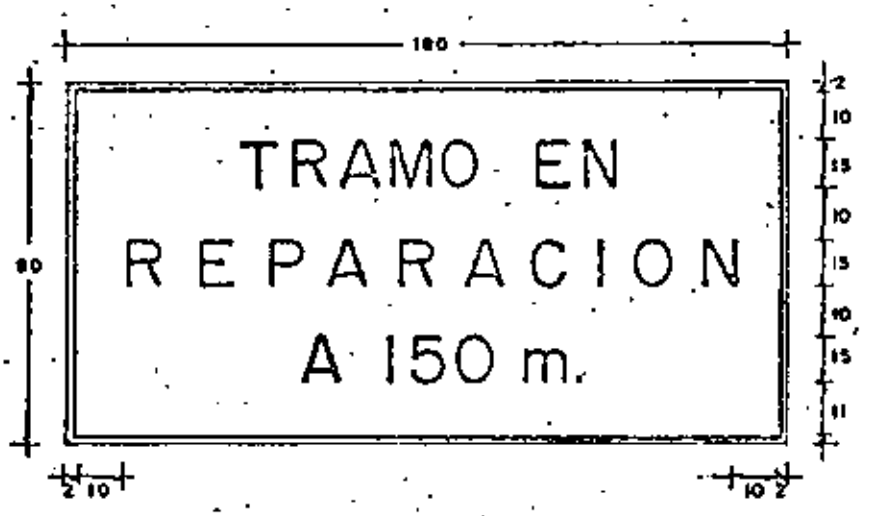
SOPORTES:
Las señales se montarán sobre postes, caballetes desmontables o barreras.

LEYENDAS:
La leyenda de las señales informativas transitorias es específica para cada uno de los casos que se enumeran en los incisos subsecuentes. El tipo y el tamaño de las letras, números, flechas, etc., así como el número de renglones y su distribución general deberán seguir las mismas recomendaciones que se hicieron para las señales de carácter permanente.

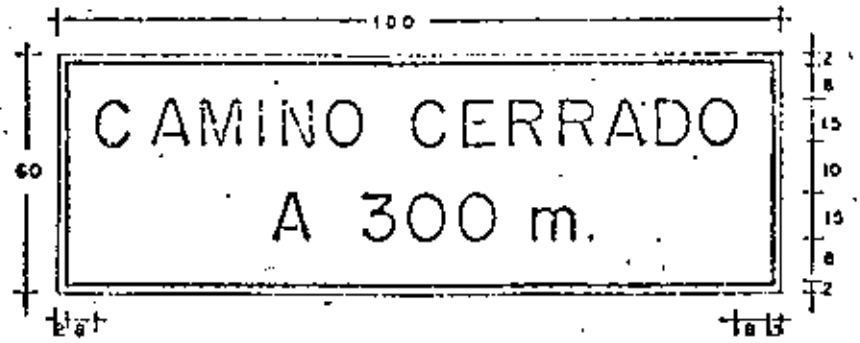
La señal CAMINO O TRAMO EN CONSTRUCCION (o REPARACION) PROXIMOS... Km., se usará para informar que empieza un tramo en construcción o reparación con longitud mayor de 1 Km., donde el tránsito se obligue a pasar a lo largo del tramo en construcción o reparación. Se podrá montar sobre dos postes o bien sobre una barrera. Sus dimensiones serán de 90 por 180 cm.



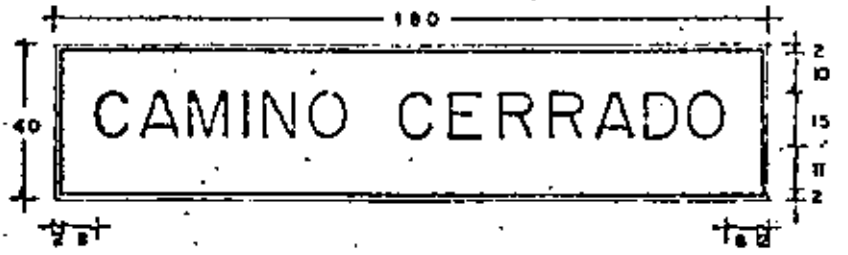
La señal CAMINO, TRAMO (o CALLE) EN REPARACION A...m., tendrá por objeto advertir al conductor del vehículo la proximidad del tramo donde se ejecutan dichas obras Se colocará a distancias mínimas de 50 m. en zona urbana y a 150 m. en zona rural. Sus dimensiones serán de 180 por 90 M.



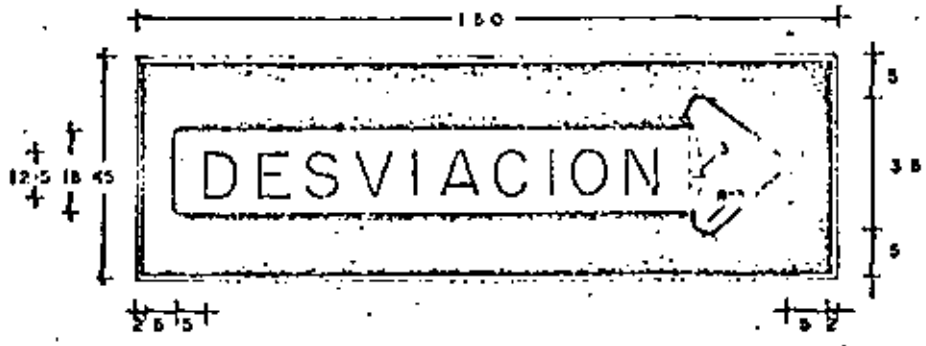
La señal CAMINO (oCALLE) CERRADO A... m., tendrá por objeto advertir a los conductores la proximidad del lugar donde el tránsito se interrumpe totalmente sobre el camino, a una distancia determinada, que podrá ser de 50 m. en zonas urbanas y una sucesión de dos señales a 150 m. y 300 m. en zonas rurales, como mínimo. Sus dimensiones serán de 180 por 60 cm.



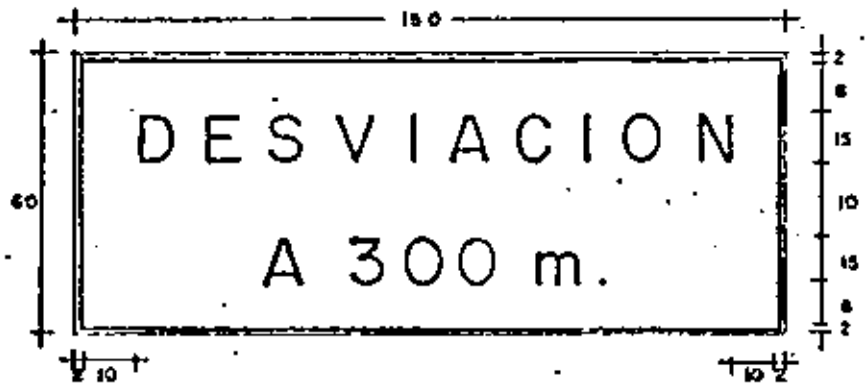
La señal CAMINO CERRADO (o CALLE CERRADA) se usará - en el punto donde el camino esté cerrado al tránsito Cuando el cierre sea parcial, permitiéndose el tránsito hacia lugares inmediatos o el paso de los vehículos que trabajen en las obras, esta señal se complementará con la leyenda SOLO TRANSITO LOCAL. En el caso de la señal CAMINO CERRADO se usará la placa de - 180 por 40 xm. En el caso de la señal CAMINO CERRADO Sólo Tránsito Local, se usará la placa de 180 por -- 160 cm.



la señal DESVIACION, DERECHA o IZQUIERDA, se usará - en el lugar donde esté cerrado al tránsito un tramo de camino o calle y se haya establecido una desviación. Sus dimensiones serán de 150 por 45 cm.



La señal DESVIACION A ... m., DERECHA o IZQUIERDA,- tendrá por objeto advertir a los conductores la -- proximidad del lugar donde principia la desviación En zona urbana se colocará una señal a 50 m. como- mínimo. En zona rural se colocarán dos o tres señales sucesivas, a distancias de 150, 300 y 450 m.,- como mínimo. Su tamaño será de 150 por 60 cm.



La señal OBRAS A CARGO DE..., servirá para identificar a la empresa o a la dependencia encargada de las obras. Se colocará en un lugar visible uno o dos metros más retirada de la carpeta que las demás señales, con objeto de que no interfiera con ellas. Su tamaño será de 180 por 90 cm.

La señal TERMINA TRAMO EN CONSTRUCCION o (REPARACION) se colocará al final del tramo en construcción o conservacion, para indicar el lugar donde acaban las restricciones y precauciones especiales que se impusieron. Sus dimensiones serán de 180 por 60 cm.

DISPOSITIVOS DE CANALIZACION.

Son los abstáculos usados para guiar a los conductores de vehículos a lo largo de una zona en construcción o conservación, en los diferentes estrechamientos y cambios de dirección de la ruta, con motivo de las obras.

GENERALIDADES.

La función de los dispositivos no será llevar un mensaje específico, sino presentar un obstáculo real o aparente al conductor del vehículo, marcando de esta manera restricciones al carril de circulación. Los obstáculos serán explicativos por sí mismos, debiendo estar protegidos, a su vez, con señales anticipadas en el día y dispositivos luminosos por la noche. Podrán colocarse señales preventivas sobre los abstáculos, con el objeto de complementar su función canalizadora.

CLASIFICACION

Los dispositivos canalizadores se clasifican en la forma siguiente:

- Barreras
- Conos
- Tambores
- Sacos de arena
- Fantasmas
- Marcas y Rayas.

BARRERAS.

En todas las obras de conservación o construcción de calles y caminos, las barreras deberán usarse en forma adecuada como dispositivos de canalización para proteger la vida de los trabajadores y de los usuarios. Estos dispositivos no expresan un mensaje

específico por sí mismos, pero sobre las barreras podrán colocarse señales. Tendrán por objeto imponer un obstáculo a la circulación o marcar un carril limitado para transitar.

Las barreras deberán ser visibles por sí solas, pero también podrán protegerse con señales preventivas avanzadas y además, durante la noche, deberán iluminarse.

CLASIFICACION, DESCRIPCION Y USO.

Las barreras serán de dos tipos, ya sea Clase I o Clase II.

La barrera Clase I consistirá de tres tablones horizontales de 20 cm. de ancho por 5 cm. de espesor, y de 120 a 240 cm. de longitud, de acuerdo con las necesidades, separados 20 cm. entre sí. Su altura total será de 150 cm. sobre el nivel del camino. Si fuera necesario cubrir una mayor longitud, se podrán colocar varias barreras, unas a continuación de otras.

La barrera Clase I se usará normalmente para las obras grandes, en donde permanecerán por largos períodos de tiempo.

La barrera Clase II, consistirá en un solo tablón horizontal de 20 cm. de ancho por 5 cm. de espesor y de 120 a 240 cm. de longitud. La altura total será de 1 m. sobre el nivel del camino. Este tipo se usará en donde el peligro sea relativamente pequeño, en zonas urbanas o en caminos, para delimitar un tramo de circulación restringida o para trabajos diurnos.

En donde el camino esté cerrado al transito, se construirán barreras Clase I, que podrán extenderse

a todo lo ancho del camino y los acotamientos, como una cerca.

Las barreras, para indicar su presencia durante la noche, deberán estar iluminadas o bien complementarse con mecheros, linternas, luces eléctricas intermitentes o fijas.

Las barreras de Clase I podrán ser fijas o portátiles y las de Clase II sólo serán portátiles. Las de Clase I fijas se justifican sólo en los trabajos de larga duración y los tablones horizontales irán montados en postes, enterrados firmemente en la tierra. También podrán utilizarse en terrenos malos o en acotamientos inclinados, en donde una barrera portátil no puede quedar horizontal. Para dar paso a vehículos oficiales o del contratista, se procurará que una sección de tablones pueda quitarse fácilmente.

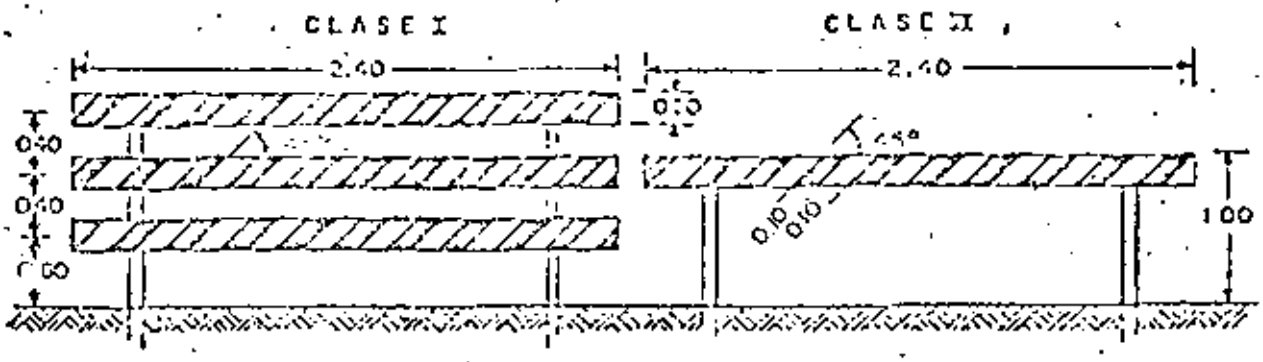
La dos clases de barreras, por ser portátiles, son apropiadas cuando los trabajos de conservación son de poca duración o van siendo cambiados progresivamente a lo largo del camino. Las más ligeras y fáciles de transportar son las de Clase II.

Las barreras portátiles Clase I son generalmente de construcción rígida y se puede reforzar su resistencia al volteo mediante sacos de arena. En donde la facilidad de transporte tenga más importancia, el tipo plegadizo se usará de preferencia.

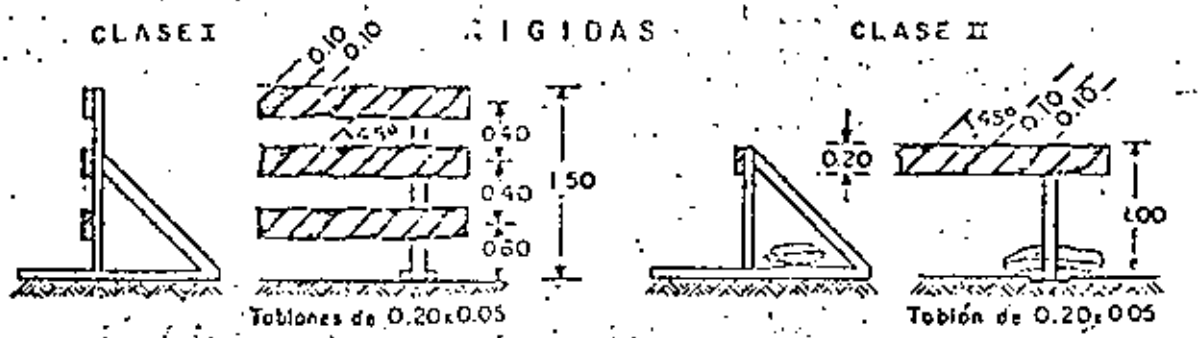
Las barreras portátiles Clase II son comunmente de la forma de 'burro', ya sean rígidas, plegadizas o movibles.

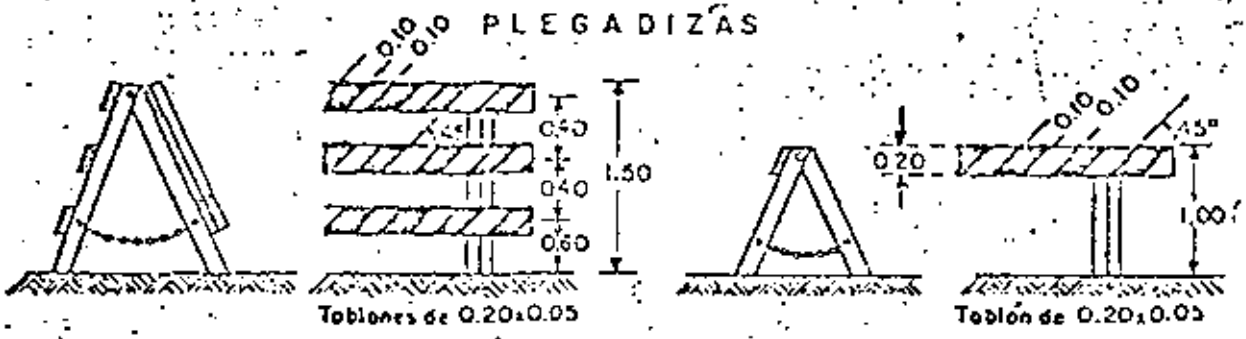
Las barreras no deberán ser construidas tan fuertes como para detener un vehículo que choque contra ellas.

BARRERAS FIJAS

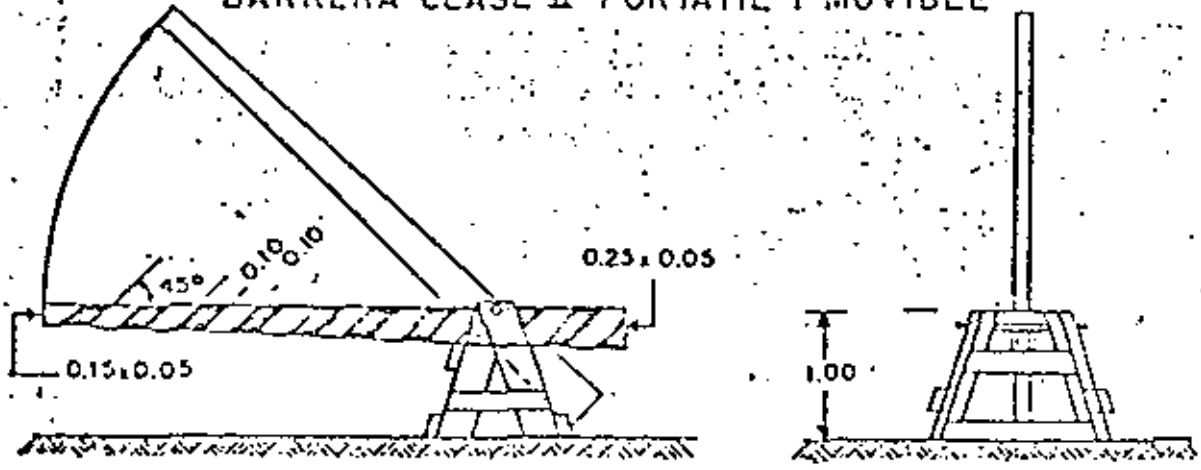


BARRERAS PORTATILES





BARRERA CLASE II PORTATIL Y MOVIBLE



NOTA: Todas las unidades en metros

COLOR.

Las barreras deberán pintarse con franjas negras y blancas, alternadas de 10 cm. de ancho y con una inclinación de 45° bajando de derecha a izquierda.

COLOCACION DE BARRERAS ANTICIPADAS.

Las barreras anticipadas se colocan en serie, con el objeto de poner sobre alerta al conductor del vehículo, de un cierre o estrechamiento próximo de la calle o camino y encauzarlo hacia él, cerrando las barreras progresivamente, a ambos lados del camino, para dar la sensación del estrechamiento u obstáculo que va encontrar. Se podrán usar para montar en ellas señales preventivas, informativas, reflectores, etc.

CONOS.

Son los dispositivos de hule o de un material semejante, que no se deteriore al ser tocado por vehículos.

Serán de forma de cono truncado, con la base de sustentación cuadrada. La altura del cono es de 45 a 75 cm. y su base de 30 X 30 cm. Su color deberá ser amarillo, pudiéndose admitir con la punta roja y la base negra.

Los conos se usarán en todos aquellos casos en que la velocidad, volúmen de tránsito, visibilidad, etc no hagan necesario el uso de barreras. También se usarán como encauzamiento complementario de ellas.- Podrán usarse para delimitar la circulación, donde se esté haciendo un desyerbe, limpia de cunetas, arreglo de acotamientos, pintura de rayas en caminos y calles, etc. Por su fácil pérdida, deberán usarse donde haya personal que cuide de ellos.

En avenidas de varios carriles también se usarán para aumentar el número de un sentido, cuando un gran volumen de tránsito lo requiera disminuyendo las de sentido contrario.

La ubicación que se les da a los conos es la necesaria para delimitar las zonas donde haya trabajo o bien encauzar el tránsito hacia el carril adecuado.

Los conos se colocarán sobre el pavimento y nunca sobre piedras, barreras y objetos, con el propósito de que su altura siempre sea uniforme.

Se colocarán en hileras paralelas al camino, en las zonas que delimiten el trabajo de construcción o conservación, o bien en hileras oblicuas encauzando el tránsito.

TAMBORES.

Son dispositivos usados para las mismas funciones que los conos, formados por barriles o tambores vacíos de aceite o combustibles. Presentan ciertas ventajas sobre ellas por su mayor visibilidad a causa de su tamaño. Se usarán para los mismos casos que los conos.

Podrán usarse dos tamaños, los de 200 litros y los de 120 Litros de capacidad.

Su color deberá ser el que corresponda a su origen comercial, pintados con tres fajas horizontales blancas, reflejantes, de 10 a 15 cm. de ancho.

La ubicación que se dé a estos dispositivos será la misma que para los conos, colocándose directamente sobre el pavimento en posición vertical y paralelos al eje del camino, delimitando la zona de trabajo que se trate de proteger, o bien en filas oblicuas, encauzando el tránsito.

SACOS DE ARENA.

Son dispositivos canalizadores del tránsito como -- los conos y tambores, consitentes en un costal de - tamaño manejable por un hombre, lleno de arena y -- pintado de blanco reflejante.

Tienen los mismos usos que los conos y tambores, -- siendo más ventajosos para lugares en donde el espacio está limitado. Dan una solución más efectiva, - ya qué los vehículos podrán acercarse más a ellos - que a los tambores y proporcionan una barrera más - estable que los conos.

FANTASMAS.

Los usados en trabajos de construcción y conserva-- ción serán los mismos que los tratados en el Capítulo Marcas, Isletas y Obras Diversas.

Tienen poco uso en trabajos de construcción y con-- servación, concretándose a aquellos casos de desviaciones para trabajos con lapsos de consideración y- con especificaciones de trazo que ameriten su colocación.

MARCAS Y RAYAS.

Las marcas y rayas en el pavimento son las mismas - tratada en el Capítulo anteriormente citado.

Son poco usadas en trabajos de construcción y con-- servación, excepto en trabajos de lapso considera-- ble. La eliminación de rayas permanentes, durante - una reparación de lapso largo, puede ser necesaria- en ciertas condiciones.

ILUMINACION.

Durante la noche, o cuando la claridad y la distancia de visibilidad disminuyan, se necesitará una -- iluminación artificial para llamar la atención y -- para indicar la localización de las obstrucciones o

peligros. La percepción de barreras con reflectores y dispositivos de canalización, ocurrirá a distancias limitadas y dependerá de la luz que proporcionen los faros de los vehículos que se aproximen. Por eso deberán proporcionarse fuentes de luz independientes, para que la señal sea percibida a mayor distancia.

CLASIFICACION.

Según la luz que proporcionen, se clasifican en:
Antorchas, mecheros y linternas.
Lámparas de destello.
Luces eléctricas de alta y baja intensidad.

ANTORCHAS, MECHEROS Y LINTERNAS.

Entre las antorchas quedan incluidas las luces de una sola unidad, portátiles, de encendido constante y de baja intensidad, ya sea de baterías o de flama abierta (mechero). Debido a que proporcionan poca iluminación a otros objetos y, excepto las eléctricas, no se les puede tener confianza bajo condiciones adversas, las antorchas o linternas, deberán usarse como suplemento de otros dispositivos de canalización y para delinear o hacer destacar las obstrucciones o peligros. Usadas de esta manera, funcionan comp preventivas y delineadoras, guiando al tránsito. Varias antorchas o linternas también podrán usarse para señalar la posicion de un banderero. Los tambores con mecheros encima, son un medio efectivo para canalizar.

Los mecheros o antorchas de flama libre, que son simples botes con combustible y una mecha o estopa, pueden ser peligrosos donde los peatones y especialmente los niños, puedan acercarse demasiado. En estas circunstancias, deberán usarse antorchas eléctricas o iluminación.

Las linternas incluyen a todos los tipos de flama encerrada. Deberán usarse en las zonas urbanas para marcar la localización y la extensión de peligros y obstrucciones a un lado del camino o calle y aquellas a los que están expuestos los peatones. Se usarán solamente bombillas de vidrio transparente.

Los mecheros y linternas son más efectivos si se colocan arriba del nivel del camino y siempre sobre un apoyo sólido, para prevenir que se volteen. Las linternas deben estar siempre en posición vertical para evitar que el hollín empañe la bombilla.

Los mecheros o linternas colocados en fila, cortando el paso del tránsito que se aproxima deberán de estar separados entre 1.5 y 2.5 m.; colocados en fila longitudinal, deberán espaciarse de 5 a 10 metros.

Los mecheros y linternas deberán colocarse y encenderse desde la puesta del sol hasta el amanecer, debiendo examinarse la cantidad de combustible antes de encenderlo.

Las antorchas pueden ser eléctricas o de flama libre los mecheros son de flama libre y las linternas pueden ser eléctricas o de flama encerrada.

Las antorchas eléctricas funcionan igual que una lámpara de mano y la energía es suministrada por pilas. En un extremo un foco ilumina un cilindro de plástico, de color rojo o ámbar.

Las antorchas de flama libre, como su nombre lo indica, son simples estopas sujetas a la punta de un leño e impregnadas de combustible. Esta clase de antorchas se usará sólo en caso de no disponer de mecheros, pues generalmente no duran toda la noche.

Los mecheros, son recipientes llenos de combustible

peligros. La percepción de barreras con reflectores y dispositivos de canalización, ocurrirá a distancias limitadas y dependerá de la luz que proporcionen los faros de los vehículos que se aproximen. Por eso deberán proporcionarse fuentes de luz independientes, para que la señal sea percibida a mayor distancia.

CLASIFICACION.

Según la luz que proporcionen, se clasifican en:
Antorchas, mecheros y linternas.
Lámparas de destello.

Luces eléctricas de alta y baja intensidad.

ANTORCHAS, MECHEROS Y LINTERNAS.

Entre las antorchas quedan incluidas las luces de una sola unidad, portátiles, de encendido constante y de baja intensidad, ya sea de baterías o de flama abierta (mechero). Debido a que proporcionan poca iluminación a otros objetos y, excepto las eléctricas, no se les puede tener confianza bajo condiciones adversas, las antorchas o linternas, deberán usarse como suplemento de otros dispositivos de canalización y para delinear o hacer destacar las obstrucciones o peligros. Usadas de esta manera, funcionan comp preventivas y delineadoras, guiando al tránsito. Varias antorchas o linternas también podrán usarse para señalar la posicion de un banderero. Los tambores con mecheros encima, son un medio efectivo para canalizar.

Los mecheros o antorchas de flama libre, que son simples botes con combustible y una mecha o estopa, pueden ser peligrosos donde los peatones y especialmente los niños, puedan acercarse demasiado. En estas circunstancias, deberán usarse antorchas eléctricas o iluminación.

Las linternas incluyen a todos los tipos de flama encerrada. Deberán usarse en las zonas urbanas para marcar la localización y la extensión de peligros y obstrucciones a un lado del camino o calle y aquellas a los que están expuestos los peatones. Se usarán solamente bombillas de vidrio transparente.

Los mecheros y linternas son más efectivos si se colocan arriba del nivel del camino y siempre sobre un apoyo sólido, para prevenir que se volteen. Las linternas deben estar siempre en posición vertical para evitar que el hollín empañe la bombilla.

Los mecheros o linternas colocados en fila, cortando el paso del tránsito que se aproxima deberán de estar separados entre 1.5 y 2.5 m.; colocados en fila longitudinal, deberán espaciarse de 5 a 10 metros.

Los mecheros y linternas deberán colocarse y encenderse desde la puesta del sol hasta el amanecer, debiendo examinarse la cantidad de combustible antes de encenderlo.

Las antorchas pueden ser eléctricas o de flama libre los mecheros son de flama libre y las linternas pueden ser eléctricas o de flama encerrada.

Las antorchas eléctricas funcionan igual que una lámpara de mano y la energía es suministrada por pilas. En un extremo un foco ilumina un cilindro de plástico, de color rojo o ámbar.

Las antorchas de flama libre, como su nombre lo indica, son simples estopas sujetas a la punta de un leño e impregnadas de combustible. Esta clase de antorchas se usará sólo en caso de no disponer de mecheros, pues generalmente no duran toda la noche.

Los mecheros, son recipientes llenos de combustible

con una mecha que sobresale de la tapa por un agujero. Estos son más efectivos, ya que pueden durar toda la noche.

Las linternas eléctricas funcionan igual que las lámparas de pilas. La energía suministrada por las pilas de larga duración, permite encender un foco de bajo voltaje. La lente podrá ser de color ámbar o roja.

La linterna de flama encerrada es de uso común en nuestro medio.

La facilidad del transporte del combustible y la reparación económica, la hacen preferible a otros tipos. El combustible podrá ser diesel o petróleo diáfano. La bombilla es de vidrio claro y transparente.

LAMPARAS DE DESTELLO.

Las lámparas intermitentes portátiles, son de lente directo y emiten destellos intermitentes de corta duración. Estos dispositivos sirven para poner alerta al conductor y deberán colocarse en forma anticipada para prevenir o marcar peligros severos o inesperados en o cerca del camino. El color de la luz intermitente emitida será amarillo ámbar. Se colocarán sobre barreras en o cerca del camino, a una altura de 1.20 M. o más. No deberán emplearse en serie ya que un conjunto de ellas que manden sus destellos sin dirección, pueden ser desconcertantes, pues más que delinear el camino lo escurecen; en este caso se podrán colocar luces de encendido permanente.

En este Manual no se proporciona mayor información para detallar las especificaciones y aplicaciones tipo. Sin embargo, se recomienda que el ritmo del destello sea regular de 70 a 120 por minuto y que

el tiempo de luz sea el 25 % del ciclo.

Durante las horas de oscuridad, el destello debe ser lo suficientemente brillante, para ser visible desde 150 m. de la unidad y bajo condiciones atmosféricas normales. En donde se está usando una unidad con fases direccionales, esta especificación deberá usarse con una desviación de 10 grados a los lados y 5 grados sobre o abajo del eje fotométrico.

CONTROL DEL TRANSITO A LO LARGO DE AREAS DE TRABAJO.

Se llamará control del tránsito a lo largo de áreas de trabajo, al conjunto de dispositivos que tengan por objeto dirigir el tránsito a lo largo de tramos de camino en construcción o conservación, de una manera segura y con el mínimo de inconvenientes o molestias.

Cuando se ha decidido efectuar un trabajo de conservación o construcción de cierta importancia, es necesario que el ingeniero responsable elabore un plano con el señalamiento adecuado para cada etapa, teniendo en cuenta la seguridad del público y de los trabajadores.

Antes de iniciar los trabajos de conservación o reconstrucción se deberá ordenar la colocación de los dispositivos necesarios, para asegurar que no habrá fallas que ocasionen accidentes a usuarios o trabajadores.

Debido a que existe un gran número de situaciones diferentes en los trabajos de construcción, no es posible presentar una clasificación que incluya a todos. Al final de este Capítulo se ilustran algunos proyectos tipo.

CLAUSURA DE UN CARRIL CON REDUCCIONES GRADUALES.

Cuando en un camino, se hayan proporcionado avisos -

preventivos de la obstrucción en un carril, en condiciones normales de velocidad y volúmenes de tránsito una reducción gradual en relación de 1:20 será suficiente para permitir al tránsito cambiar de un carril a otro con seguridad. En donde las velocidades o los volúmenes son altos, esta relación debe disminuirse substancialmente a cerca de 1:40. Las autopistas necesitan transiciones aún más largas. Donde el tránsito sea detenido o ha sido obligado a disminuir considerablemente su velocidad, desde antes de la transición, por ejemplo con un banderero, y donde el cambio de carril no involucre una fusión de las corrientes de tránsito, la reducción puede ser muy corta, justamente el largo suficiente para que el tránsito vuelva confortablemente a su carril.

Los conos, tambores o barreras deben usarse para guiar el tránsito hacia el carril apropiado. Normalmente las barreras deben espaciarse a intervalos de 20 M. Los conos chicos o tambores deben espaciarse a menor distancia.

CIERRES MULTIPLES.

En aquellos tramos donde se tengan tres o más carriles del mismo sentido y se deban cerrar dos o más de ellos, se recomienda que no se desvíe el tránsito de una sola vez, sino que se separen los cierres, cuando menos a distancias de 200 M. De esta manera se puede pasar de 4 carriles a 3 y a los 200 M., de 3 a 2. Entre los puntos de estrechamiento y antes del primero, se colocarán señales anticipadas. En el lugar donde termina el estrechamiento motivado por la obra, se colocará una señal informativa que lo indique.

DISPOSITIVOS PARA SEÑALAMIENTO A MANO.

Para controlar el tránsito en las áreas de trabajo - se usarán también cierto número de dispositivos de - señalamiento a mano tales como banderas rojas en el día y luces rojas en la noche.

Las banderas que se usen para señalamiento tendrán - de 45 x 45 cm. como mínimo confeccionadas con una -- buena tela, de color rojo brillante y bien asegura-- das a un asta de 90 cm. de largo.

A la persona encargada de cuidar estos dispositivos- se le denomina "banderero".

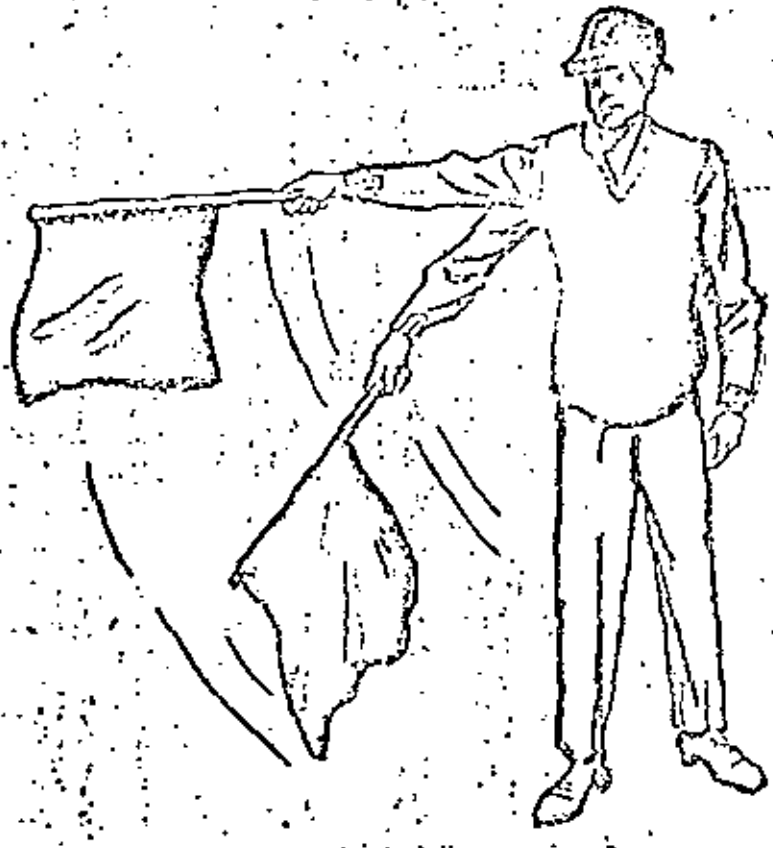
Para distinguir bien al banderero, se recomienda el- uso de un caso y una camisa especial amarilla, pudien do tener material reflejante durante la noche y el - lugar de su ubicación deberá iluminarse adecuadamen- te.

Debido a que el banderero será el que tenga que --- guiar al público y es responsable de la seguridad de los usuarios, será importante designar una persona - de buena condición física y con sentido de responsa- bilidad para la seguridad de los trabajadores y los- usuarios.

Al banderero deberá ubicársele lo suficientemente -- lejos de áreas de trabajo para que los usuarios dis- pongan de una distancia apropiada para disminuir la- velocidad, pero no tan lejos como para que aceleren- de nuevo y entren al lugar de la obra a una veloci-- dad peligrosa. Normalmente, el banderero se colocará en el acotamiento junto al carril de tránsito que -- está controlando y antes de la primera barrera de -- cierre de un carril. Tal vez tenga que colocarse en- el acotamiento opuesto al carril cerrado, pero por - ningún motivo en el de tránsito. En el camino deberá ser claramente visible a 200 m., para el tránsito -- que esté controlando. Por esta razón deberá de estar solo; nunca se permitirá que esté rodeado de trabaja

ALTO

SIGA



DESPACIO

dores. Su ubicación deberá estar protegida adecuadamente y precedida de señales preventivas.

En las áreas urbanas los bandereros se necesitarán solamente para el paso de equipo pesado o de dimensiones extraordinarias. Por lo tanto, el banderero deberá estar capacidado para escoger el momento oportuno para detener el tránsito con seguridad. Cuando un banderero deba controlar el tránsito continuamente, por cualquier espacio de tiempo, se aplicarán las disposiciones señaladas para una estación de banderero en caminos.

CONTROL DEL TRANSITO EN UN SOLO CARRIL .

Coordinación de movimientos.

Cuando el tránsito en ambos sentidos deba usar un solo carril, en una distancia determinada, se tomarán las precauciones y disposiciones necesarias para alternar el movimiento a lo largo del tramo en construcción o conservación. En un tramo corto el movimiento alterno se podrá regular con un solo control. Sin embargo, si el tramo por donde debe circular el tránsito en ambas direcciones es de cierta longitud, se deberán emplear otros medios para coordinar los movimientos en los extremos, a fín de evitar que los vehículos se muevan simultáneamente en sentido opuesto. Se procurará que la espera no se prolongue demasiado en alguno de los extremos. Los puntos de control, en cada extremo del tramo, deben escogerse de tal manera que se permita el control fácil del paso de vehículos.

Cuando el tramo de un solo carril sea corto y permita ver ambos extremos, el tránsito podrá controlarse con un banderero en cada extremo. A uno de los dos deberá designársele como jefe para coordinar los movimientos, pudiendo comunicarse verbalmente o por medio de señales.

Estas señales no deberán confundirse con las ya establecidas para controlar el tránsito.

En caso contrario, cuando desde un extremo no se pueda ver el otro, los bandereros deberán comunicarse por medio de otro, intermedio, o por medio de teléfonos de campaña, u otro medio. En este último caso, para que en un extremo se dé la orden de que el tránsito proceda a entrar al tramo, se necesitará identificar al último vehículo que salga ya sea por la placa o por alguna descripción telefónica que le hagan desde el otro extremo.

APLICACIONES URBANAS.

Los principios generales delineados en los párrafos previos, son aplicables para áreas rurales y urbanas. Sin embargo, las diferencias nos indican que podrán hacerse ajustes de acuerdo con las necesidades.

Las características del tránsito urbano son: velocidades relativamente bajas, grandes volúmenes de tránsito, espacio limitado para maniobras, vueltas frecuentes, movimientos cruzados y un considerable número de peatones.

Las obstrucciones al tránsito se deben particularmente a vehículos estacionados. Las provocadas por los trabajos de construcción y conservación son más numerosas y variadas, incluyendo diversas actividades tales como rotura del pavimento para otros trabajos, bacheo, riego de sello, pintura de marcas y estrechamientos por abstrucciones laterales.

Existe un conflicto inherente al movimiento del tránsito urbano y, por lo mismo, los problemas que se agregan al tránsito cuando se efectúen trabajos de construcción y conservación, deberán reducirse al mínimo. En arterias principales esos trabajos, si es

posible, deberán efectuarse fuera de las horas de mayor tránsito. En algunas ciudades estos trabajos se efectúan de noche para reducir al mínimo la interferencia con el tránsito.

El espacio de la calle que se reste al tránsito para los trabajos de construcción o conservación, deberá ser el absolutamente necesario, sin que esto justifique la ausencia de señales preventivas y de canalización para proteger y guiar al público.

Cuando se cierre total o parcialmente una calle de mucho tránsito, podrán necesitarse algunos cambios en la operación para mantener el movimiento a lo largo del área de trabajo. En estas condiciones se necesitarán señales restrictivas adicionales para controlar el tránsito, tales como ANCHURA LIBRE RESTRINGIDA Y NO ESTACIONARSE. Cuando la calle se clausure, pero se permita el paso hacia las propiedades inmediatas, se colocará en la barrera, junto con la flecha de desviación, la señal con la leyenda de SOLO TRANSITO LOCAL.

Si se comparan las características del tránsito urbano y rural, se podrá estimar que no se necesitan señales preventivas, debido principalmente a las bajas velocidades; sin embargo, si son necesarias y se pueden combinar con otras informativas. En ciertas cir-

cunstancias, las señales preventivas no serán necesarias, pero sí habrá necesidad de otros dispositivos que puedan ser vistos claramente y reconocidos a una distancia conveniente.

Las señales preventivas e informativas que se emplecen en zonas urbanas deberán ser de tamaño uniforme. En calles o avenidas de grandes volúmenes y altas velocidades, se emplearán señales preventivas de 86 por 86 cm. Las señales grandes serán convenientes para que se distingan de los anuncios comerciales y fondos luminosos que distraen al conductor.

Las señales preventivas se colocarán a una distancia de 50 a 100 m. antes del peligro que estén anunciando. La distancia exacta se fijará en el lugar, de acuerdo con la velocidad, volúmenes de tránsito, condiciones visuales y el grado de peligrosidad de la obstrucción.

Todos los medios descritos en lo correspondiente a carreteras son aplicables a las situaciones urbanas. Debido a las limitaciones del espacio, los conos se usarán más que las barreras.

Las barreras fijas deberán usarse donde la calle esté cerrada a todo tránsito, menos a vehículos autorizados y al tránsito local.

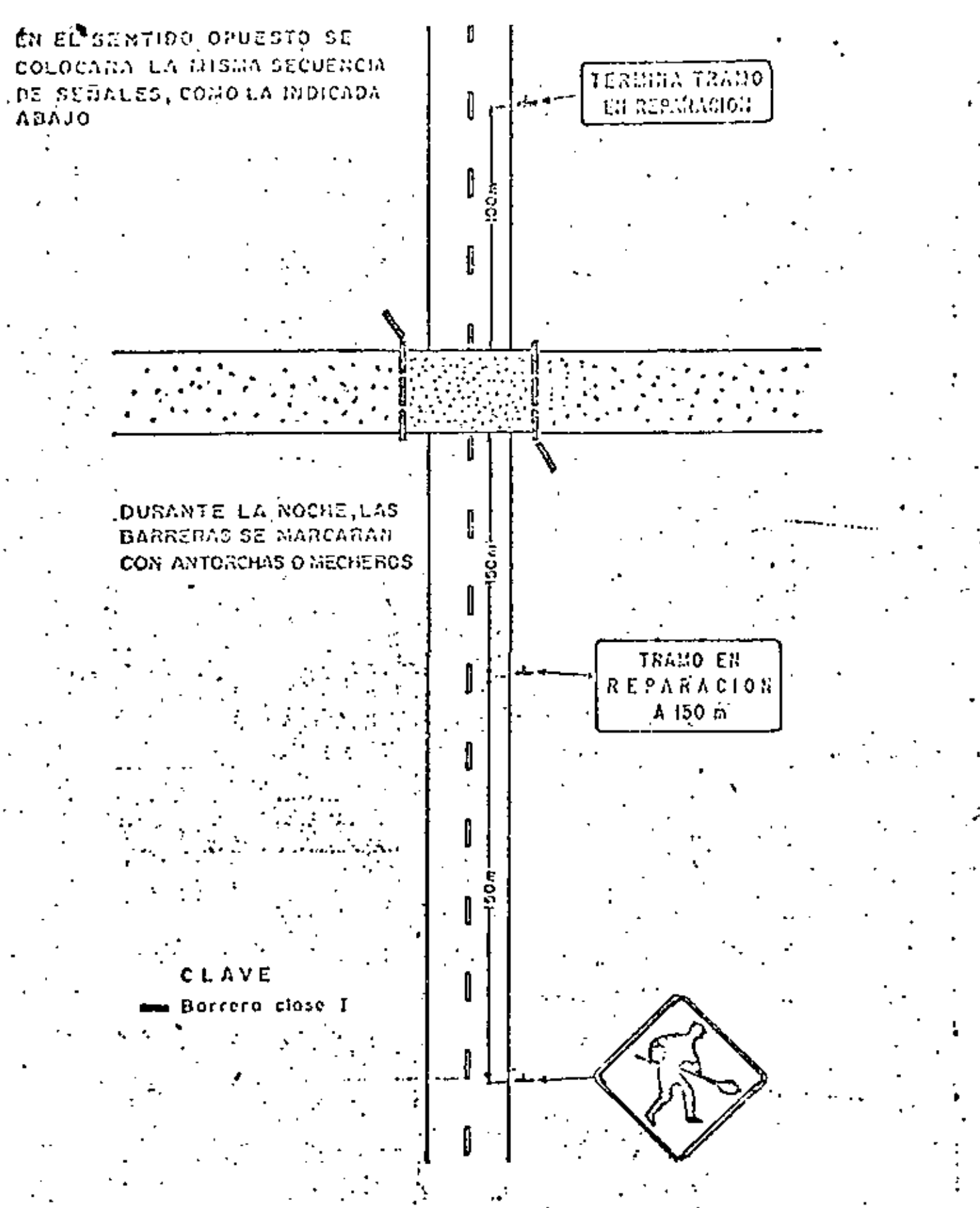
Las barreras móviles deberán usarse para separar áreas de trabajo, excavaciones, equipo, materiales y las zonas de peatones de las areas de tránsito. En donde lo permita el espacio, podrán usarse para canalización.

En aquellos tramos donde el espacio esté limitado, o cuando se necesiten por corto tiempo, los conos o tambores podrán usarse para canalización o para marcar la distancia segura de aproximación a obs--

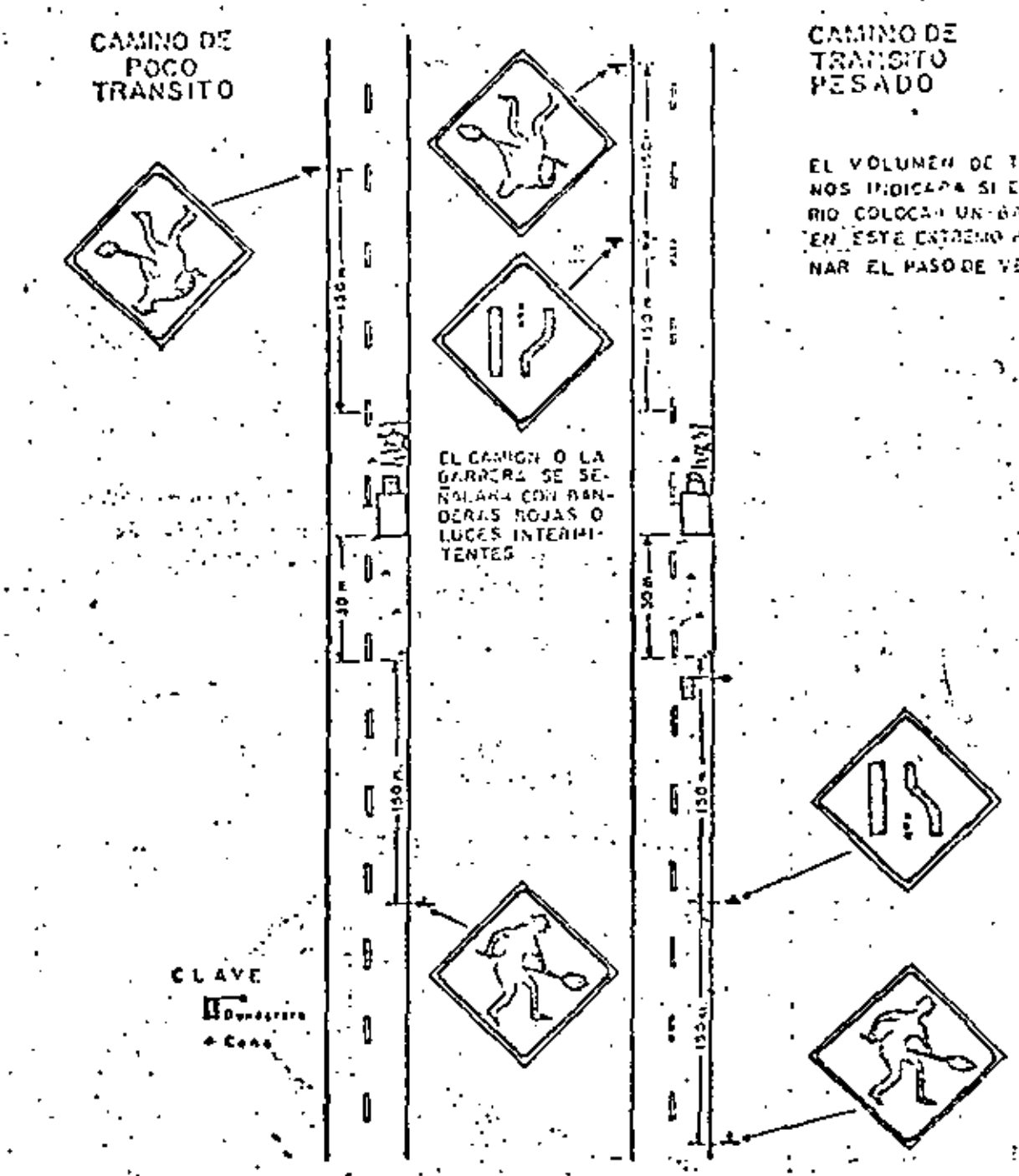
trucciones adyacentes a las áreas de tránsito.

Durante el día se podrán usar banderas rojas para llamar la atención de los conductores hacia las señales, barreras o equipo, siempre y cuando no interfieran con la visibilidad del frente de las señales.

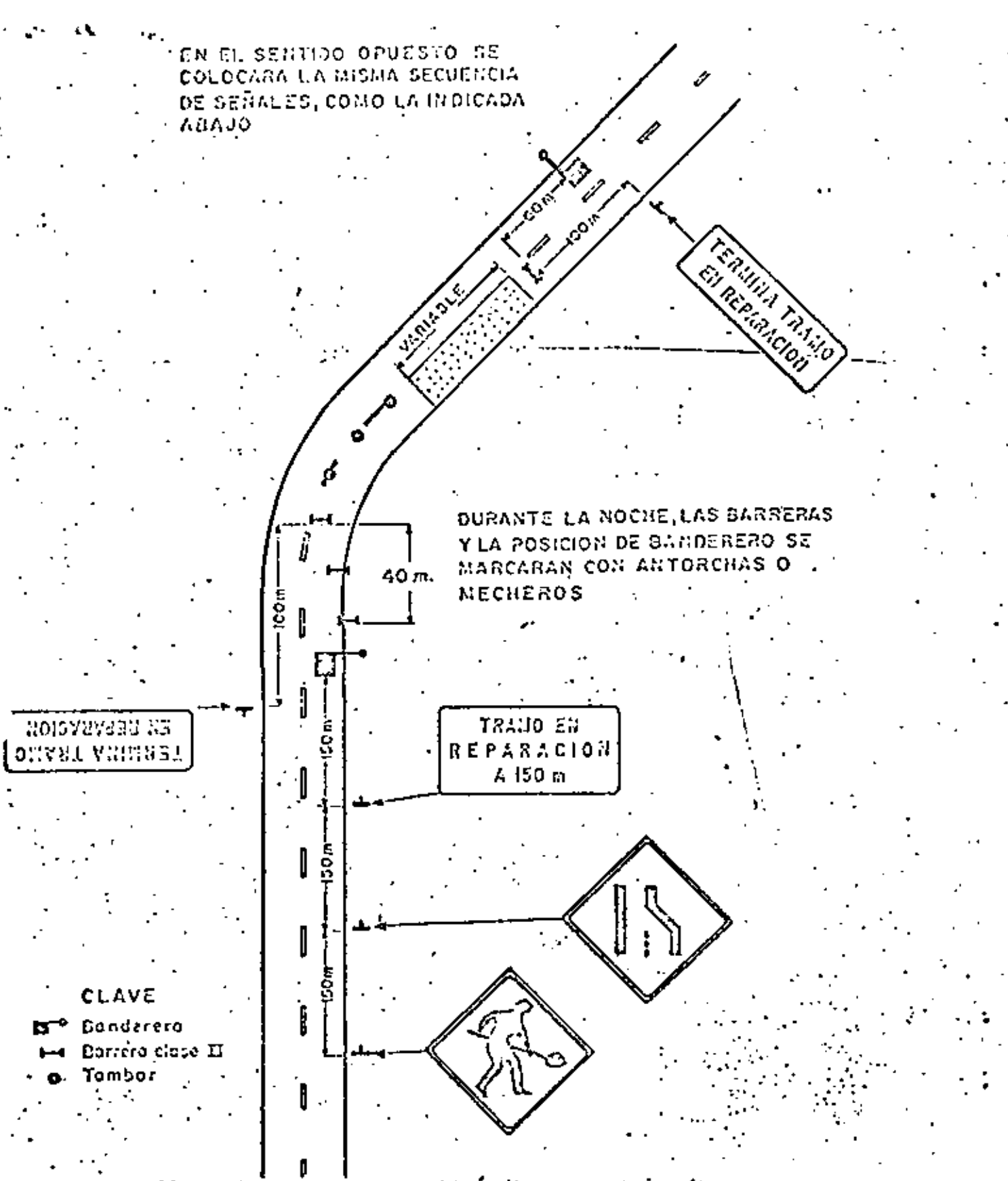
Durante la noche las señales deberán iluminarse si es que en la zona no hay alumbrado público. Cuando la obstrucción presente un peligro de consideración, se marcará con luces, antorchas, linternas o mecheros, aun cuando exista alumbrado público.



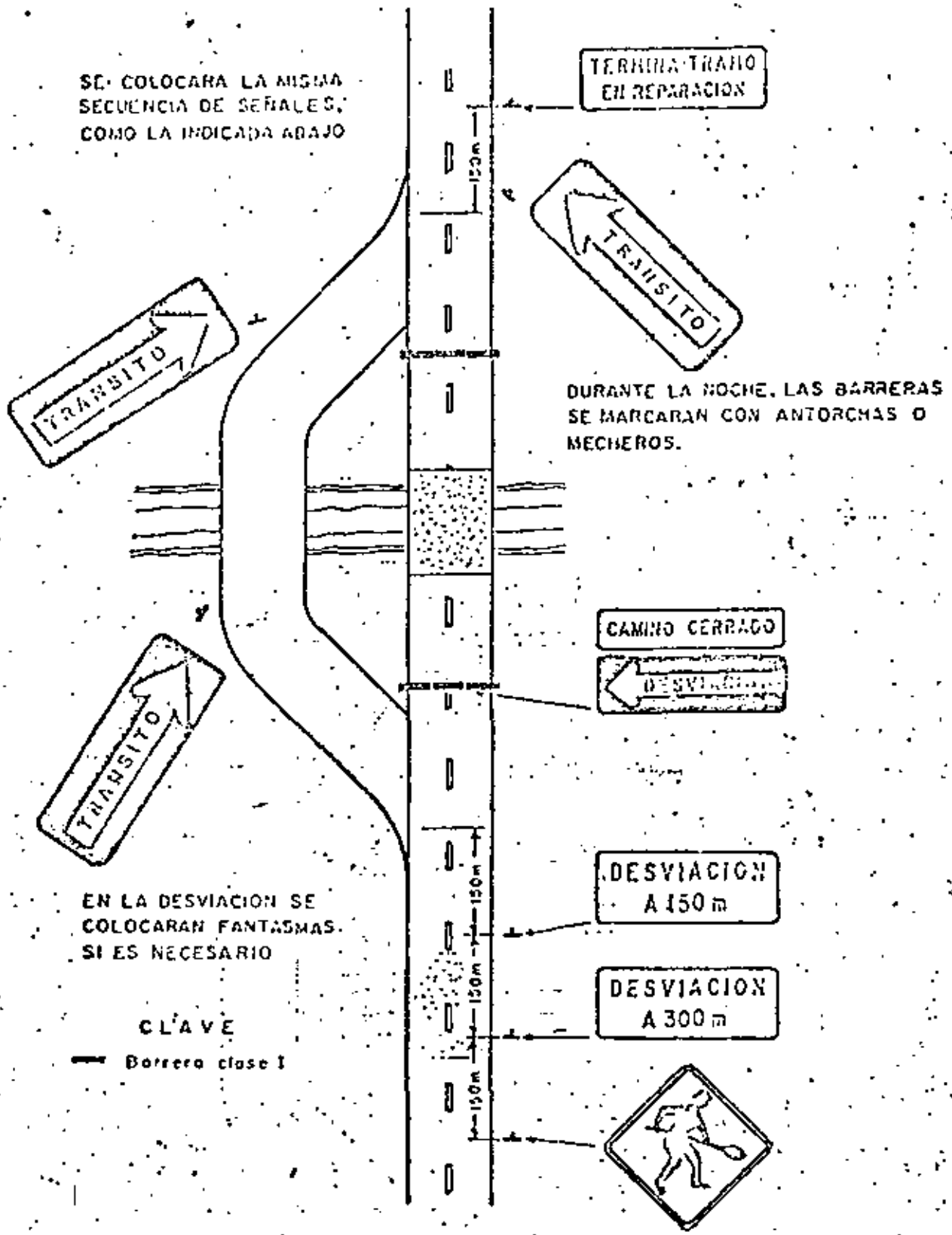
Dispositivos para controlar el tránsito en un camino que cruza a otro en construcción



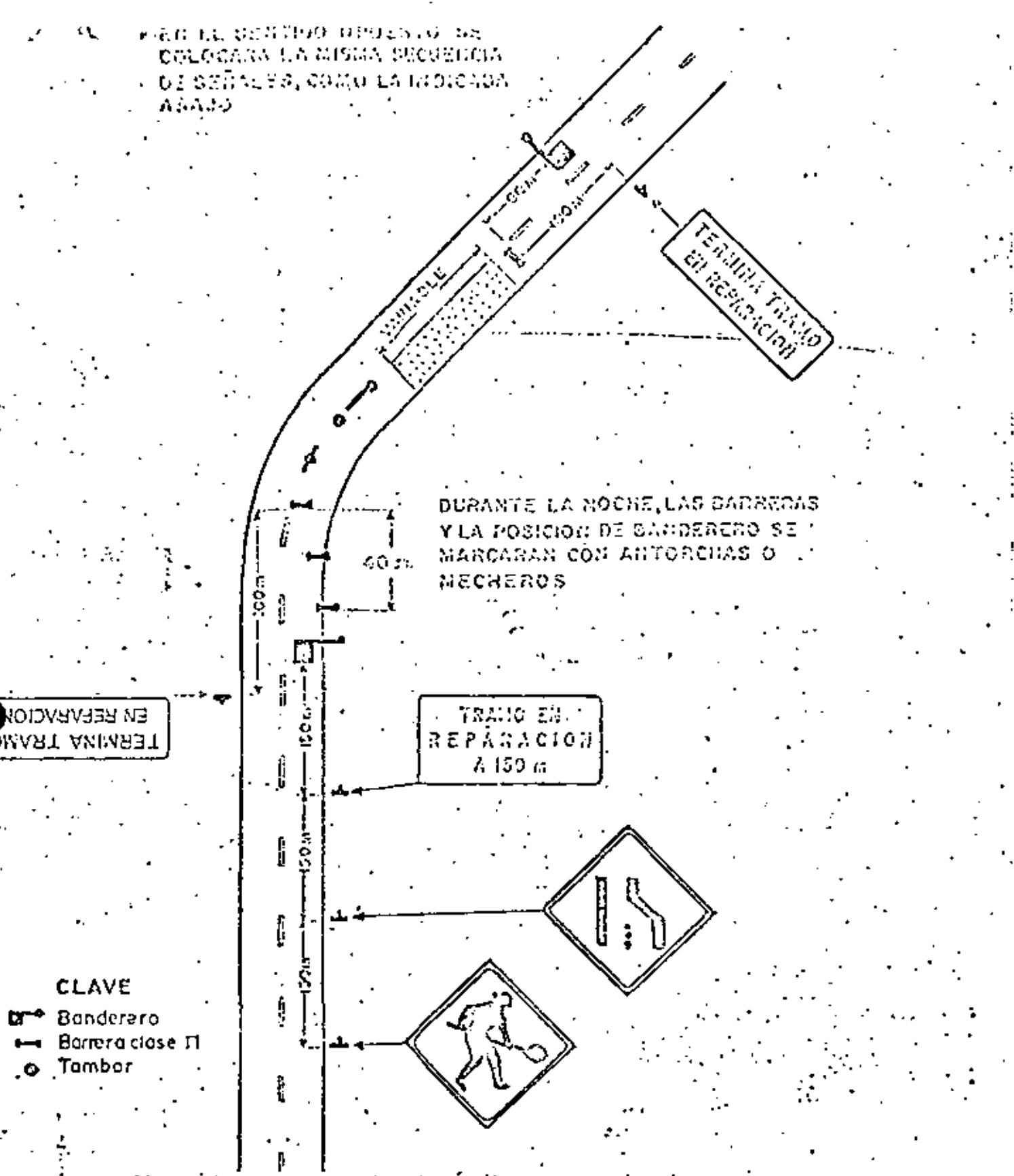
Dispositivos para controlar el tránsito en un camino en donde se efectuan trabajos menores de conservación, de corta duración.



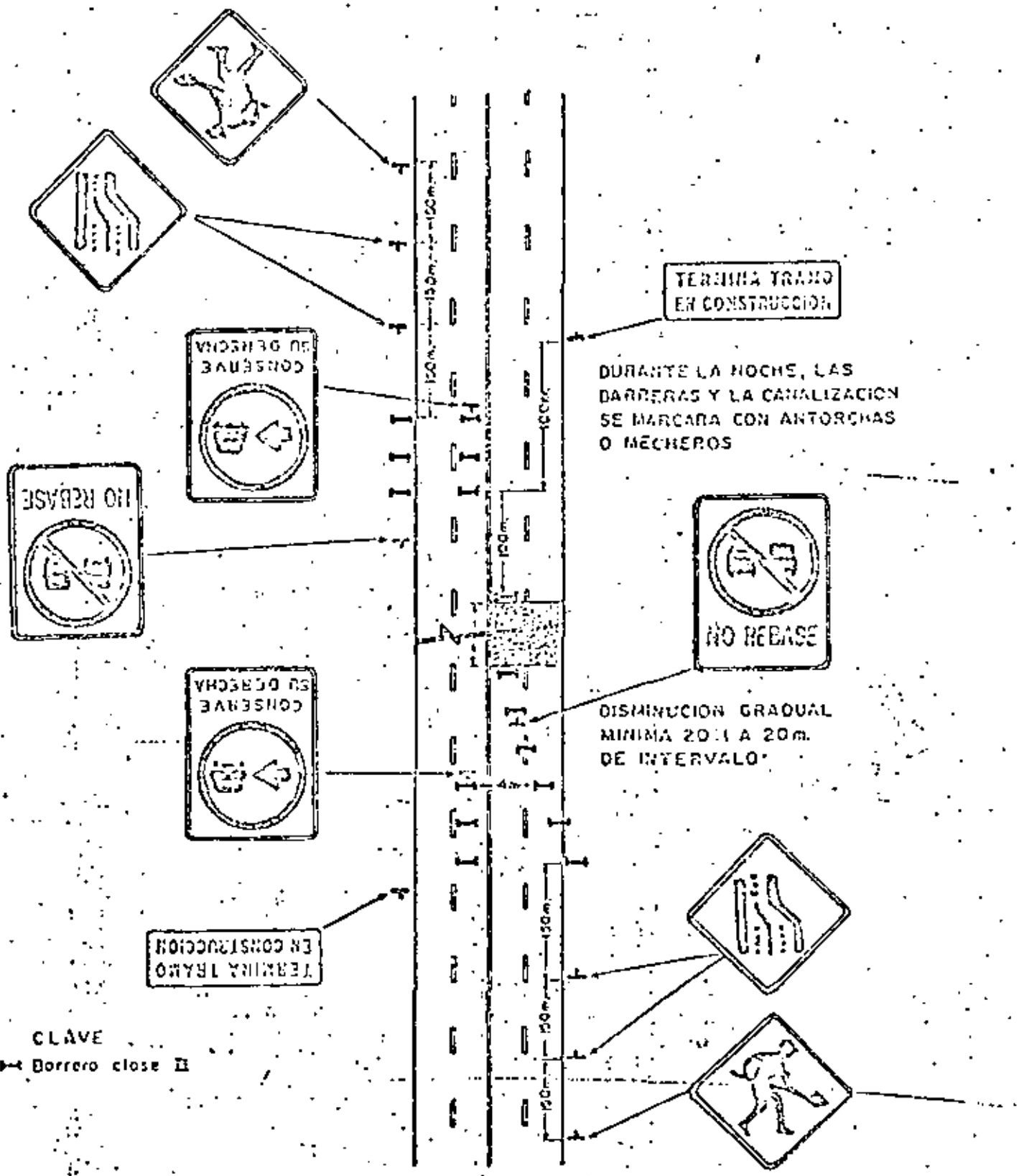
Dispositivos para controlar el tránsito en un camino de 2 carriles, en donde uno esta cerrado



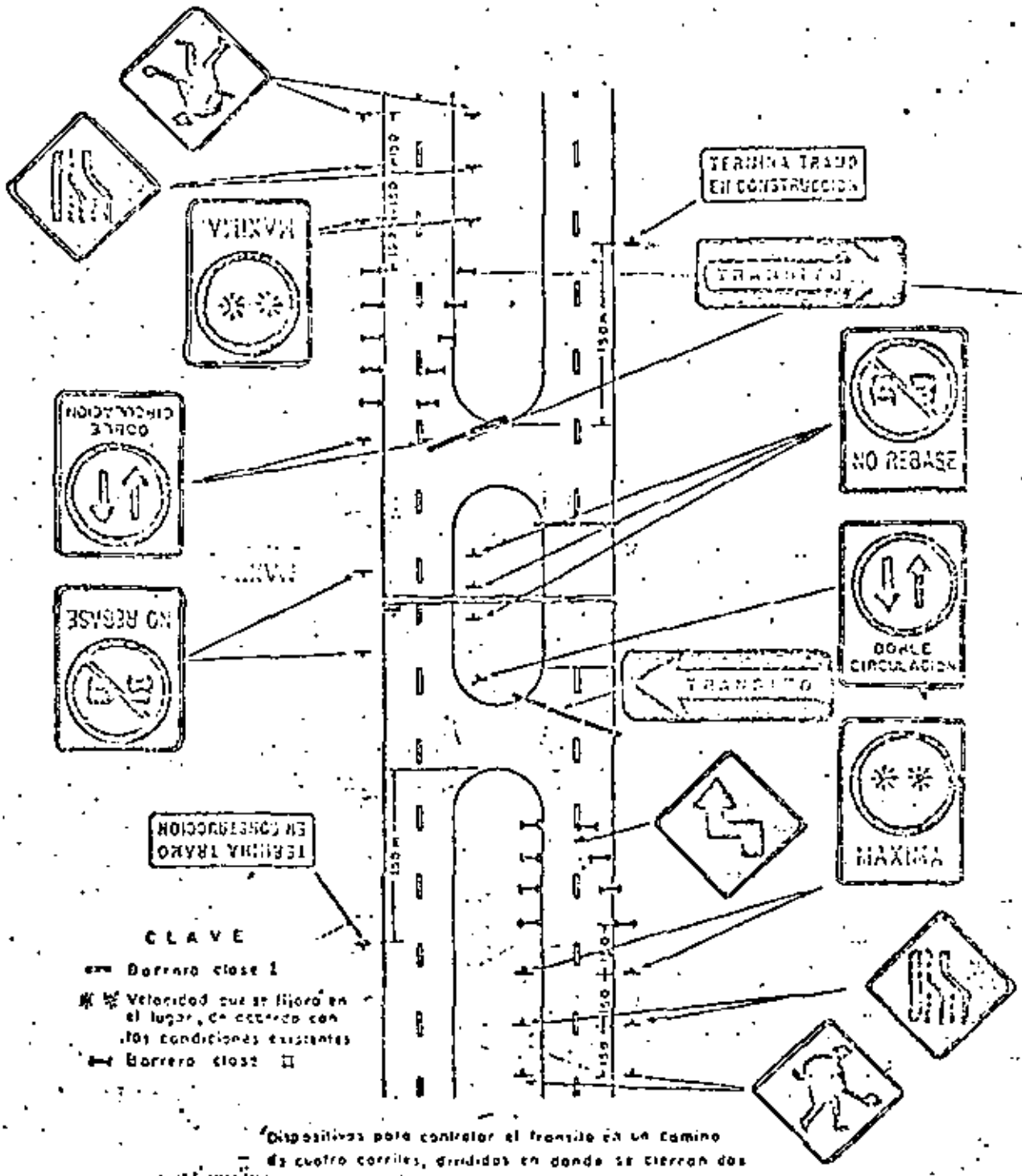
Dispositivos para controlar el tránsito en un camino de dos carriles, en donde se cierra totalmente y se da paso por una desviación.



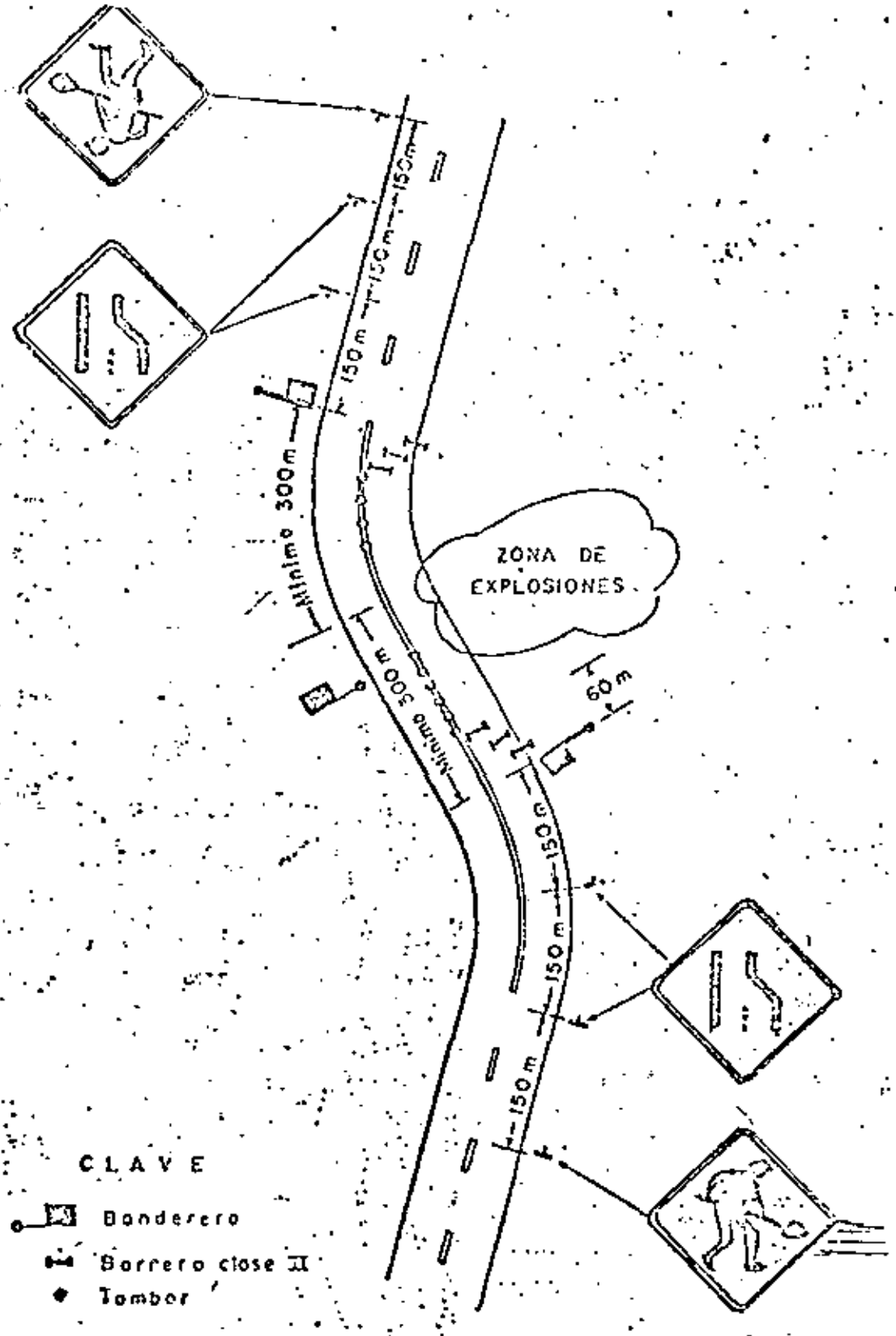
Dispositivos para controlar el tránsito en un camino de 2 carriles, en donde uno esta cerrado



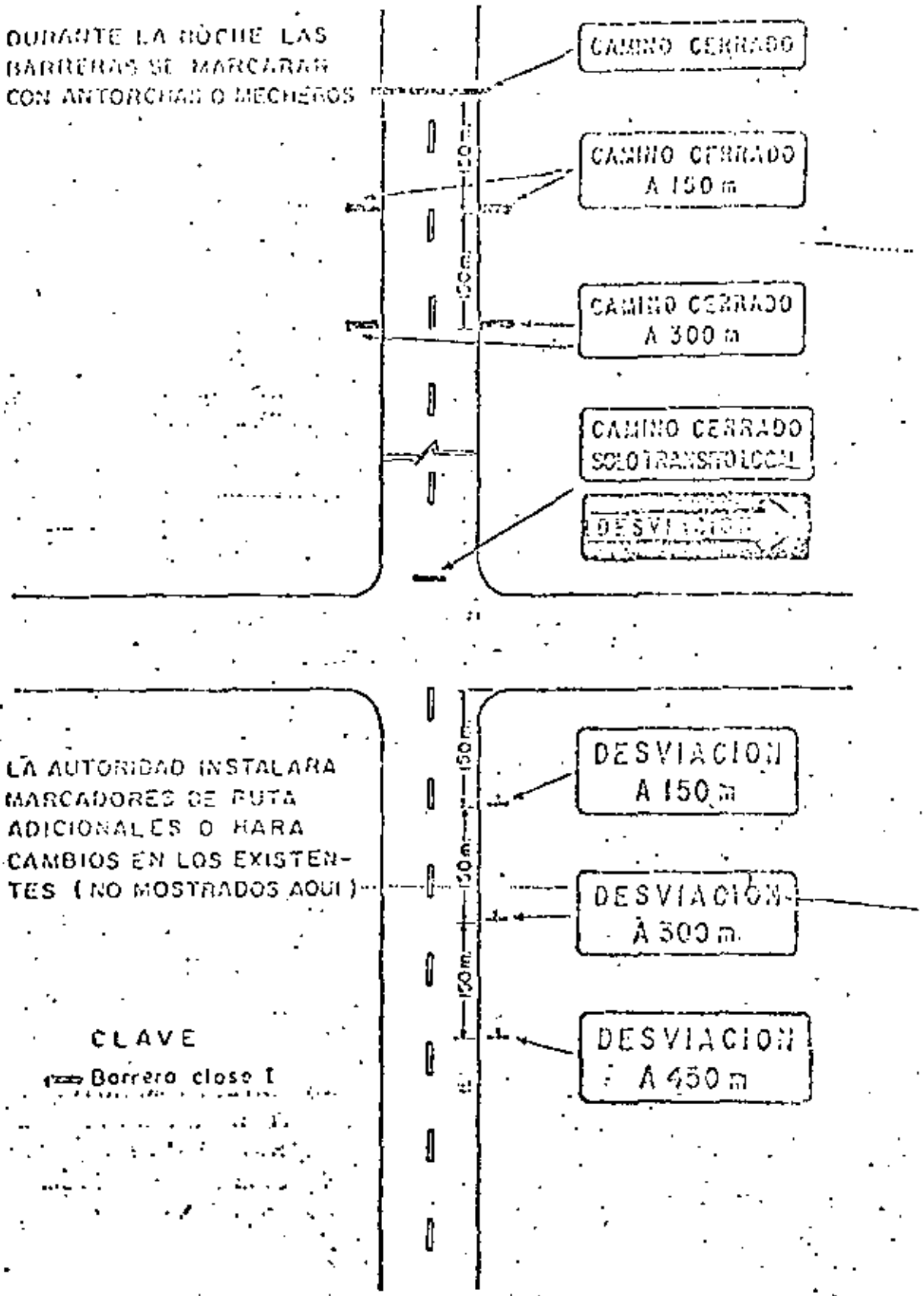
Dispositivos para controlar el tránsito en un camino de 4 carriles, en donde la mitad se cierra.



*Dispositivos para controlar el tránsito en un camino de cuatro carriles, divididos en donde se cierran dos de un solo sentido.



Dispositivos para canalizar el tránsito en un camino de dos carriles, en donde existe una zona de explosiones



Dispositivos para el control del tránsito en un camino en donde el tránsito se desvía 10 km. antes del punto cerrado y solo el tránsito local puede pasar

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

EQUIPO DE COMPACTACION

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO

FEBRERO, 1979.

C A P I T U L O

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

La palabra "Compactación" resulta de sustantivar el Adjetivo "compacto" que deriva del latín "compactus", participio pasivo de "compingere" que quiere decir unir, juntar.

Desde tiempos antiguos se ha reconocido la conveniencia de compactar los terraplenes de los caminos. Los métodos primitivos incluían llevar borregos de un lado para otro del terraplén y arrastrar con caballos aplanadoras pesadas de madera.

Hasta hace pocos años se podía contar con la compactación hecha por las unidades de transporte y por aplanadoras casuales, junto con los asentamientos naturales, para estabilizar los terraplenes, de modo que retuvieran su forma y soportaran las cargas que se colocaran sobre ellos.

En los últimos quince años ha habido un gran progreso en la ciencia de la compactación de los suelos. Los estudios de laboratorio han resuelto muchos problemas del comportamiento del suelo, y los fabricantes han diseñado una amplia variedad de equipo para producir el máximo de compactación con el máximo de economía.

La compactación de los suelos debe ejecutarse de la forma mas adecuada, ya que a excepción de unas correctas características de drenaje, es el factor que tiene mayor influencia en las condiciones funcionales de cualquier obra civil, como pueden ser terraplenes, Sub-bases, bases y superficies de rodamiento.

Se desprende de la anterior, que la vida útil de una obra, en la interviene la compactación, dependerá en gran parte del grado de compactación especificado, el cual deberá ser estrictamente controlado.

La realización de proyectos cada vez más ambiciosos y de programas mas agresivos ha originado una intensa y constante evolución del equipo de compactación.

Se han introducido mejoras como: Poderosos sistemas hidráulicos, sensores electrónicos confiables, diseños mas funcionales, mayor versatilidad en su uso, transmisiones rápidas, potentes motores, etc., las cuales se han traducido en una mayor producción de los equipos.

Con objeto de poder cumplir con plazos cada vez menores en la ejecución de obras cada vez mayores, se ha llegado a la necesidad de utilizar equipos de gran producción.

Los grandes equipos de carga, acarreo y tiro de material, han obligado a los fabricantes de equipo de compactación a diseñar máquinas compactadoras capaces de balancear al tiro con la compactación, para evitar interferencia de actividades y pérdida de tiempo, lo que da por resultado un proyecto antieconómico.

C A P I T U L O I

CLASIFICACION DE LOS SUELOS

Para poder clasificar los suelos nos basaremos en el "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos" S.U.C.S.

Este sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas menores. Un suelo se considera grueso si mas del 50% de sus partículas son gruesas, y fino; si más la mitad de sus partículas, en peso son finas.

I) SUELOS GRUESOS.

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo.

G (Gravel) Gravas y suelos en que predominen estas.

S (Sand) Arenas y suelos arenosos.

Las gravas y las arenas se separan con la malla No. 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G, si más del 50 % de su frac--

ción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla No. 4, y es del grupo genérico S, en caso contrario.

a) Material practicamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (well graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.

b) Material practicamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo P (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.

c) Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo M (del Sueco Mo y Mjala). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.

d) Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo C (Clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

2) SUELOS FINOS.

También en este caso el Sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, y dando lugar a las siguientes divisiones:

M (Del Sueco Mo y Mjala) Limos inorgánicos.

C (Clay) Arcillas Inorgánicas.

O (Organic) Limos y Arcillas Orgánicas.

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdividen, según su límite líquido, en dos grupos. Si este es menor del 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (Low Compressibility), obteniéndose por esta combinación los grupos ML, CL y OL. Los suelos finos con límite líquido mayor del 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra ---

H (High Compressibility), teniéndose así los grupos MH, CH y OH.

Al final de este capítulo aparece una tabla general del "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos".

Los materiales friccionantes son principalmente gravas y arenas; entendiéndose por fricción interna a la resistencia al desplazamiento entre las partículas internas del material.

Los materiales cohesivos son arcillas y limos arcillosos; cohesión podémos definirla como la atracción mutua de las partículas de un suelo debido a fuerzas moleculares y a la presencia de humedad.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS
INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Excluyendo las partículas mayores de 7.6 cm (3") y basando las fracciones en pesos estimados)				SIMBOLOS DEL GRUPO (a)	NOMBRES TIPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA DESCRIPCION DE LOS SUELOS
Más de la mitad de la fracción gruesa retenida en la malla N° 4 (Para clasificación visual, 6 mm equivale a la malla N° 4)	GRAVAS (Más de la mitad de la fracción gruesa retenida en la malla N° 4)	GRAVAS LIMPIAS (Poco o nada de partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos	Dese el nombre típico, indíquense los porcentajes aproximados de grava y arena, tama ño máximo, angulosidad, características de la superficie y dureza de las partículas gruesas, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos	
		GRAVAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Fracción fina poco o nada plástica (Para identificación véase grupo ML abajo)	GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo	
			Fracción fina plástica (Para identificación, véase grupo CL abajo)	GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla	Para los suelos indicados agréguese información sobre estratificación, compacidad, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje
	ARENAS (Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla N° 4) (Para clasificación visual, 6 mm equivale a la malla N° 4)	ARENAS LIMPIAS (Poco o nada de partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos	
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos	EJEMPLO Arena limosa con grava, compacta en el lugar, arena aluvial, (SM)
		ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Fracción fina poco o nada plástica (Para identificación véase grupo ML abajo)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo	
			Fracción fina plástica (Para identificación véase grupo CL abajo)	SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla	
PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA N° 40						
Más de la mitad del material pasa por la malla N° 200 (Las partículas de 0.074 mm de diámetro (malla N° 200) son apenas visibles a simple vista)	LIMOS Y ARCILLAS (Límite líquido menor de 50)	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (Características del espécimen)	DILATANCIA (Reacción al agitado)	TENACIDAD (Consistencia cerca del límite plástico)		
		Nula a ligera	Rápida a lenta	Nula	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos
		Media a alta	Nula a muy lenta	Media	CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres
		Ligera a media	Lenta	Ligera	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad
	LIMOS Y ARCILLAS (Límite líquido mayor de 50)	Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, limos elásticos
		Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas
		Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH	Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad
ALTAMENTE ORGANICOS		Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa		Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos	

(a) Clasificación en casos de fronteras — Los suelos que poseen las características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos

(b) Todas las dimensiones de las mallas en este cuadro son las U.S. Standard

C A P I T U L O III

COMPACTACION

1.- D E F I N I C I O N.

En la terminología de Mecánica de Suelos, la reducción de los vacíos de un suelo recibe varios nombres: Consolidación, Compactación, Densificación, etc., existen ligeras diferencias en el significado de los dos primeros.

Consolidación, se usa para la reducción de vacíos, relativamente lenta, debida a la aplicación de una carga estática, usualmente acompañada de expulsión de agua del suelo, por ejemplo la reducción de vacíos en el suelo bajo un edificio.

El término Compactación se usa para la reducción de vacíos, más ó menos rápida, producida por medios mecánicos durante el proceso de construcción. (Fig. 3.1)

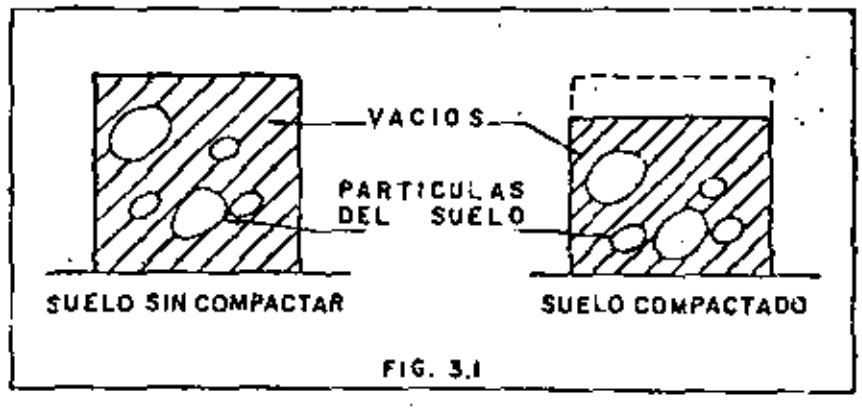


FIG. 3.1

Al reducirse los vacíos del suelo hay un incremento del peso volumétrico del material, de donde se puede dar la siguiente definición.

Compactación: Es el aumento artificial, por medios mecánicos, del peso volumétrico de un suelo, esto se logra a costa de la reducción de los vacíos del mismo al conseguir un mejor acomodo de las partículas que los forman mediante la expulsión de aire y/ó agua del material.

1.- PROPOSITO E IMPORTANCIA.

La compactación mejora las características de un suelo en lo que se refiere a:

a) Resistencia mecánica.

b) Resistencia a los asentamientos bajo cargas futuras.

c) Impermeabilidad.

Entre las obras que requieren compactación se pueden señalar como más importantes las carreteras, las aeropistas y las presas de tierra.

Estas estructuras deberán ser capaces de soportar su propio peso y el peso de las cargas super-impuestas, si falla, el costo de la reparación puede ser muy elevado.

Desde el punto de vista del constructor el problema es obtener la densidad especificada por el diseñador. Obtenida esta densidad se asegura que la resistencia a futuros asentamientos y la impermeabilidad sean las supuestas por el diseñador, sin embargo la obtención de la densidad de diseño no necesariamente asegura la resistencia mecánica supuesta, ya que ésta depende, en muchos suelos, de la humedad a la cual fué compactado. Es necesario entonces que la compactación sea efectuada a la humedad especificada, especialmente para suelos cohesivos.

Se hace notar que compactar a mayores grados del especificado no es conveniente, es decir, compactar de más, puede resultar perjudicial al proyecto.

La falla de algunas obras han obligado a que las especificaciones de compactación sean cada vez más estrictas; las tolerancias en más ó en menos, del grado de compactación especificado, son generalmente fijadas desde el inicio de la obra.

3.- PRUEBAS DE COMPACTACION.

En la construcción de terraplenes sería ideal poder medir la resistencia del suelo para determinar cuando se ha alcanzado la resistencia necesaria, pero el equipo para medir esta resistencia (especialmente a esfuerzos de compresión y cortante) es difícil de manejar, es caro y no es aplicable a todos los suelos, por lo tanto se han preparado las siguientes pruebas de laboratorio.

A) P r o c t o r

B) Proctor Modificada

C) P o r t e r.

A).- Proctor: R.R. Proctor estableció que hay una correspondencia entre el peso volumétrico seco de un suelo compactado y su resistencia. El equipo para hacer pruebas de compactación en la obra es un equipo económico y sencillo. Proctor desarrolló una prueba que consiste en:

a) Se toma una muestra representativa del suelo a compactar, de humedad conocida.

b) Se toma un cilindro de 4" de diámetro x 4½" de altura, se llena en tres capas aproximadamente iguales con material de prueba.

c) Cada capa se compacta con 25 golpes de un martillo de 2.5 Kg. con un área de contacto de 20 cm^2., el que se deja caer de 35 cm. de altura. (Fig. 3.2) Todo esto con el objeto de siempre dar al material la misma energía de compactación.

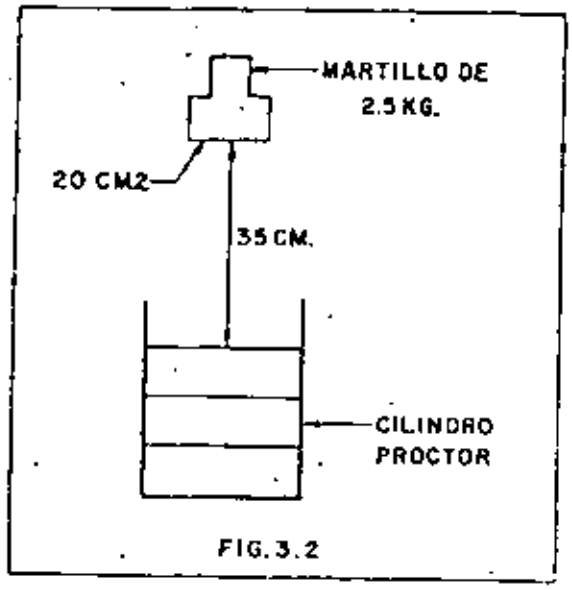


FIG. 3.2

d) Se pesa el material y como el volumen es conocido se calcula el peso volumétrico húmedo, simplemente dividiendo el peso del material entre su volumen. Como la humedad es conocida, se resta el peso del agua y se obtiene el peso volumétrico seco para esa humedad.

e) Se repite la prueba varias veces, variando cada vez el grado de humedad, con lo que se obtienen pares de valores Humedad-Peso - Volumétrico seco.

Con estos pares de valores se dibuja la siguiente gráfica. (Fig.3.3)

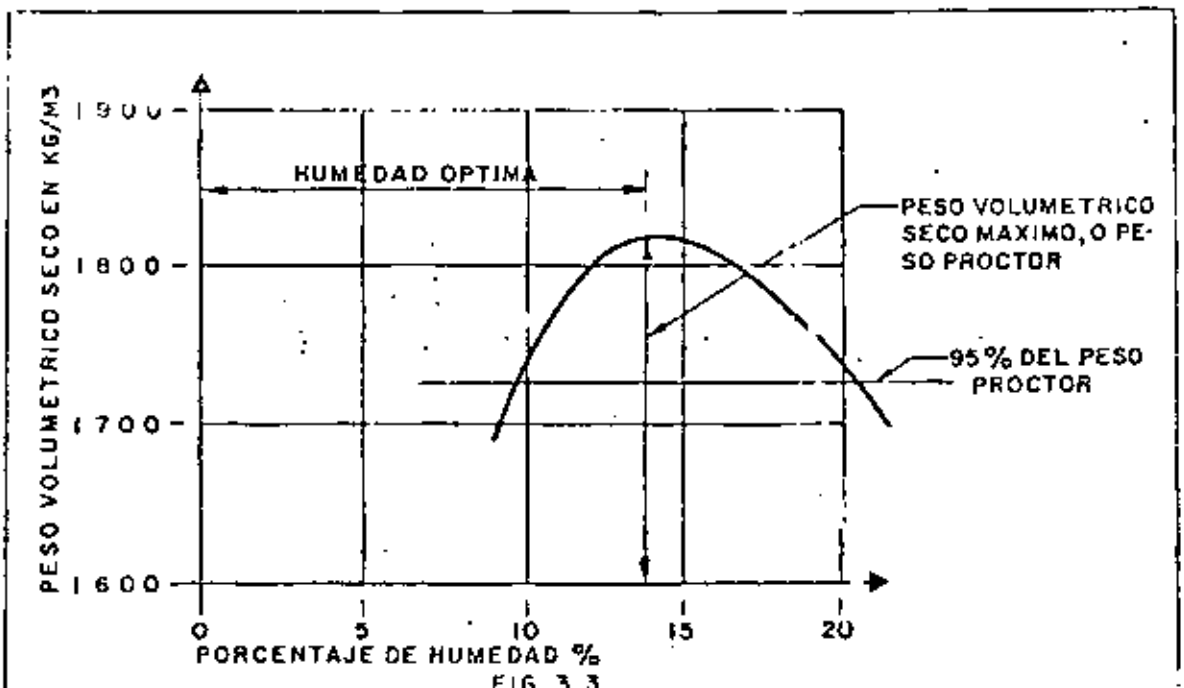


FIG. 3.3

Puede observarse que hay un cierto contenido de humedad para el -- cual el peso volumétrico es máximo, este peso se conoce como: "Peso volumétrico Seco Máximo" (P.V.S.M.), ó peso proctor, y el contenido de humedad como humedad óptima.

El diseñador entonces especifica el porcentaje del peso proctor que debe obtenerse en la construcción del terraplén y la humedad óptima.

Por ejemplo: Si el proyectista especifica 95% Proctor en el caso de la gráfica, tenemos: P.V.S.M. = 1820 Kg/M³.

$$95\ \%\ \text{de P.V.S.M.} = 0.95 \times 1820 = 1729\ Kg/M^3.$$

es decir el constructor debe obtener un peso volumétrico seco mínimo de -- 1729 Kg/M³ en ese material.

La razón de la existencia de un peso volumétrico máximo es que en-- todos los suelos, al incrementarse su humedad, se les proporciona un medio lubricante entre sus partículas, que permite un cierto acomodo de estas -- cuando se sujetan a un cierto trabajo de compactación. Si se sigue aumentando la humedad, con el mismo trabajo de compactación, se llega a obtener un mejor acomodo de sus partículas y en consecuencia un mayor peso volumétrico, si se aumenta más la humedad todavía, el agua empieza a ocupar el-- espacio que deberían ocupar las partículas del suelo y por lo tanto comienza a bajar el peso volumétrico del material, para el mismo trabajo de compactación.

Por lo tanto, si se aumenta ó disminuye la humedad será necesario-- aumentar el trabajo del equipo de compactación, lo que, en general, no es económico.

B).- Proctor Modificada: Conforme fueron aumentando las cargas so-- bre las terracerías por el uso de camiones y aeroplanos cada vez más pesados, se vió la necesidad de desarrollar mayores densidades y resistencias en muchos materiales usando mayor trabajo de compactación. Por esta razón

se desarrolló la prueba Proctor modificada.

Para esta prueba se usa el mismo cilindro proctor, pero el material de compacta en 5 capas con un martillo de 4.5 Kg. y cayendo de una altura de 46 cm., dando 25 golpes por capa. (Fig. 3.4)

En todos los aspectos las dos pruebas son semejantes, únicamente el trabajo de compactación se ha incrementado aproximadamente 4.5 veces.

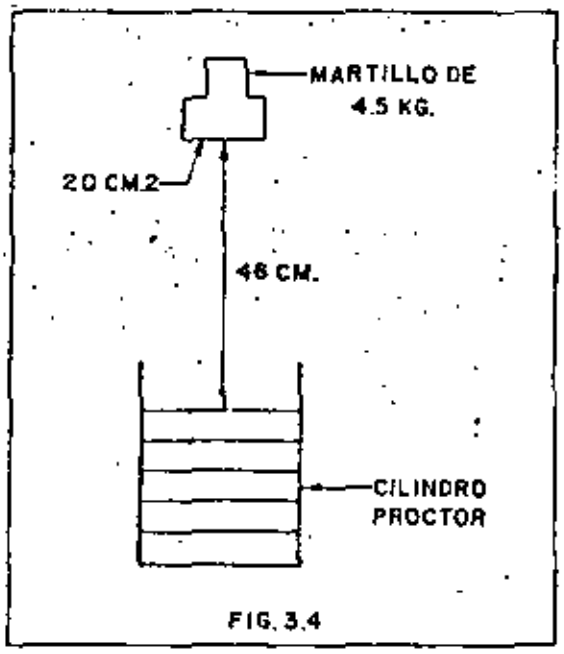


FIG. 3.4

La gráfica siguiente es un ejemplo de la prueba proctor y la prueba proctor modificada efectuadas en el mismo material. (Fig. 3.5)

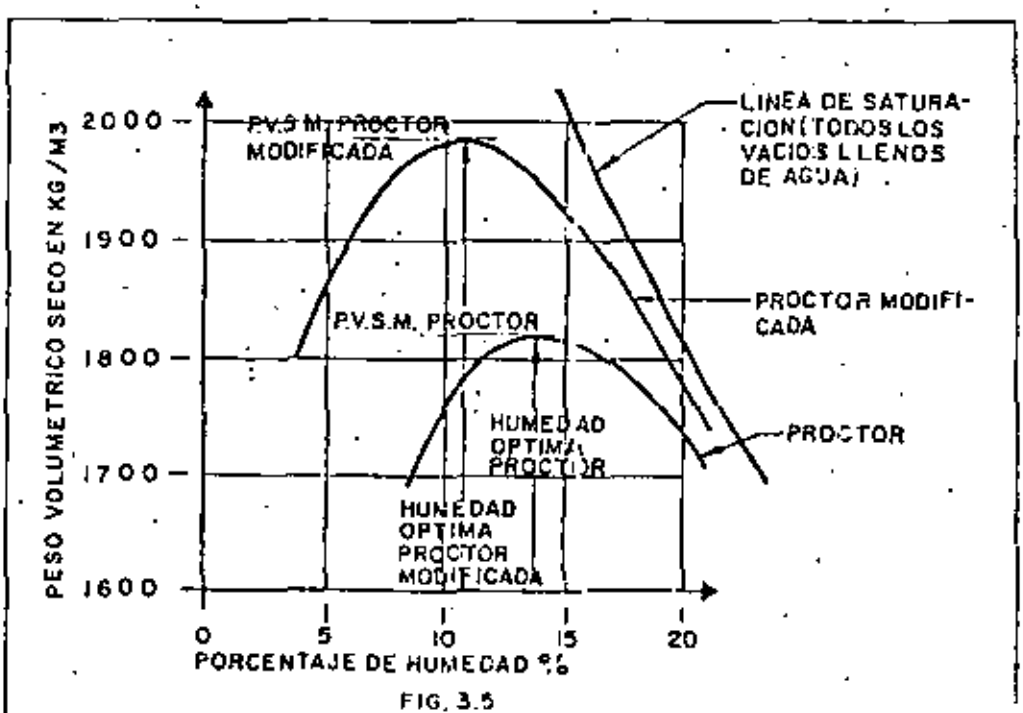


FIG. 3.5

Obsérvese en esta gráfica que aunque el trabajo de compactación se ha incrementado 4.5 veces, la densidad solamente se incrementó 9%, y que la humedad óptima disminuyó 3%. Esto último es invariablemente cierto.

C).- Porter: Tanto la prueba Proctor como la Proctor modificada han dado muy buen resultado en suelos cuyos tamaños máximos son de 10 mm. (3/8"), en suelos con partículas mayores el golpe del martillo no resulta uniforme y por lo tanto la prueba puede variar de resultados en un mismo material.

Para obviar esta dificultad se ideó la prueba Porter, que consiste en lo siguiente:

a) Se toma una muestra del material a probar y se seca.
b) Se pasa por la malla de 25 mm. (1") y se determina el porcentaje, en peso, retenido en la malla, si el porcentaje es menor del 15%, se usará para la prueba el material que pasó la malla. Si el porcentaje retenido es mayor del 15% se prepara, del material original, una muestra que pase la malla de 1" y que sea retenida en la malla No. 4, de esta muestra se pesa un tanto igual al peso del retenido, el que se agrega al material que pasó la malla de 1", con este nuevo material se procede a la prueba.
c) A 4 Kg. de la muestra así preparada se le incorpora una cantidad de agua conocida; y se homogeniza con el material.
d) Con este material se llena, en tres capas, un molde metálico de 6" de diámetro por 8" de altura con el fondo perforado. Cada capa se pica 25 veces con una varilla de 5/8" (1.9 cm.) de diámetro por 30 cm. de longitud con punta de bala.
e) Sobre la última capa se coloca una placa circular ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, y se mete el molde en una prensa de 30 tons.
f) Se aplica la carga gradualmente de tal manera que en cinco minutos se alcance una presión de 140.6 Kg/cm², la cual debe mantenerse durante un minuto, e inmediatamente se descarga en forma gradual durante un minuto.

Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad ensayada es inferior a la óptima.

g) Se prosigue por tanteos hasta que la base del molde se humedezca al alcanzar la carga máxima. La humedad de ésta prueba es la humedad óptima. Se determina entonces el peso volumétrico seco de la muestra dentro del cilindro, a este peso se le conoce como el "Peso Volumétrico seco Máximo Porter", y que será el peso comparativo para el trabajo de campo.

Por ejemplo: si en la prueba Porter obtuvimos un "Peso Volumétrico-seco Máximo" de 2,000 Kg/m³, y el diseñador ha pedido el 95% Porter, en la obra tendremos que alcanzar un peso volumétrico seco de: 0.95 x 2,000 = 1,900 Kg/m³.

4.- METODOS DE CONTROL.

Para medir en la obra si se ha alcanzado el peso volumétrico especificado hay varios métodos:

A) Medida física de peso y volumen.

B) Mediciones nucleares.

C) O t r o s.

A).- Medida Física de Peso y Volumen: En cualquiera de los métodos-existentes el principal problema radica en la determinación de la humedad-para poder calcular el peso volumétrico seco en función del peso volumétrico húmedo que es el que se obtiene en las pruebas de campo. Normalmente - se calienta una parte del material hasta secarlo y por diferencia se obtiene la humedad, pero este método es lento y peligroso porque en algunos suelos se altera el peso volumétrico con el calentamiento, debido a la evaporación de partes orgánicas principalmente. Nunca debe llegarse a la calcinación que también puede alterar el peso volumétrico, este método consiste en:

a) Se excava un agujero de 10 a 15 cm. de diámetro, ó un cuadrado de 15 cm por lado, a la misma profundidad de la capa por probar.

b) El material excavado es cuidadosamente recogido y pesado. Se seca para determinar la humedad y el peso volumétrico seco.

c) El volumen del agujero es medido. El método usado generalmente es llenándolo con una arena de peso volumétrico constante que se tiene en un recipiente graduado.

d) Conocidos el peso seco de la muestra y el volumen del agujero, se calcula el peso volumétrico seco de la muestra, que debe ser igual ó mayor que el peso volumétrico seco especificado.

8).- Prueba de Medición Nuclear: Para evitar el tiempo y costo que significa la prueba anterior se han ideado varios métodos, uno de ellos es el Método nuclear, que consiste en un bloque de plomo que contiene un isótopo radioactivo y un tubo geiger. (Fig. 3.6)

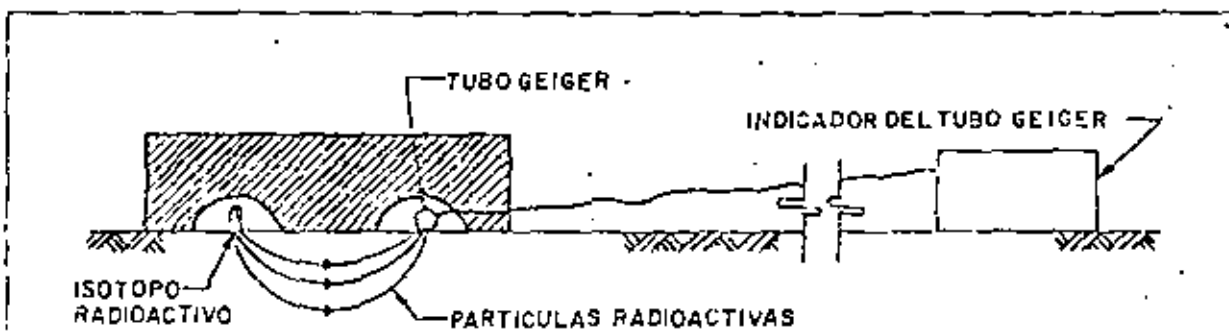


FIG. 3.6

El bloque de plomo se coloca sobre la capa a probar, el número de partículas que llegan al tubo Geiger está en función de la masa del material que tienen que atravesar, es decir, es función del peso volumétrico, entonces la medida del indicador debe compararse con otra medida hecha en una capa que tenga el peso volumétrico especificado.

Estos aparatos necesitan frecuente calibración, no siempre hay una indicación clara cuando el aparato no funciona bien y su exactitud varía con el tipo de suelo.

Estas desventajas, sin embargo son despreciadas por los constructores en grandes trabajos de terracerías, pues el aparato le permite asegurar que una cierta capa ha sido compactada, con un alto grado de confiabilidad, prosiguiendo el trabajo de inmediato con la siguiente capa.

C).- Otros: Como el problema principal es la determinación de la humedad se han desarrollado últimamente algunos métodos entre los que destaca principalmente el denominado "Speedy" (Fig. 3.7), que consiste en colocar un peso conocido de suelo mezclado con carburo de calcio dentro de un recipiente hermético provisto de un manómetro. El carburo reacciona con la humedad del suelo, produciendo gas acetileno y por lo tanto una presión que es registrada en el manómetro el que se puede inclusive graduar en gramos de agua, determinándose rápidamente de esta manera el porcentaje de humedad, y así poder calcular su peso volumétrico seco.

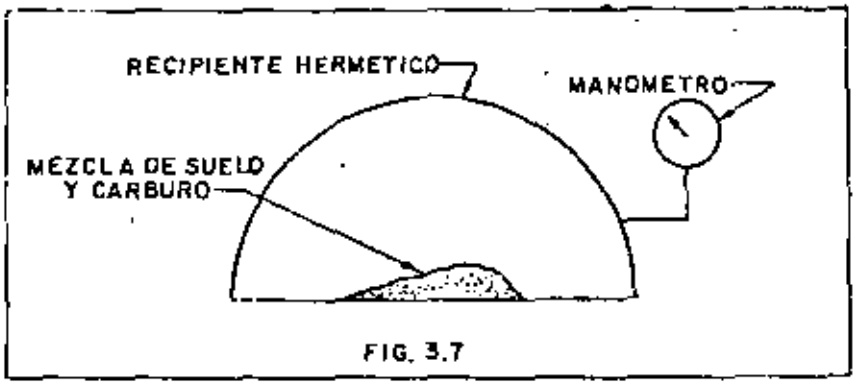


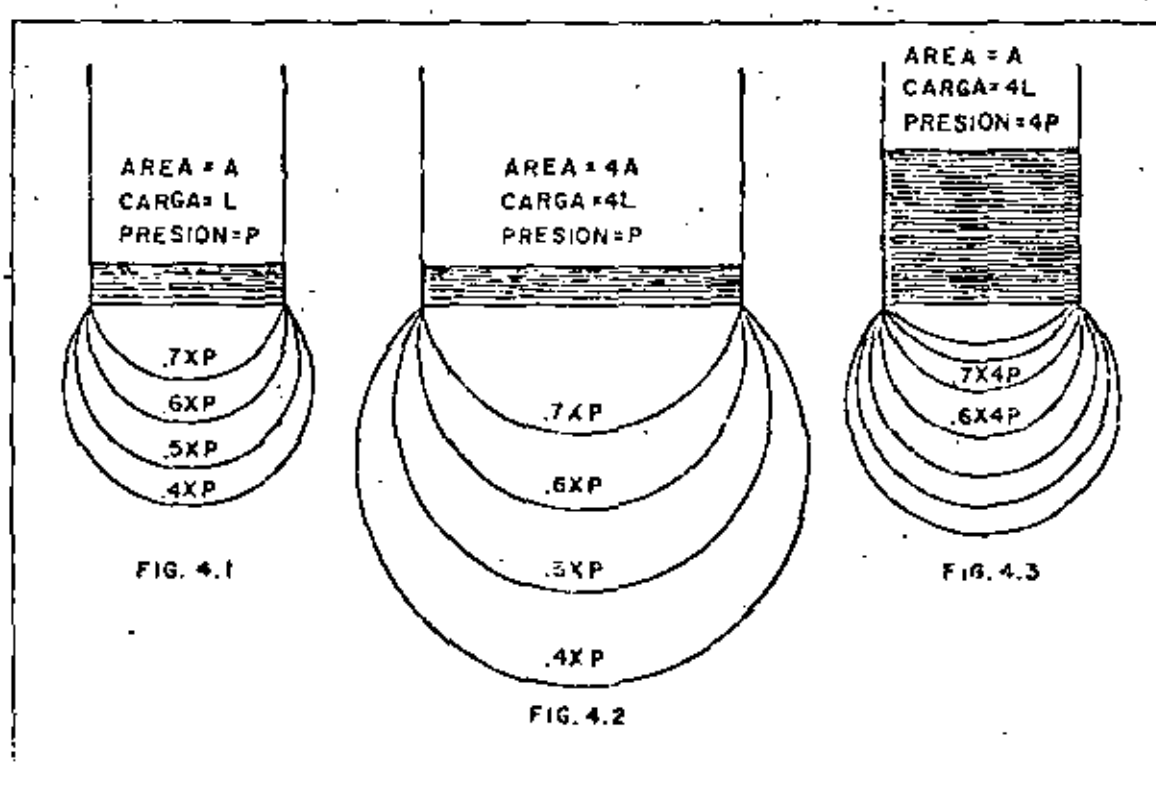
FIG. 3.7

C A P I T U L O IV

TRABAJO DEL EQUIPO DE COMPACTACION

Para comprender mejor la transmisión de los esfuerzos de compresión en un suelo, consideremos una placa rígida, circular, de área "A", colocada sobre un suelo, a la que se aplica una carga "L", dando una presión de contacto "p". (Fig. 4.1)

En el suelo se desarrollan presiones, si unimos los puntos de igual presión, obtendremos superficies llamadas, bulbos de presión.



Obsérvese lo siguiente:

a) Si aumenta el tamaño de la placa pero la presión permanece constante, incrementando la carga: la profundidad del bulbo de presión aumenta. (Fig. 4.2)

b) Si aumenta la presión, y el área permanece constante. (Fig. 4.3) la profundidad del bulbo no aumenta significativamente, pero la presión, y por lo tanto la energía de compactación, si aumenta.

Si consideramos un cierto equipo de compactación, trabajando capas de un determinado espesor:

De (a) y (b) se deduce que es necesario controlar el espesor de las capas para tener suficiente presión en el suelo para obtener la compactación deseada.

De (b) se deduce que no podemos aumentar significativamente el espesor de la capa de compactación simplemente lastrando excesivamente el equipo.

De (a) se deduce que para aumentar el espesor de la capa, debemos cambiar el equipo por otro que tenga mayor superficie de contacto, aunque la presión permanezca constante.

La Teoría de los bulbos de presión fué desarrollada por Boussinesq para un medio elástico. Para fines prácticos todos los suelos son elásticos y la teoría es razonablemente cierta aún para suelos granulares.

Los esfuerzos mecánicos empleados en la compactación, son una combinación de uno ó más de los siguientes efectos:

1).- PRESION ESTATICA: La aplicación de una fuerza por unidad de área.

2).- IMPACTO: Golpeo con una carga de corta duración, alta amplitud y baja frecuencia.

3).- VIBRACION: Golpeo con una carga de corta duración, alta frecuencia, baja amplitud.

4).- AMASAMIENTO: Acción de amasado, reorientación de partículas próximas, causando una reducción de vacíos.

5).- CON AYUDA DE ENZIMAS.

1.- COMPACTACION POR PRESION ESTATICA .

Este principio se basa en la aplicación de pesos más o menos grandes sobre la superficie del suelo.

La acción de este principio de compactación es de arriba hacia abajo, es decir, las capas superiores alcanzan primero mayores densidades que las de abajo.

Este principio de compactación tiene dos inconvenientes en la obtención de una rápida densificación:

A).- Su Acción de Arriba hacia Abajo: El inconveniente de que la parte superior se compacte primero que la de abajo, es que el esfuerzo compactivo debe atravesar la parte ya compactada, para poder compactar la inferior. Se consume por lo tanto mayor energía de compactación.

También suele suceder que las características granulómetricas del material varíen, debido a la sobrecompactación de la porción superior de la capa; dicha sobrecompactación ó exceso de energía compactiva produce una fragmentación de partículas.

B).- Fomentar la resistencia de la fricción interna del material, durante la compactación: Definiendo como fricción interna a la resistencia de las partículas de un suelo para deslizarse dentro de la masa del mismo, se puede juzgar este segundo inconveniente.

Si llamamos (F) a la fuerza aplicada por el compactador y (n) al coeficiente de fricción interna del material, se puede deducir la reacción (R) de las partículas para deslizarse dentro de la masa de suelo.

$$R = nF$$

A mayor fuerza aplicada mayor la reacción de la fricción interna del material, aquí es donde el papel que juega el agua resulta muy importante, ya que, tendrá efectos lubricantes entre las partículas reduciendo (n) y por consecuencia a (R).

Para este tipo de compactación es necesario hacer riegos intensivos de agua cuando el material así lo soporte.

2.- COMPACTACION POR IMPACTO.

La compactación por medio de impacto se logra haciendo caer repetidamente un peso desde una cierta altura.

Cuando una unidad compactadora tiene una frecuencia baja y una amplitud grande, la unidad cae dentro de este tipo de compactación.

El principio en que se basa este tipo de compactación es que, cuando un cuerpo se levanta una cierta distancia sobre una superficie y se deja caer, la presión que ejerce sobre ésta, es varias veces mayor que la presión que ejerce el mismo cuerpo estando apoyado estáticamente sobre dicha superficie.

3.- COMPACTACION POR VIBRACION.

Este principio de compactación es el que últimamente ha tenido mayor desarrollo y prácticamente ha invadido todos los materiales por compactar.

En la mayoría de los tipos de material, la compactación dinámica ó vibratoria, supera en eficiencia a los compactadores estáticos.

Como en la compactación por presión estática, en este tipo de compactación también se aplica una cierta presión, pero al mismo tiempo se somete al material a rápidos y fuertes impactos ó vibraciones, entre 700 y 4,000 dependiendo del compactador.

Debido a las vibraciones producidas por el equipo sobre el material, la fricción interna de éste, desaparece momentáneamente, propiciando el

acomodo de las partículas.

Esto se puede demostrar mediante el experimento de girar una perforadora de álabes dentro de un recipiente que contenga arena ó grava, primero en estado estático y luego colocando el recipiente sobre una placa vibratoria.

La vibración multiplica la movilidad interna del material en forma contundente; en suelos de granulometría gruesa la movilidad dinámica es de 10 a 30 veces mayor que la movilidad estática.

La experiencia sueca nos proporciona la siguiente tabla:

Material	Contenido de agua %	Momento Resistivo (Kg-cm) En Reposo	Con Vibraciones
Grava	0	1700	40
Arena	10	600	45
Limo	12	150	25

La compactación por vibración tiene un efecto de penetración como el sonido, el cual también es dinámico, pero tiene una frecuencia mayor y audible; este tipo de compactación evita los efectos de arco y disminuye la fricción interna del material permitiendo que las fuerzas compactivas trabajen a mayor profundidad y a mayor anchura.

Con este principio de compactación las partículas de material se ven sujetas a presión estática y a impulsos dinámicos de las fuerzas vibratorias, con lo cual se logra una compactación con menor esfuerzo.

La densificación de un material por medio de compactadores vibratorios es de abajo hacia arriba.

VENTAJAS DE LA COMPACTACION POR VIBRACION.

a) Es posible compactar a más altas densidades; facilita la obtención de los últimos porcientos del grado de compactación que son tan difíciles de obtener, y a veces imposibles de obtener, con

compactadores estáticos.

b) Permite el uso de compactadores más pequeños.

c) Se puede trabajar sobre capas de material de mayor espesor.

d) Permite hacer trabajos más rápidos por menor número de pasadas.

e) Por las razones anteriores los costos de compactación resultan más económicos.

4.- COMPACTACION POR AMASAMIENTO.

Amasar en este caso puede confundirse con exprimir, es decir el efecto de una pata de cabra al penetrar en un material ejerce presión hacia todos lados, obligando al agua y/o al aire a salir por la superficie.

La compactación por este principio se lleva a cabo de abajo hacia arriba; es decir las capas inferiores se densifican primero y las superiores posteriormente. Por esto se dice que un rodillo pata de cabra emerge o sale cuando el material se encuentra compactado debidamente.

Los rodillos pata de cabra se emplean fundamentalmente en materiales cohesivos; en cambio su efectividad es casi nula en materiales granulares.

5.- COMPACTACION CON LA AYUDA DE ENZIMAS.

Mediante la adición de productos enzimáticos en el agua de compactación, se ha pretendido obtener, en combinación con algún otro esfuerzo compactador mecánico, la densificación más rápida de los materiales.

Según la definición de Sumner o Somers una enzima es: "cierta substancia química-orgánica que está formada por plantas, animales y microrganismos, capáz de incrementar la velocidad de transformación química del medio donde se encuentra, sin que sea consumida por ello en este proceso, llegando a formar parte del conjunto".

Según los fabricantes de enzimas para compactación, esta se logra mediante una reacción química de ionización de los componentes orgánicos e inorgánicos del terreno, permitiendo que esta reacción origine una fusión-

molecular progresiva, lo que trae por consecuencia que las partículas del suelo se agrupen y se transformen en una masa compacta y firme.

Se hace hincapié en que el agregar productos enzimáticos al agua de compactación no densificará al material tratado, sino que es necesario --- aplicar esfuerzo compactivo adicional; es decir, se usará algún equipo compactador y agua con enzimas, con lo cual puede reducirse el tiempo de compactación.

C A P I T U L O V

EQUIPO DE COMPACTACION

TIPOS DE COMPACTADORES.

Hay una gran variedad de equipos de compactación, se describirán--- sus características básicas:

1. RODILLOS METALICOS.

Un rodillo metálico utiliza solamente presión estática con un mínimo de manipulación en materiales plásticos.

Cuando estos rodillos inician la compactación de una capa el área - de contacto es más ó menos ancha y se forma un bulbo de presión de una --- cierta profundidad, conforme avanza la compactación, el ancho del área de- contacto se reduce, y por lo tanto también se reduce la profundidad del -- bulbo de presión y aumentan los esfuerzos de compresión en la cercanía de- la superficie. (Fig. 5.1). Estos esfuerzos son con frecuencia suficientes- para triturar los agregados en materiales granulares, e invariablemente -- causan la formación de una costra en la superficie de la capa (encarpeta-- miento).

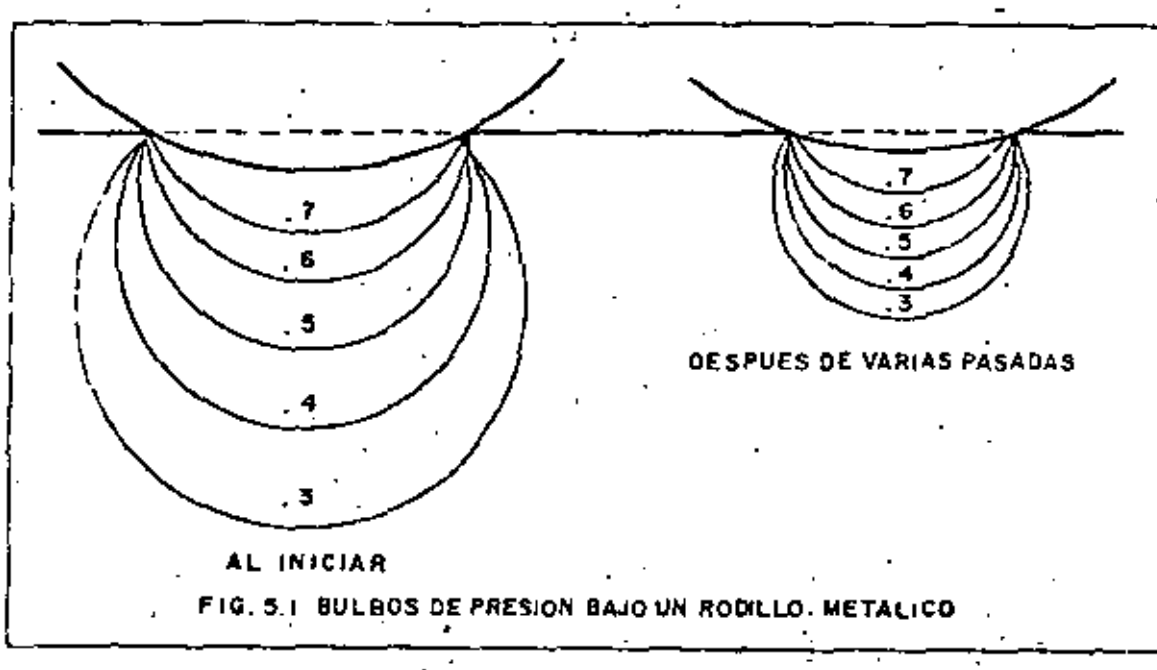


FIG. 5.1 BULBOS DE PRESION BAJO UN RODILLO. METALICO

Si a esto se agrega la costumbre de hacer riegos adicionales durante la compactación, para compensar la evaporación, en una capa en donde la penetración del agua es difícil por la misma compacidad del material llegaremos a un estado de estratificación de la humedad, en este momento la formación de la costra es inevitable.

También es costumbre más ó menos generalizada, el sobre lastrar estos equipos cuando no se está obteniendo la compactación, para aumentar la penetración y la profundidad del bulbo de presión, esto generalmente tiene como consecuencia el sobre esforzar la superficie.

Un rodillo metálico, no compacta pequeñas áreas suaves, debido a -- que la rigidez de la rueda las puentea, estas áreas suaves se presentan -- con frecuencia en terracerías debido a la irregularidad de la capa.

Dentro de este grupo se puede hacer la división siguiente:

A) Planchas Tandem.- Son aquellas que tienen dos o tres rodillos -- metálicos paralelos. Los rodillos son generalmente huecos para ser lastrados con agua y/o arena. Tienen generalmente dos números por nomenclatura. El primero es el peso de la máquina sin lastre y el segundo es el peso de la máquina lastrada totalmente. (Fig. 5.2)

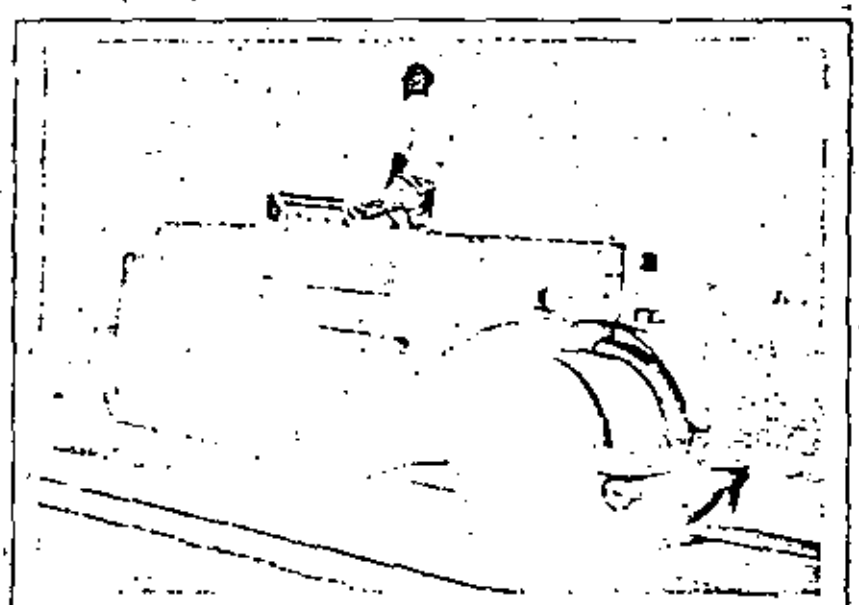


FIG. 5.2 PLANCHA EN TANDEM

B) Planchas de Tres Ruedas.- Son quizás las de más antiguo diseño; estas planchas tienen dos ruedas traseras paralelas y una rueda delantera; las ruedas pueden ser huecas para ser lastradas ó formadas por placas de acero roladas con atiesadores. (Fig. 5.3)

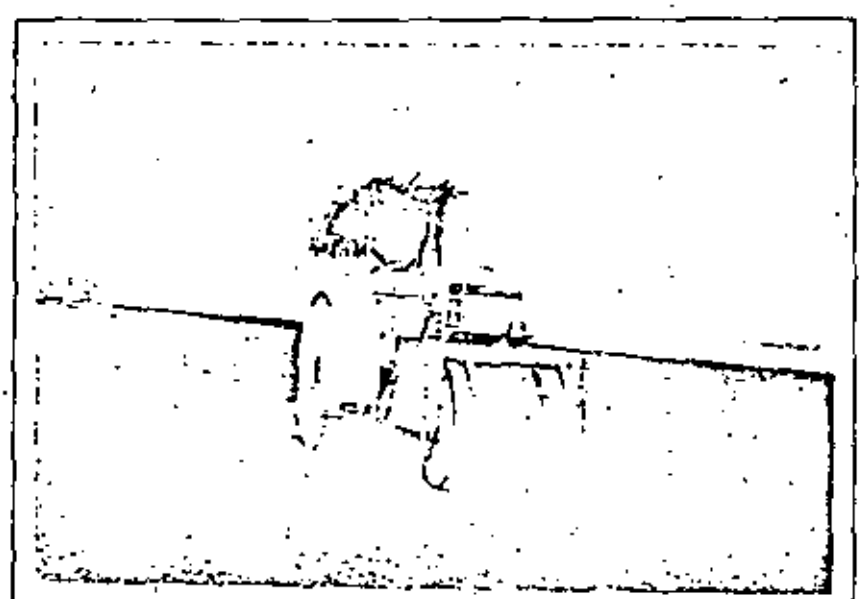


FIG. 5.3 PLANCHA DE TRES RUEDAS

Las planchas tandem, a pesar de que son generalmente de menor peso que las de tres rodillos, suelen tener mayor compresión por centímetro ---

lineal de generatriz que las de tres rodillos, por tener menor superficie de contacto con el material.

Tanto las planchas tandem como las de tres rodillos, tienen bajas velocidades de operación y poca seguridad al compactar las orillas de terraplenes altos.

Son efectivas en suelos de naturaleza granular donde su efecto triturador puede ser necesario; su efectividad se ve mermada en materiales granulo plásticos, donde se tiende a un encarpetamiento; en materiales plásticos o cohesivos no tienen gran aplicación.

Resumiendo, puede decirse que estas máquinas por su lentitud y poca profundidad de acción, han perdido terreno en la compactación de grandes movimientos de tierra; también en algunas aplicaciones específicas que tienen estos equipos como la compactación de carpetas asfálticas, van siendo desplazadas por otras máquinas compactadoras.

2.- RODILLOS NEUMATICOS.

Los rodillos neumáticos son muy eficientes y a menudo esenciales para la compactación de sub-bases, bases y carpetas, sus bulbos de presión son semejantes a los de los rodillos metálicos, pero el área de contacto permanece constante por lo que no se produce el efecto de reducción del bulbo. Por otra parte, el efecto de puenteo del rodillo metálico, sobre zonas suaves, se elimina con llantas de suspensión independiente.

Estos compactadores pueden ser jalados ó autopropulsados.

Se pueden dividir conforme al tamaño de sus llantas en:

A) De llantas pequeñas

B) De llantas grandes.

A) DE LLANTAS PEQUEÑAS.- Generalmente tienen dos ejes en tandem y el número de llantas puede variar entre 7 y 13. El arreglo de las llantas

es tal que las traseras traslapan con las delanteras. (Fig. 5.4)

Algunos de estos compactadores tienen montadas sus ruedas en forma tal que oscilan o "bailan" al rodar, lo que aumenta su efecto de amasamiento.

Estos compactadores proporcionan una presión de contacto semejante a la proporcionada por equipos de mayor peso y llantas grandes, tienen mayor maniobrabilidad, no empujan mucho material adelante de ellos, tienen poca profundidad de acción y poca flotación en materiales sueltos.

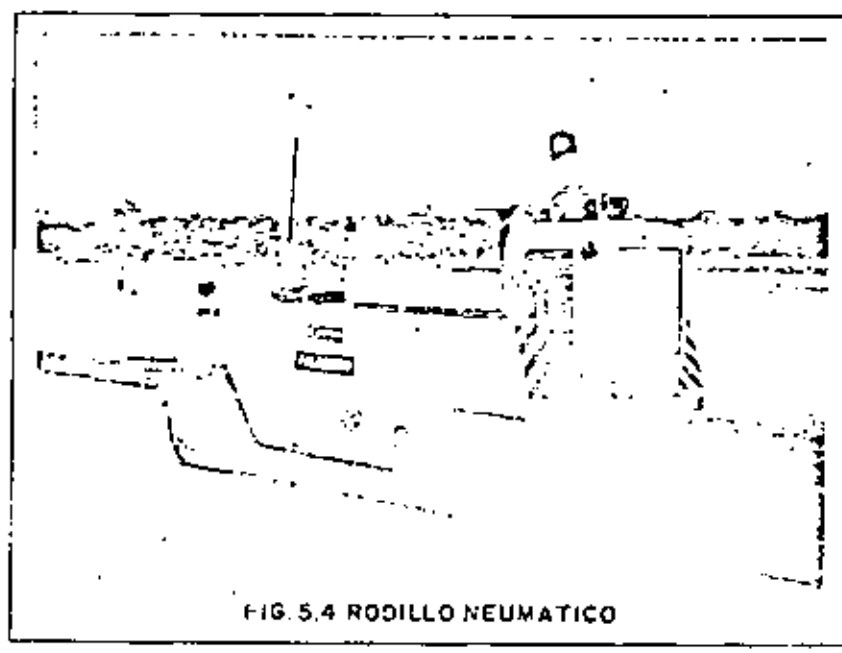


FIG. 5.4 RODILLO NEUMATICO

B) DE LLANTAS GRANDES.- Son generalmente arrastrados por tractor y pesan de 15 a 50 tons. Tienen 4 ó 6 llantas en un mismo eje. Su costo horario es generalmente caro por el tipo de tractor que se utiliza para arrastrarlos.

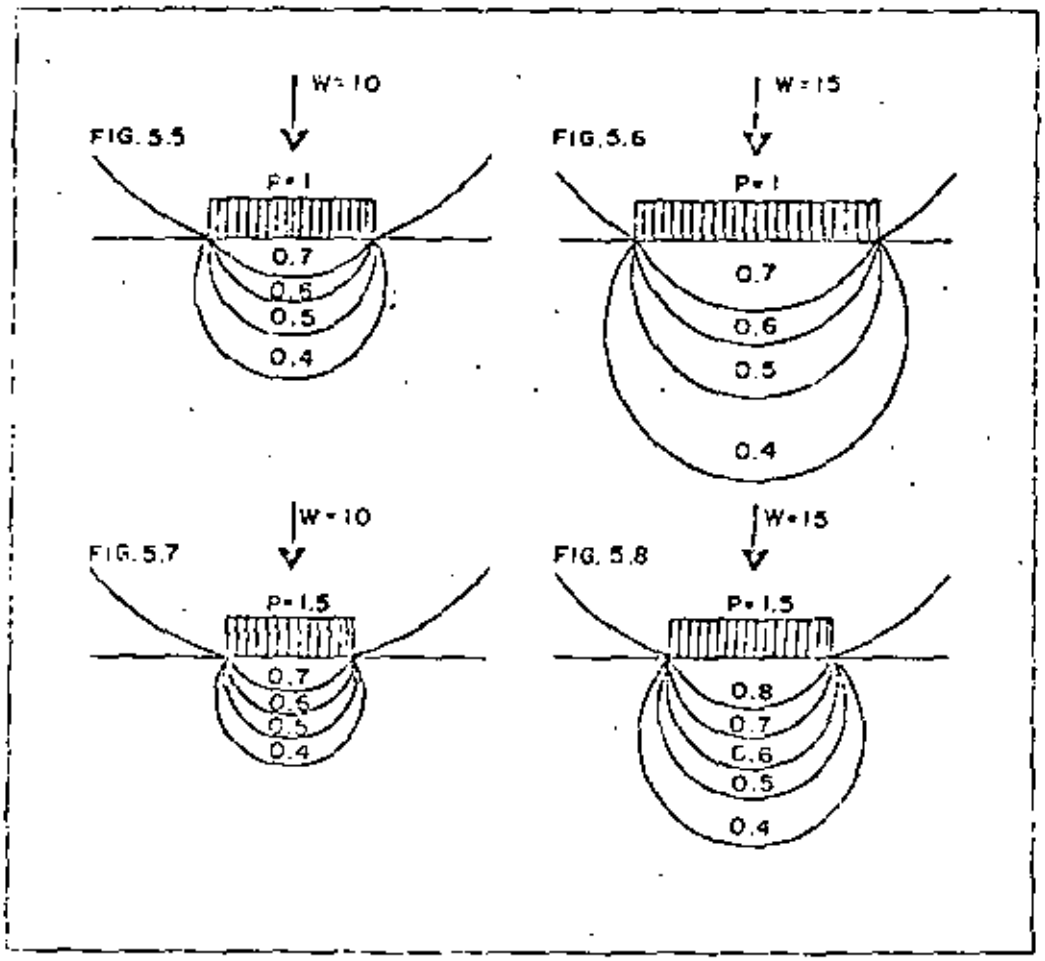
Su mejor aplicación es usarlos como compactadores de prueba.

Los dos factores más importantes que intervienen en este tipo de compactadores son:

a) Peso total.- Dependiendo del número total de llantas y del sistema de suspensión del compactador se puede conocer el peso o fuerza aplica

da por llanta. A mayor peso total, mayor carga por llanta, en caso de tratarse de una suspensión isostática.

b) La presión de inflado es importante, pero está ligada íntimamente a la carga de la llanta. Si "W" es el peso del compactador, y "p" es la presión de contacto: (Fig. 5.5)



Podemos observar que si aumentamos el peso sin aumentar la presión (Fig. 5.6), aumentamos la profundidad del bulbo, pero no aumentamos la presión, ésto nos permitiría trabajar capas relativamente mayores, pero el aumento de eficiencia es casi nulo, y las llantas durarán menos pues estamos aumentando el trabajo de deformación de la llanta.

Si aumentamos la presión sin aumentar la carga (Fig. 5.7) disminuimos la profundidad del bulbo de presión, y podemos llegar a encarpetar la capa. Esto puede ser eficiente si la capa es delgada como suele serlo en -

bases y sub-bases.

Si aumentamos el peso y la presión, (Fig. 5.8) estamos aumentando la presión efectiva sobre la capa y por lo tanto el trabajo de compactación sobre la capa, sin embargo esto nos puede disminuir la vida útil de las llantas y del equipo.

En el concepto moderno de un compactador neumático la carga sobre la llanta y la presión de inflado, deben ser las adecuadas para dar la presión de contacto suficiente para ejercer el esfuerzo requerido de compactación (es aconsejable no alejarse mucho de las recomendaciones del fabricante).

Por la razón anterior los fabricantes de equipo progresistas han provisto, a sus máquinas con implementos para variar rápidamente la presión de inflado de sus equipos.

Las presiones de inflado usuales son del orden de 50 psi, para compactadores pequeños (hasta 10 tons) y puedan llegar hasta 80 psi en compactadores grandes. (de 10 a 60 tons.)

La presión de inflado no es igual a la de contacto ya que interviene (en mucho) la rigidez de la llanta inflada.

Tienen aplicaciones especializadas como la compactación del terreno natural en aeropuertos (grandes extensiones, terreno plano, alto grado de compactación, fácil acceso, etc.), tienen gran utilidad para sellar las capas superiores, con lo que se logra una buena impermeabilidad.

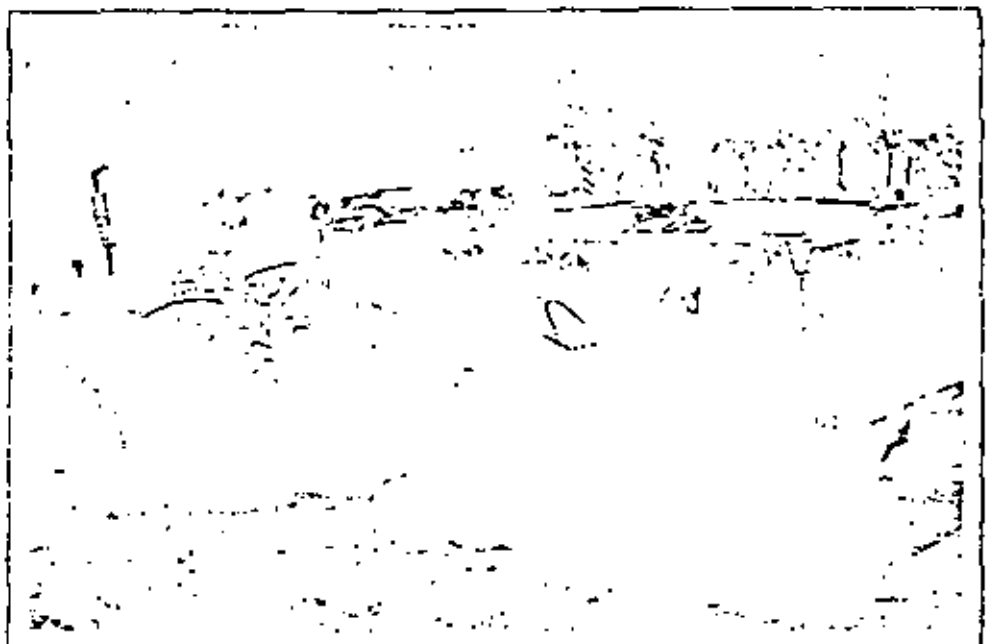


FIG 5.9 COMBINACION DE RODILLOS METALICO Y NEUMATICO (DUO-PACTOR)

3.- RODILLOS PATA DE CABRA.

Son ahora raramente usados, excepto para amasamiento y compactación de arcillas donde las estratificación debe ser eliminada como en el corazón impermeable de una presa. Debido a la pequeña área de contacto de una pata y al alto peso de éstos equipos el bulbo de presión es intenso y poco profundo. La compactación se consigue por penetración y amasamiento más que por efecto del bulbo de presión. (Fig. 5.10)

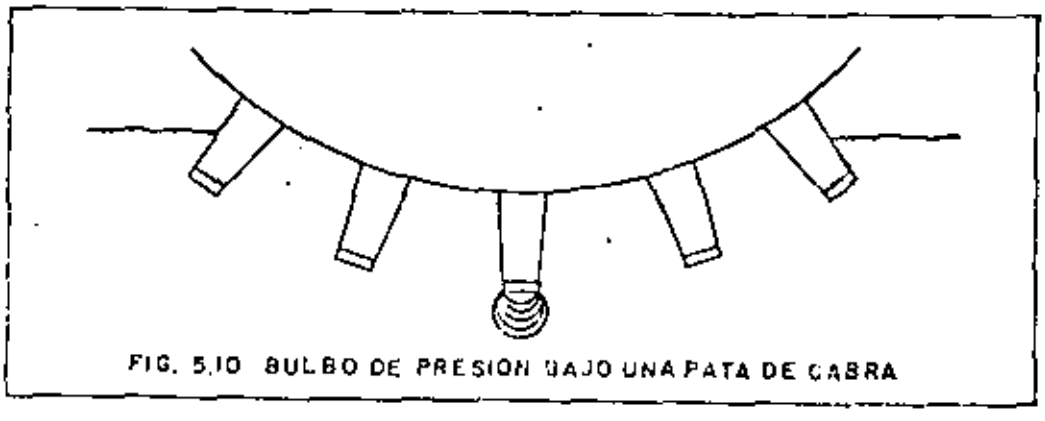


FIG. 5.10 BULBO DE PRESION BAJO UNA PATA DE CABRA

Los rodillos pata de cabra son lentos, tienen una gran resistencia al rodamiento, por lo que consumen mucha potencia. Este equipo es todavía

pedido en especificaciones algunas veces pero su uso está declinando debido a los altos costos que tienen, usualmente por unidad de volumen compactado. (Fig. 5.11)

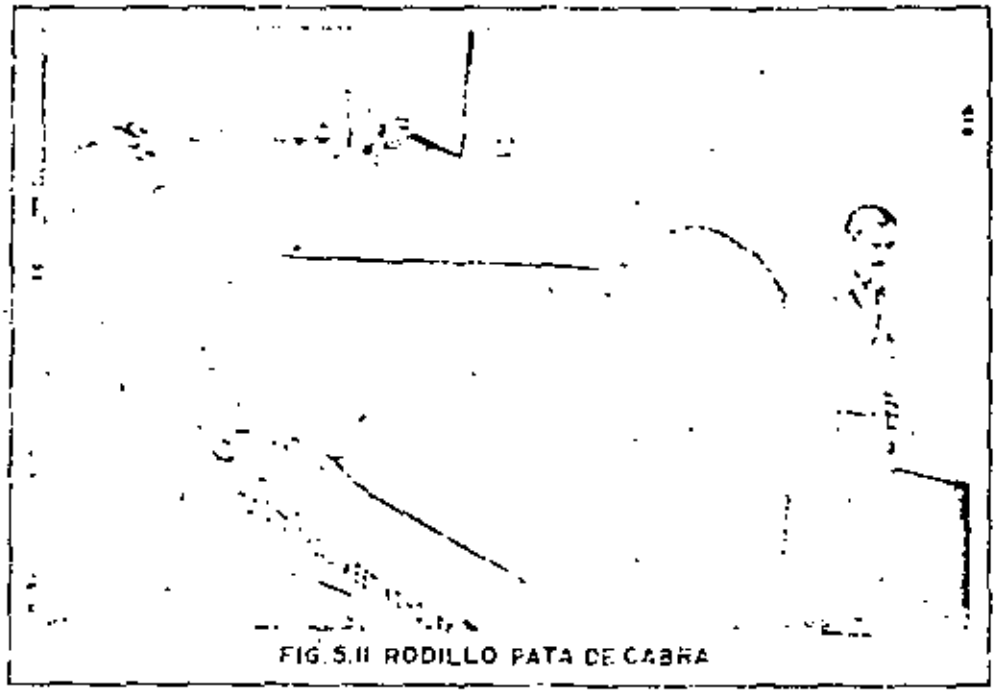


FIG.5.11 RODILLO PATA DE CABRA

4.- RODILLO DE REJA .

Este compactador fué desarrollado originalmente para disgregar y compactar rocas poco resistentes a la compresión, como rocas sedimentarias y algunas metamórficas, para hacer caminos de penetración transitables todo el año.

El rodillo transita sobre la roca suelta sobre el camino, rompiéndola y produciendo finos que llenan los vacíos formando una superficie suelta y estable. Como una guía la roca que se puede escarificar también se puede disgregar.

Al ser usado este equipo se encontró que era capaz de compactar a alta velocidad una gran variedad de suelos. Los puntos altos de la reja producen efecto de impacto, y cuando es remolcado a alta velocidad, produce efecto de vibración, efectivo en materiales granulares. El pérfil alternado alto y bajo de la rejilla produce efecto de amasamiento por lo que

este rodillo también es eficiente en materiales plásticos. Desafortunadamente, como los materiales plásticos suelen ser pegajosos, se atascan de material los huecos de la reja y se reduce la eficiencia. (Fig. 5.12)

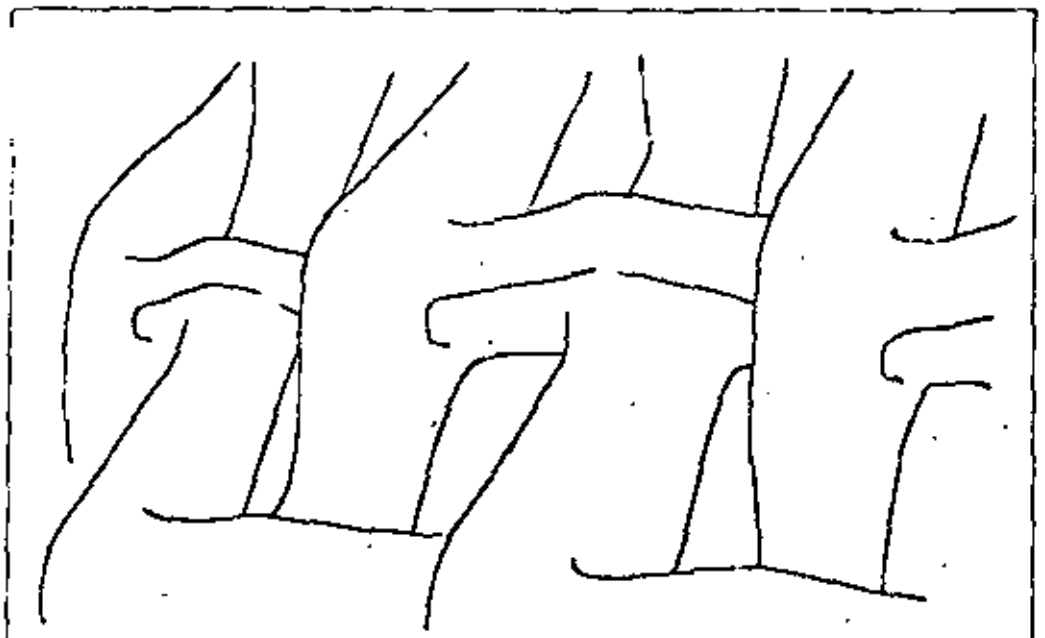


FIG. 5.12 CONFIGURACION DE LA REJA

Estos rodillos, debido a su misma configuración no pueden dejar una superficie tersa como puede ser una base de una carretera.

5.- RODILLO DE IMPACTO. (TAMPING ROLLER).

A causa de los problemas de limpieza del rodillo de reja, se diseñó un nuevo rodillo usando los mismos principios: el rodillo de impacto, este es un rodillo metálico, en el que se han fijado unas salientes en forma aproximada de una pirámide rectangular truncada. (Fig. 5.13)

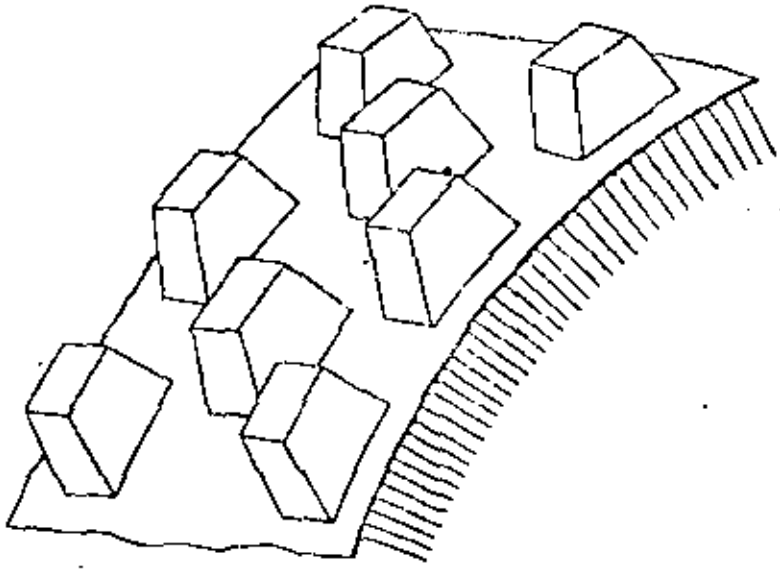


FIG 5.13 SECCION DE UN RODILLO DE IMPACTO, MOSTRANDO LA DISTRIBUCION Y FORMA DE LAS PIRAMIDES

Estas pirámides no son de la misma altura pues hay unas más altas-- que otras, siguiendo el modelo de puntos altos y bajos del rodillo de re-- ja, esto le dá las mismas ventajas, pudiéndose limpiar fácilmente por me-- dio de dientes sujetos al marco.

Estas salientes han sido diseñadas de tal manera que el área de contacto se incrementa con la penetración, ajustándose automáticamente la presión a la resistencia del suelo compactado. (Fig. 5.14)

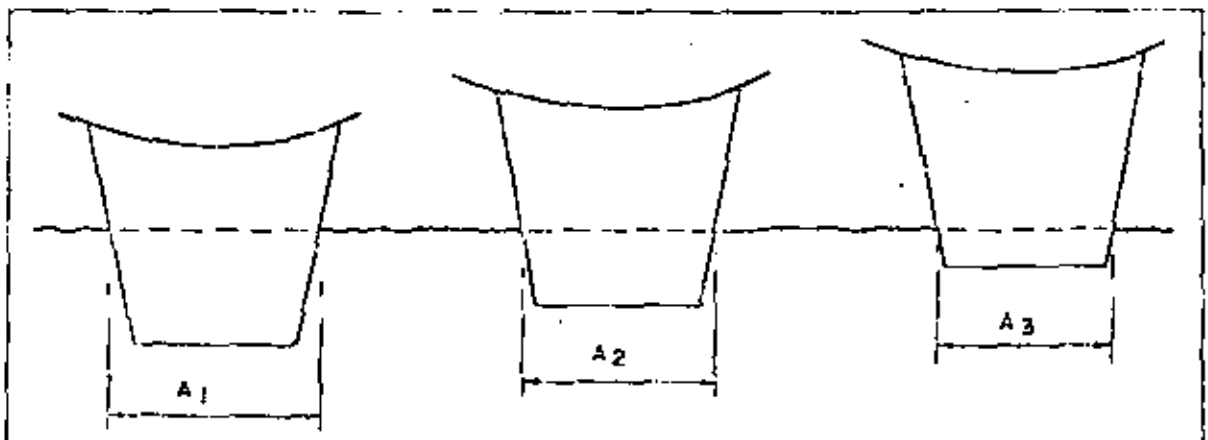


FIG. 5.14 AJUSTE DEL AREA DE APOYO

El diseño contempla también una fácil entrada y salida a la capa, lo que disminuye la resistencia al rodamiento.

Estos rodillos han probado ser muy eficientes y eliminan estratificación en los terraplenes, esto es importante en corazones impermeables de presas.

Cuando un rodillo de impacto empieza una nueva capa, que no sea mayor de 30 cm. los bulbos de presión y las ondas de impacto proveen suficiente amasamiento con la capa inferior para eliminar la estratificación que ocurre con cualquier otro compactador excepto la pata de cabra.

El rodillo de impacto ha probado ser uno de los más versátiles y económicos compactadores en terracerías, capaz de compactar eficientemente la mayor parte de los suelos. (Fig. 5.15)

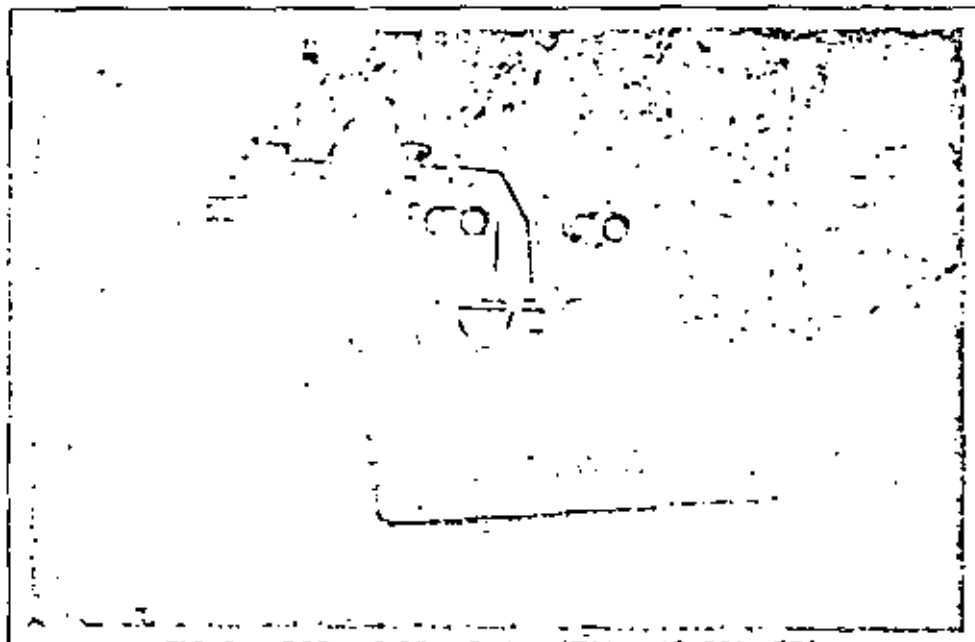


FIG. 5.15 RODILLO DE IMPACTO (TAMPING-ROLLER)

6.- RODILLOS VIBRATORIOS.

Estos rodillos funcionan disminuyendo temporalmente la fricción interna del suelo. Como en los suelos granulares (gravas y arenas) su resistencia depende principalmente de la fricción interna (en los suelos plásticos depende de la cohesión), la eficiencia de estos rodillos está casi li-

mitada a suelos granulares.

La vibración provoca un reacomodo de las partículas del suelo que resulta en un incremento del peso volumétrico, pudiendo alcanzar espesores grandes de la capa (0.80 m).

Estos rodillos pueden producir un gran trabajo de compactación en relación a su peso estático ya que la principal fuente de trabajo es la fuerza dinámica de compactación. (Fig. 5.16)

Buscando extender ventajas a suelos cohesivos se han desarrollado rodillos pata de cabra vibratorios, en los que la fuerza y la amplitud de la vibración se han aumentado, y se ha disminuido la frecuencia. Con el mismo objeto se han acoplado dos rodillos vibratorios, "fuera de fase", a un marco rígido para obtener efecto de amasamiento.

Estos rodillos se clasifican por su tamaño, pequeños hasta 9,000 kg. de fuerza dinámica y grandes de más de 9,000, pudiendo llegar hasta 20,000 Kg. ó más. Los grandes pueden llegar a sobreesforzar suelos débiles por lo que hay que manejarlos con cuidado.

Todos los vibradores deben de manejarse a velocidades de 2.5 a 5 Km/h. Velocidades mayores no incrementan la producción, y con frecuencia no se obtiene la compactación.

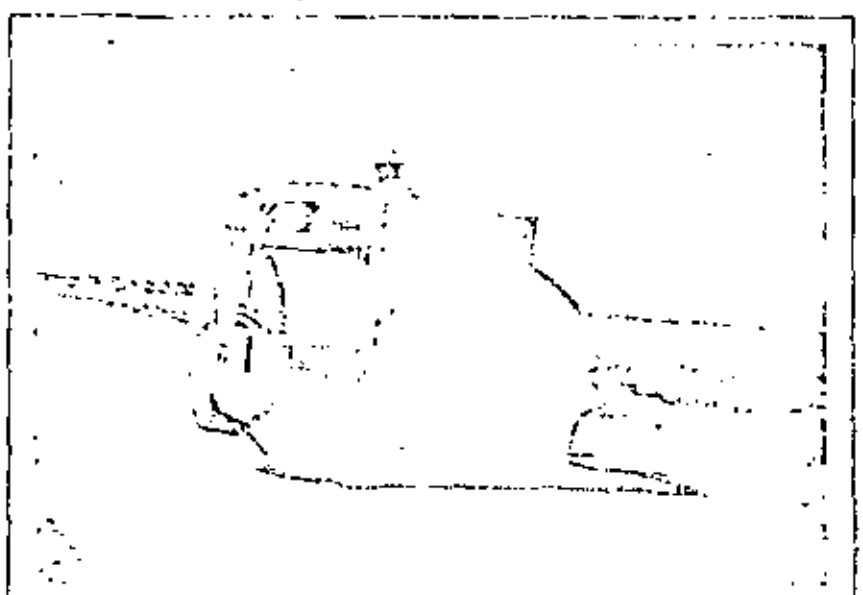


FIG. 5.16 RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO

C A P I T U L O VI

FACTORES QUE INFLUYEN EN LA COMPACTACION.

Los factores que primordialmente influyen en la obtención de una -- compactación económica son:

1) CONTENIDO DE HUMEDAD DEL MATERIAL
2) GRANULOMETRIA DEL MATERIAL
3) NUMERO DE PASADAS DEL EQUIPO
4) PESO DEL COMPACTADOR
5) PRESION DE CONTACTO
6) VELOCIDAD DEL EQUIPO COMPACTADOR
7) ESPESOR DE CAPA.

1) CONTENIDO DE HUMEDAD. El agua tiene en el proceso de compacta--- ción, el papel de lubricante entre las partículas del material. Una falta de humedad exigirá mayor esfuerzo compactivo, así como también lo exigirá un exceso de la misma.

Debe recordarse que todo material tiene un contenido óptimo de humedad, para el cual se obtiene, bajo una cierta energía de compactación, una densidad máxima.

El agua, entonces, facilita el trabajo de compactación.

2) GRANULOMETRIA DEL MATERIAL. Para la obtención de una eficiente compactación es necesario, que haya partículas de varios tamaños en el material por compactar, ya que las partículas de menor tamaño ocuparán los espacios formados entre partículas de mayor tamaño.

Un material que contenga partículas de un solo tamaño será difícilmente compactado; sólo a través de un energico esfuerzo de compactación, el cual provocará la fragmentación de las partículas, podrá ser densificado.

Es oportuno hacer notar aquí, que la forma de las partículas también tiene importancia en la compactación. Materiales con partículas de forma angulosa son generalmente más fácilmente compactados por su acuñamiento, que materiales con partículas redondeadas.

3) NUMERO DE PASADAS. El número de pasadas que un equipo deba dar sobre un material dependerá del (Fig. 6.1)

A) Tipo de compactador

B) Tipo de material

C) Contenido de humedad

D) Forma en que se aplique la presión al material.

E) Maniobrabilidad del equipo.

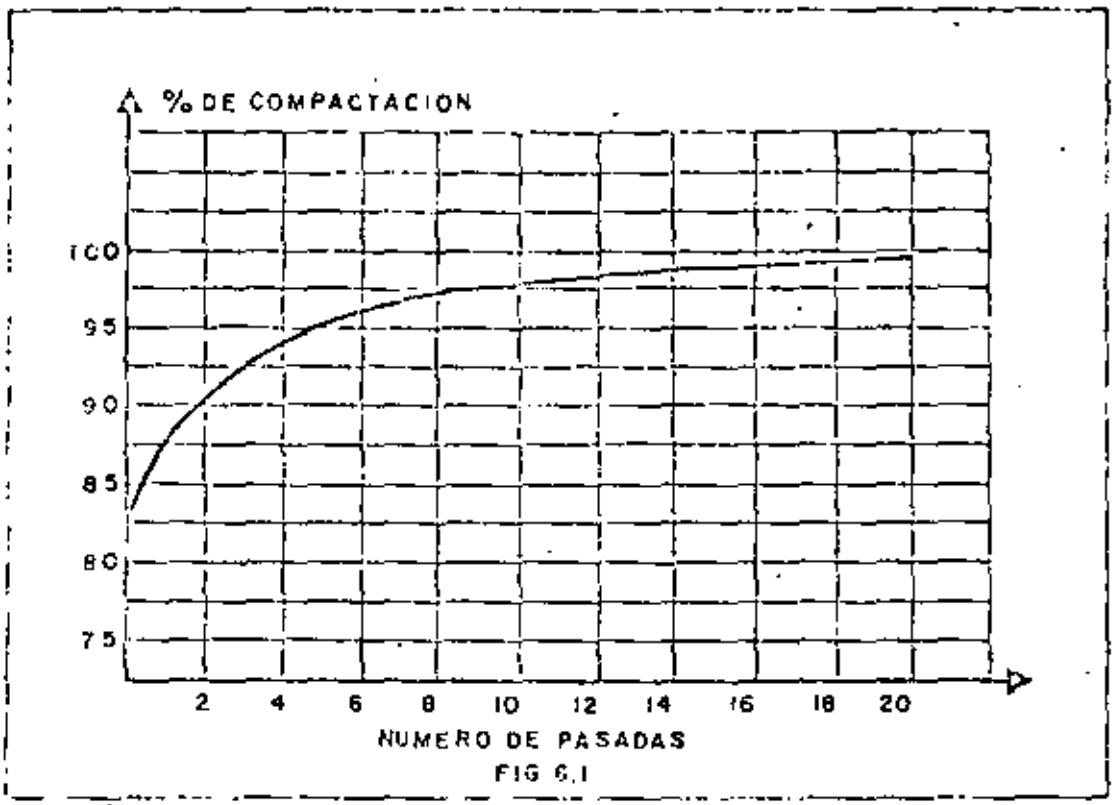


FIG 6.1

4) PESO DEL COMPACTADOR. La presión ejercida sobre el material depen derá, en parte, del peso del equipo de compactación.

5) PRESION DE CONTACTO. Más que el peso del compactador importa la presión de contacto; ésta depende de:

A) Tipo de material

B) Estado del material (Suelto ó Semicompacto).

C) Area expuesta por el compactador

D) Presión de inflado en el caso de un equipo sobre neumáticos.

E) Peso del compactador.

F) Temperatura del material tratándose de mezclas asfálticas.

Los fabricantes de equipo de compactación se han preocupado por que sus máquinas ejerzan presiones de contacto uniformes, lo cual han logrado mediante suspensiones isostáticas.

Es necesario hacer hincapié, que resulta de mayor importancia la presión de contacto de un compactador, que el peso del mismo.

Por ejemplo un compactador muy pesado necesita de un mayor número de llantas ó de llantas más grandes, con lo cual, el área de contacto entre el compactador y el material se incrementa, resultando la presión de contacto, similar a la de un compactador normal con menos llantas o llantas menores.

6) VELOCIDAD DEL EQUIPO. De la velocidad de traslación del compactador y del número de pasadas, dependerá la habilidad de producción de un determinado equipo.

El equipo de compactación debe ser de una eficiencia tal, que no interfiera con el veloz equipo de depósito de material.

En virtud de que el equipo para movimiento de tierras se ha mejorado en tamaño, rapidez y eficiencia, así también los equipos de compactación se han modificado para poder mantenerse a un nivel de producción semejante.

La maniobrabilidad de un equipo compactador influye definitivamente en la velocidad del equipo.

7) ESPESOR DE CAPA. El espesor de capa por compactar dependerá esencialmente de:

A) Tipo de material
B) Humedad en el material
C) Tipo de compactador
D) Grado de compactación especificado.

Para determinar cual es el espesor de capa, de un cierto material, que puede compactar un equipo determinado, se puede uno referir al método del bulbo de presión.

Suponiendo que se quiere compactar, con un determinado equipo, un material que con una presión de 2.7 Kg/cm^2. se densifica correctamente, tratemos de encontrar el espesor de capa.

$$\text{presión} = \frac{\text{Fuerza}}{\text{Area}}$$

Se supone una área circular de contacto = $3.14\ e^2$.

La fuerza es el peso por llanta del compactador = F.

La presión de contacto es:

$$p_o = \frac{F}{3.14\ e^2}.$$

De donde:

$$e = \sqrt{\frac{F}{3.14\ p_o}}$$

Suponiendo $F = 1800$ Kg. y $p_o = 9$ Kg/cm².

$$e = \sqrt{\frac{1800\ \text{Kg.}}{3.14 \times 9}} \cong 8\ \text{cm.}$$

Recurriendo a los factores de influencia para diferentes profundidades de la teoría de Boussinesq obtenemos:

Profundidad	Factor de Influencia	Presión
$e = 8$ cm.	$p_1 = 0.6\ p_o$	$P_1 = 5.4$ Kg/cm²
$2e = 16$ cm.	$p_2 = 0.3\ p_o$	$p_2 = 2.7$ Kg/cm²
$3e = 24$ cm.	$p_3 = 0.15\ p_o$	$p_3 = 1.35$ Kg/cm²
$4e = 32$ cm.	$p_4 = 0.09\ p_o$	$p_4 = 0.81$ Kg/cm²

De lo anterior se concluye que para un material que requiere 2.7 -- Kg/cm². de presión para ser compactado eficientemente con un compactor de 1800 Kg. de carga por rueda y una presión de contacto de 9 Kg/cm². se puede usar un espesor de capa de 16 cm.

C A P I T U L O VII

SELECCION DE COMPACTADORES

La selección del compactador más adecuado no siempre es sencilla, ya que depende de muchos factores: tipo de suelo, tipo de trabajo, método de movimiento de tierras, compatibilidad con equipo de otras actividades, compactadores disponibles, continuidad de trabajo, etc. en la selección final deben hacerse intervenir, cuando menos, los factores mencionados. Es frecuente y muy eficiente el uso de varios equipos que combinen los diferentes efectos de compactación.

Los factores mas importantes que deben tomarse en cuenta para esta selección son:

1) Tipo de Material
2) Tamaño de la Obra
3) Requerimientos especiales

1) TIPO DE MATERIAL

En la gráfica 1 se muestra en los renglónes 4 y 5 los diferentes ma

teriales y su respectivo tamaño en mm. En el renglón 3 se clasifican en cohesivos, semicohesivos y no cohesivos, (los mas finos son cohesivos y los granulares no cohesivos) en los renglones 1 y 2 se indica su uso mas frecuente:

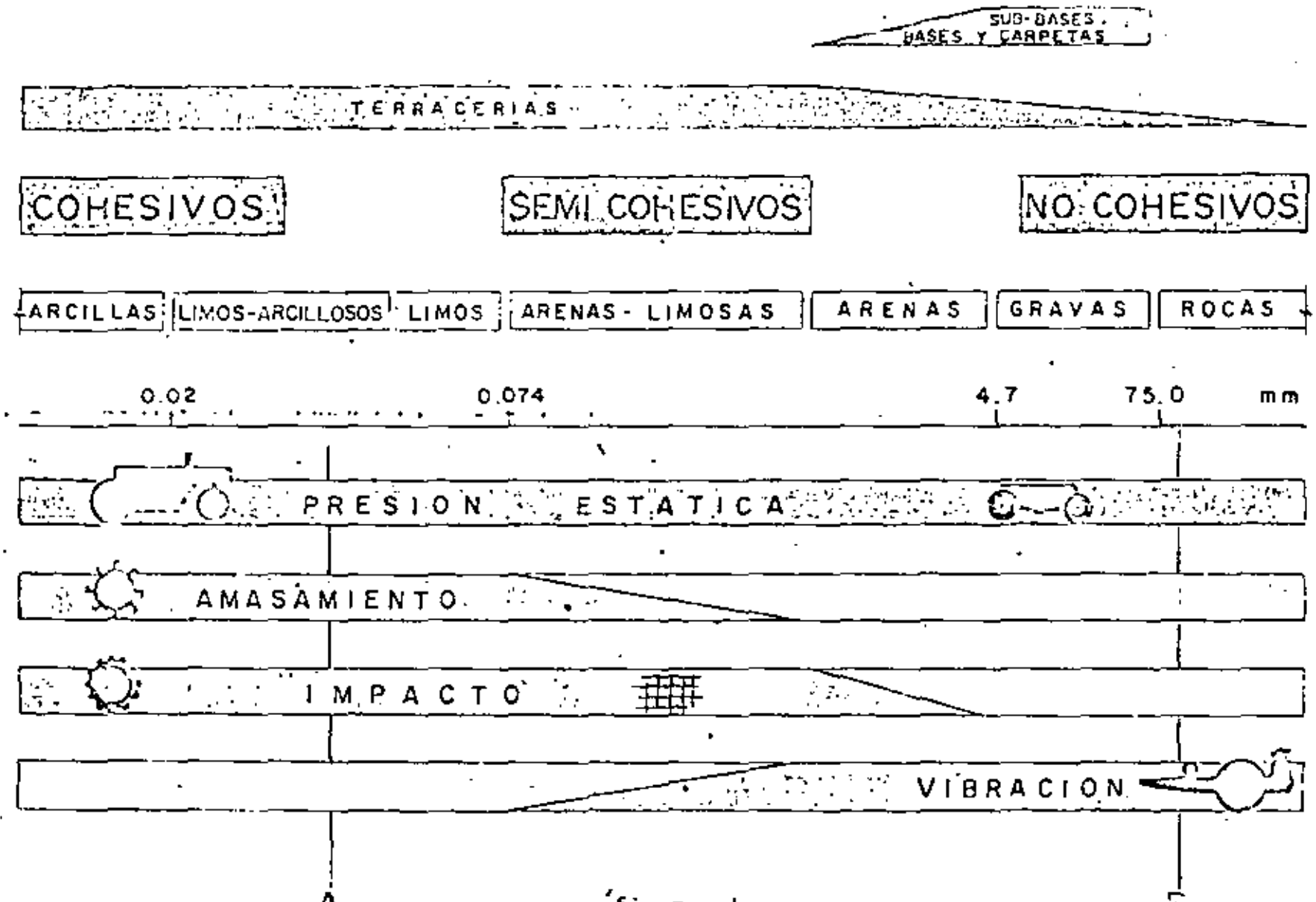
1) Sub-bases, bases y carpetas: siempre materiales no cohesivos (arenas y gravas)
2) Terracerías: normalmente materiales cohesivos y semicohesivos, a veces no cohesivos.

En el renglón 6: la compactación por presión estática (rodillos metálicos y neumáticos) es aplicable a todos los suelos. Limitación: bajo rendimiento, excepto en los compactadores neumáticos grandes.

En el renglón 7: la compactación por amasamiento (rodillo pata de cabra estática y pata de cabra vibratoria) es útil para suelos cohesivos y semicohesivos (arcillas, limos y algo en arenas limosas). Limitación: alto costo de la pata de cabra estática.

En el renglón 8: la compactación por impacto (rodillo de impacto y rodillo de reja) aplicable a toda clase de suelos, pero el mal acabado que dan a la capa sólo permite aplicarlos en terracerías, normalmente arcillas y limos, a veces arenas. Limitación: el rodillo de reja se atasca con los materiales cohesivos y hay que parar frecuentemente a

SELECCION DE EQUIPO



gráfica 1

limpiarlo, sin embargo es un excelente disgregador, por lo que el rodillo de reja es extraordinario en terracerías que necesitan disgregado.

En el renglón 9: la compactación por vibración (rodillo liso vibratorio) es aplicable en suelos no cohesivos (arenas y gravas) y a veces algunos semicohesivos (arenas limosas).

Conclusiones:

a) Para suelos cohesivos se debe preferir pata de cabra vibratoria o rodillo de impacto.

b) Para suelos no cohesivos se debe preferir rodillo liso vibratorio.

c) Para todos los suelos: rodillo neumático.

d) Las mejores combinaciones son:

Para suelos cohesivos: Neumático grande y pata de cabra ó neumático y rodillo de impacto. (línea A, gráfica 1).

Para suelos no cohesivos: Neumático grande y rodillo vibratorio (línea B, gráfica 1).

2) TAMAÑO DE OBRA.

Dependiendo del tamaño de la obra y habiendo ya seleccionado el tipo de compactador adecuado para el material, se puede determinar el número de compactadores necesarios para cumplir con el plazo estipulado.

3) REQUERIMIENTOS ESPECIALES.

Existen casos en que por requerimientos especiales es necesario decidirse por un determinado tipo de compactador, como cuando las especificaciones solicitan un compactador que no estratifique el terraplén (corazones arcillosos), ésto nos haría seleccionar una pata de cabra vibratoria o un rodillo de impacto.

Debemos tener en mente que, en construcción pesada, la inversión en equipo es cuantiosa y que éste se adquiere usualmente fuera del país, por lo que es muy importante pesar cuidadosamente todas las posibilidades para poder escoger la máquina más eficiente; esto es: la menor inversión posible al más bajo costo unitario en el mínimo tiempo realizable.

C A P I T U L O VIII

REGLAS A SEGUIR EN CASO DE TENER PROBLEMAS CON LA COMPACTACION

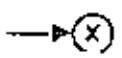
¿ Qué hacer cuando el control nos indica una falla ?

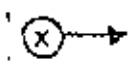
Esta pregunta la vamos a contestar por medio de diagramas lógicos, que siguen a continuación, en los que intenta, en forma general, mostrar un camino lógico para un análisis formal.

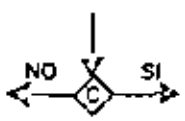
En estos diagramas se usan los siguientes símbolos:

 = Un hecho ó una acción.

 = Una alternativa.

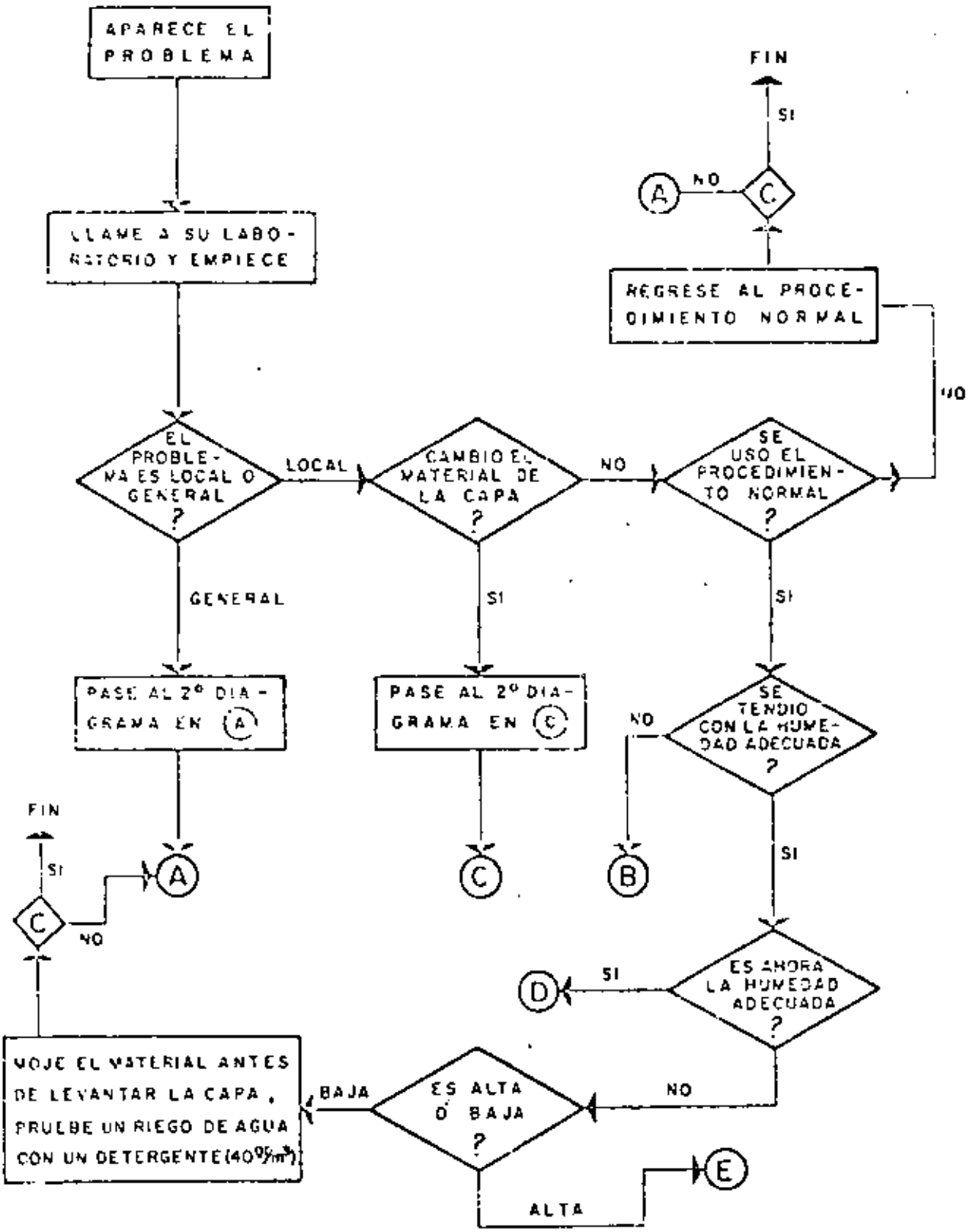
 = Pasa al punto X

 = El punto X

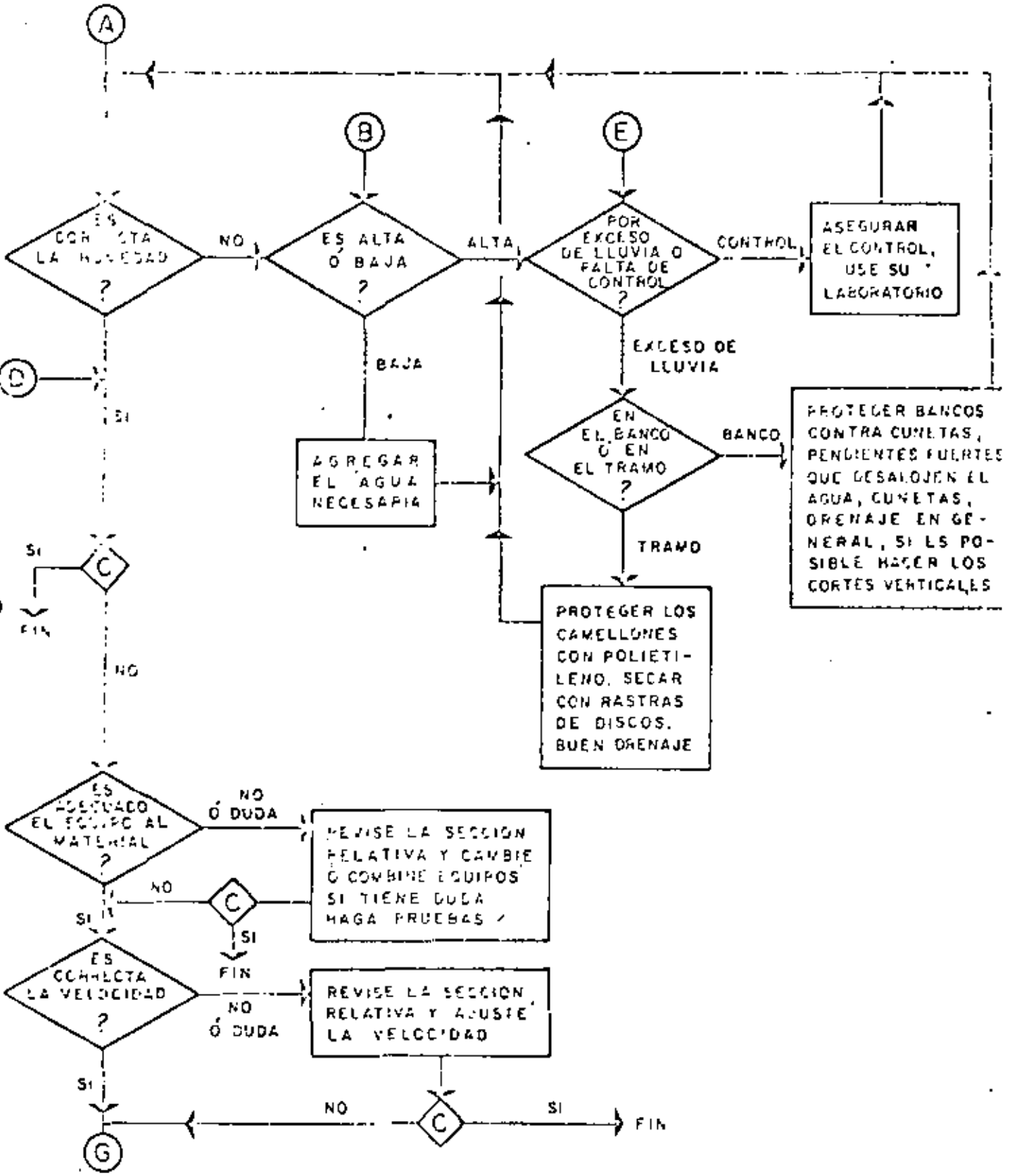


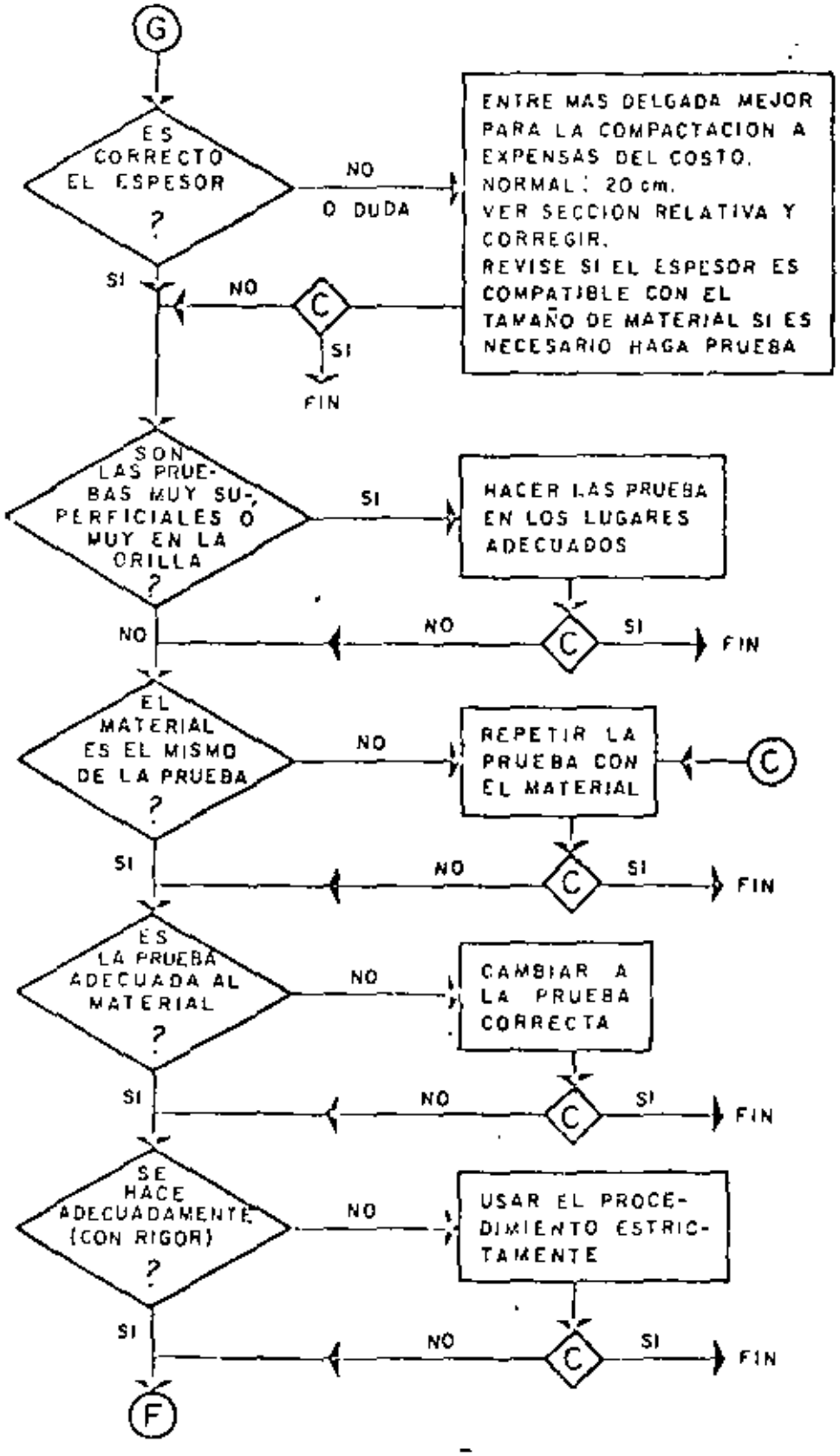
= ¿ Se alcanzó la compactación ?

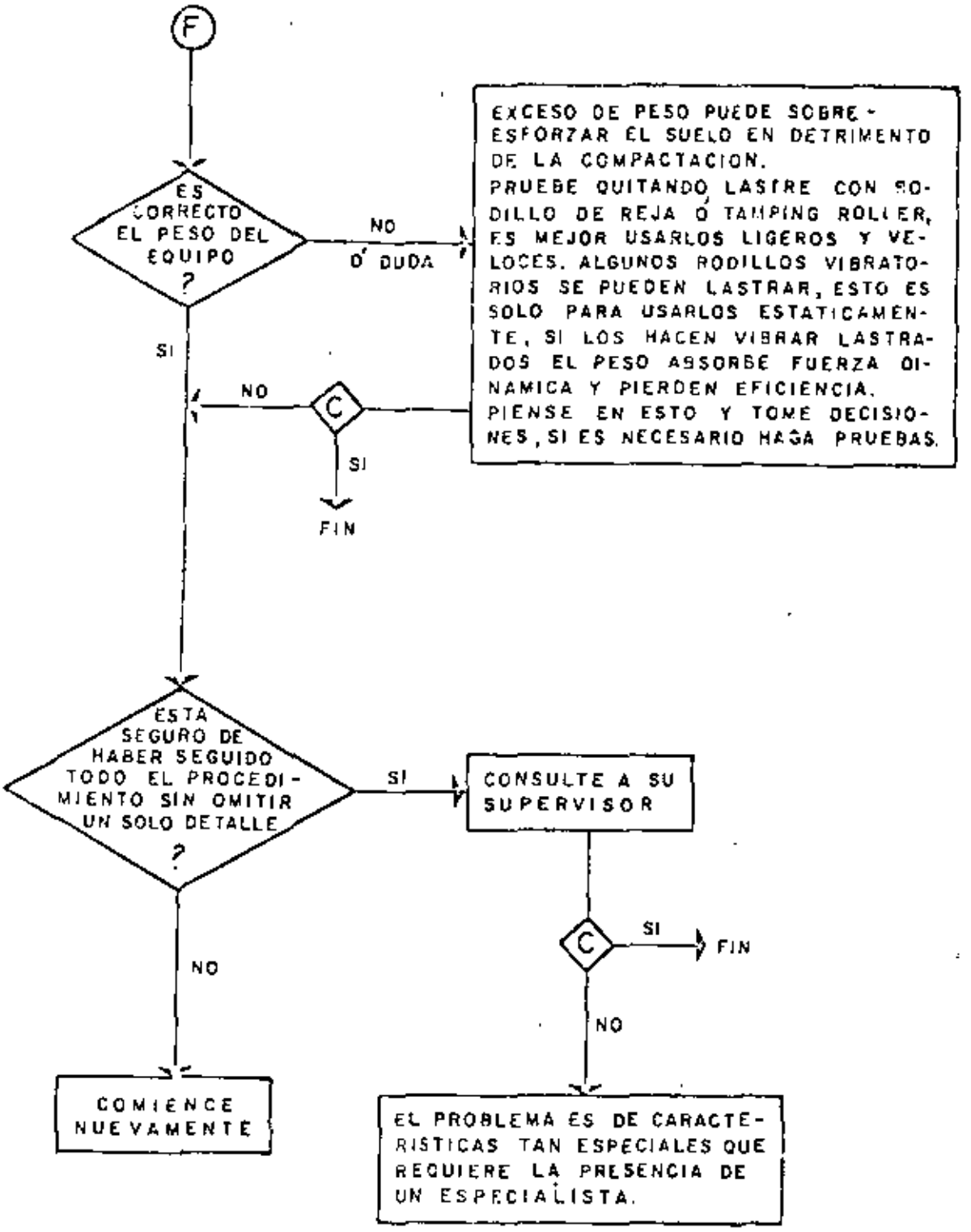
PRIMER DIAGRAMA



SEGUNDO DIAGRAMA




G
ES CORRECTO EL ESPESOR ?
NO
O DUDA
ENTRE MAS DELGADA MEJOR PARA LA COMPACTACION A EXPENSAS DEL COSTO. NORMAL: 20 cm. VER SECCION RELATIVA Y CORREGIR. REVISE SI EL ESPESOR ES COMPATIBLE CON EL TAMAÑO DE MATERIAL SI ES NECESARIO HAGA PRUEBA
SI
NO
C
SI
FIN
SON LAS PRUEBAS MUY SUPERFICIALES O MUY EN LA ORILLA ?
SI
HACER LAS PRUEBA EN LOS LUGARES ADECUADOS
NO
NO
C
SI
FIN
EL MATERIAL ES EL MISMO DE LA PRUEBA ?
NO
REPETIR LA PRUEBA CON EL MATERIAL
C
SI
NO
C
SI
FIN
ES LA PRUEBA ADECUADA AL MATERIAL ?
NO
CAMBIAR A LA PRUEBA CORRECTA
SI
NO
C
SI
FIN
SE HACE ADECUADAMENTE (CON RIGOR) ?
NO
USAR EL PROCEDIMIENTO ESTRICTAMENTE
SI
NO
C
SI
FIN
F


F
ES CORRECTO EL PESO DEL EQUIPO ?
NO
D' DUDA
EXCESO DE PESO PUEDE SOBRE-ESFORZAR EL SUELO EN DETRIMENTO DE LA COMPACTACION.
PRUEBE QUITANDO LASTRE CON RODILLO DE REJA O TAMPING ROLLER, ES MEJOR USARLOS LIGEROS Y VELOCES. ALGUNOS RODILLOS VIBRATORIOS SE PUEDEN LASTRAR, ESTO ES SOLO PARA USARLOS ESTATICAMENTE, SI LOS HACEN VIBRAR LASTRADOS EL PESO ASSORBE FUERZA DINAMICA Y PIERDEN EFICIENCIA.
PIENSE EN ESTO Y TOME DECISIONES, SI ES NECESARIO HAGA PRUEBAS.
SI
NO
C
SI
FIN
ESTA SEGURO DE HABER SEGUIDO TODO EL PROCEDIMIENTO SIN OMITIR UN SOLO DETALLE ?
SI
CONSULTE A SU SUPERVISOR
C
SI
FIN
NO
NO
COMIENCE NUEVAMENTE
EL PROBLEMA ES DE CARACTERISTICAS TAN ESPECIALES QUE REQUIERE LA PRESENCIA DE UN ESPECIALISTA.

C A P I T U L O IX

RENDIMIENTO DEL EQUIPO DE COMPACTACION Y COSTO DE LA COMPACTACION

I) RENDIMIENTO DE UN EQUIPO DE COMPACTACION

Para determinar la producción horaria de un equipo de compactación se deben tomar en cuenta los siguientes factores:

A) Ancho compactado por la máquina = A

B) Velocidad de operación = V

C) Espesor de Capa = E

D) Número de pasadas para obtener la compactación especificada = N

Para calcular la producción se determina primero el área cubierta en una hora con una pasada; dividiendo la cifra así obtenida entre el número de pasadas requeridas para obtener la compactación estipulada, resulta el área compactada de suelo por hora. Multiplicando esta última área por el espesor compactado de capa se obtiene el volumen compactado por hora.

La fórmula puede escribirse:

$$P = \frac{A \times V \times E \times 10 \times C}{N}$$

P = Producción horaria (m^3/h).

A = Ancho compactado por la máquina (m)

V = Velocidad (Km/h)

E = Espesor de capa (cm)

N = Número de pasadas

10 = Factor de conversión

C = Eficiencia (0.6 a 0.8)

La eficiencia (C) afecta la capacidad teórica, reduciéndola por --- traslapes de pasadas paralelas, por tiempo perdido para dar vuelta y otros factores.

Conociendo los factores anteriores para cada equipo compactador, se pueden graficar, para espesor constante, las capacidades de producción como se indica en la gráfica. (Fig. 9.1)

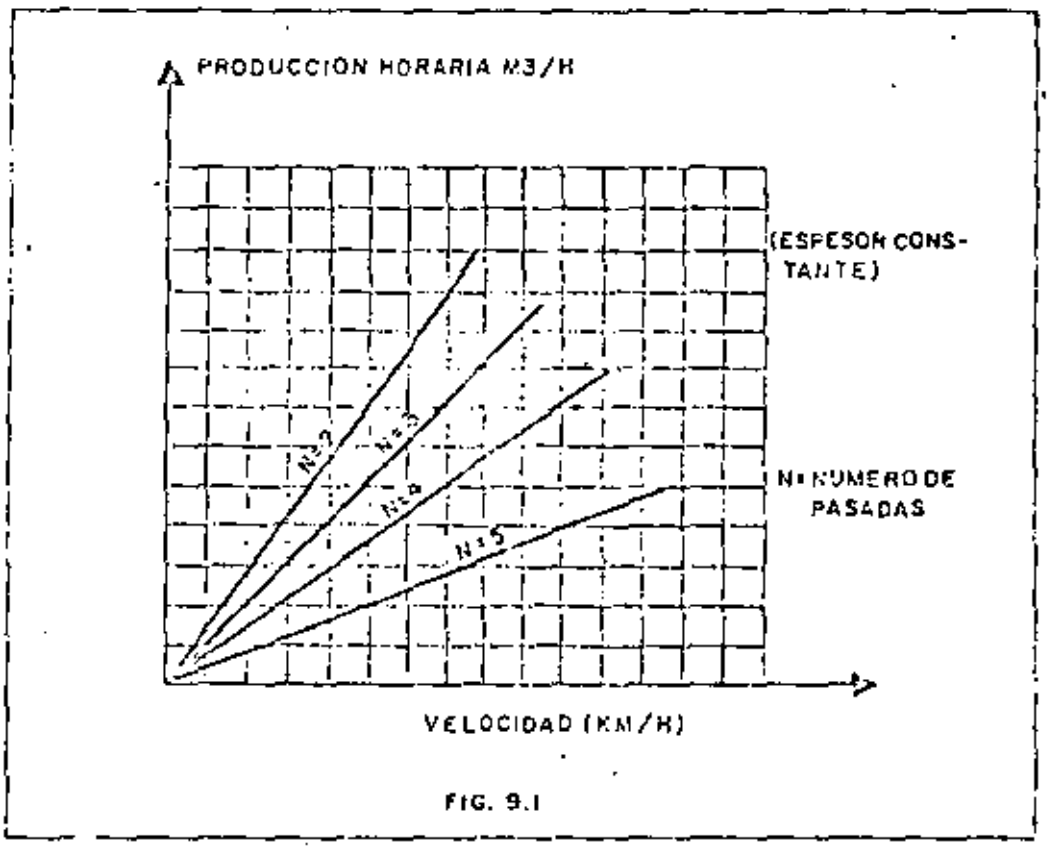


FIG. 9.1

2) COSTO DE LA COMPACTACION.

Conociendo la capacidad de producción de un compactador y para conocer el costo del (m^3) compactado es necesario determinar el costo horario del equipo.

Para la determinación del costo horario del equipo de compactación se siguen los mismos pasos que se siguen para la determinación de cualquier otro costo horario de equipo de construcción.

Es decir se deben obtener:

A) Cargos fijos.

- Depreciación
- Intereses
- Seguros
- Almacenaje
- Mantenimiento

B) Consumos

- Combustibles
- Lubricantes
- Llantas

C) Operación

D) Transporte

Sumando.

A) Cargos fijos

B) Consumos

C) Operación

D) Transporte

COSTO HORARIO

Determinado el costo horario del equipo y conociendo la producción-

del mismo, para un cierto grado de compactación, se puede obtener el costo por (m^3) compactado:

$$\text{Costo por } m^3 = \frac{\text{Costo horario Equipo.}}{\text{Producción Horaria Equipo.}}$$

E J E M P L O: (1)

Se tiene por compactar un material compuesto por 30 % limo y 70 % arena.

Consideramos que se trata de un material granular y por lo tanto un compactador vibratorio es el indicado.

Se analizarán las siguientes alternativas:

1.- Rodillo liso vibratorio arrastrado por tractor agrícola.
2.- Rodillo sencillo liso vibratorio autopropulsado.
3.- Rodillo doble (tandem) vibratorio autopropulsado.

1.- DETERMINACION DE COSTOS HORARIO.

1.- Rodillo liso arrastrado por tractor agrícola.

PRECIO DE ADQUISICION RODILLO	$ 180,000.00
PRECIO DE ADQUISICION TRACTOR	$ 140,000.00
	$ 320,000.00

Se considera una vida útil del conjunto de 8000 Horas y un valor de rescate de cero.

Cargos fijos	$ 102.00
Consumos	$ 6.00
Operación	$ 12.00
Transporte	$ 3.00
	$ 123.00/HORA

2.- Rodillo sencillo vibratorio autopropulsado.

PRECIO DE ADQUISICION $ 390,000.00

Se considera también una vida útil de 8000 Horas y un valor de rescate de cero.

Cargos fijos	$ 112.00
Consumos	$ 6.00
Operación	$ 12.00
Transporte	$ 3.00
	$ 133.00/HORA

3.- Rodillo tandem vibratorio autopropulsado.

PRECIO DE ADQUISICION $ 725,000.00

Haremos la misma consideración por lo que respecta a vida útil y valor de rescate que las alternativas anteriores.

Cargos fijos	$ 205.00
Consumos	$ 12.00
Operación	$ 12.00
Transporte	$ 3.00
	$ 232.00/HORA.

II.- DETERMINACION DE PRODUCCIONES HORARIAS.

1.- Rodillo arrastrado por tractor agrícola.

Ancho = 1.50 m.

Velocidad = 4 Km/h.

Espesor = 20 cm.

Número de pasadas = 4 para 95%

Coeficiente de reducción = 0.7.

$$P = \frac{1.50 \times 4 \times 20 \times 10 \times 0.7}{4}$$

$P = 210\ m^3/HORA.$

2.- Rodillo autopropulsado.

Ancho = 2.14 m.

Velocidad = 4 Km/h.

Espesor = 20 cm.

Número de pasadas = 4 para 95 %

Coeficiente de reducción = 0.8

(Es de mayor maniobrabilidad y de mayor energía dinámica).

$$P = \frac{2.14 \times 4 \times 20 \times 10 \times 0.8}{4}$$

$P = 342.4\ m^3/HORA$

3.- Rodillo tandem autopropulsado.

Ancho = 1.50 m.

Velocidad = 4 Km./h.

Espesor = 20 cm.

Número de pasadas = 2 (por ser dos rodillos)

Coeficiente de reducción = 0.8

$$P = \frac{1.50 \times 4 \times 20 \times 10 \times 0.8}{2}$$

$P = 480\ M^3/HORA.$

III.- DETERMINACION DE COSTO DE COMPACTACION .

	COSTO HORARIO	PRODUCCION	COSTO x M^3.
Caso 1	$ 123.00/H.	210 M^3/h.	$ 0.59/M^3.
Caso 2	$ 133.00/H.	342.4 M^3/h	$ 0.39/M^3.
Caso 3	$ 232.00/H.	480 M^3/h.	$ 0.48/M^3.

Se hace notar que a pesar de que la diferencia de valor de adquisición entre los casos (1) y (3) es de 126 % aproximadamente, se obtiene un ahorro en el caso (3), del costo de compactación, cercano al 20 %.

Suponiendo que se contara con un compactador de impacto autopropulsado, con costo horario de $ 240.00 y se tratara de compactar el material granular del ejemplo, se obtiene:

Producción Horaria:

Ancho = 1.94 mts.

Velocidad = 9 Km./Hora

Espesor = 20 cm.

Número de pasadas = 8 pasadas (contando sus cuatro rodillos).

Coeficiente de reducción = 0.8

$$\text{Producción} = \frac{1.94 \times 9 \times 20 \times 10 \times 0.8}{8}$$

Producción = 349.2 M^3/H

$$\text{Costo por compactación} = \frac{\$\ 240.00/H.}{349.2\ M^3/H.}$$

Costo = $ 0.69/M^3.

El costo obtenido demuestra una mala selección del equipo, ya que resultó mayor que los obtenidos para rodillos vibratorios.

El caso contrario puede encontrarse cuando con un rodillo vibratorio liso traten de compactarse materiales altamente cohesivos para los cuales el compactador de impacto resultará más ventajoso.

E J E M P L O (2)

MATERIAL POR COMPACTAR: Arena bién graduada.
VOLUMEN POR COMPACTAR: 800 m^3. sueltos/hora.
FACTOR DE REDUCCION AL 95% = 0.85

A) PLANCHA TANDEM.

Ancho rodillos = 2.00 mts.

Velocidad máxima de desplazamiento 7 Km./h.

Número de pasadas para obtener el 95 % de compactación = 10

Espesor compacto de capa = 12 cm.

Costo horario = $ 68.00/h.

B) RODILLO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO

Ancho rodillo = 1.50 mts.

Velocidad máxima de desplazamiento = 4 Km./h.

Número de pasadas para obtener el 95 % de compactación = 3

Espesor compacto de capa = 25 cm.

Costo horario = $ 180.00/hora.

P R E G U N T A S.

1.- ¿ Cuantas planchas tandem son necesarias para compactar 800 m^3. sueltos por hora?.

2.- ¿ Cuantos rodillos vibratorios son necesarios para compactar 800 m^3. sueltos por hora ?.

3.- ¿ Cual equipo proporcionará una compactación más económica ?.

Se determinan primero las producciones horarias de los equipos.

A) PLANCHA TANDEM.

$$P = \frac{2.00 \times 7 \times 12 \times 10 \times 0.8}{10}$$

$$P = 134.4 \ M^3/h. \quad \text{(compactos)}$$

B) RODILLO VIBRATORIO.

$$P = \frac{1.50 \times 4 \times 25 \times 10 \times 0.8}{3}$$

$$P = 400 \ m^3/h. \quad \text{(Compactos)}$$

Como las producciones se han determinado en forma compacta y el volumen por hora por compactar esta dado en m^3. sueltos, se debe convertir este último también a forma compacta.

Volumen suelto x factor de reducción = Vol compacto.

$$\text{Vol compacto} = 800 \ m^3/h \times 0.85$$
$$= 680 \ m^3/h$$

R E S P U E S T A S:

1.- Se necesitan tantas planchas como:

$$\frac{680 \ m^3/h.}{134.4 \ m^3/h.} = \text{No. de planchas}$$

No. de planchas = 5.06

Se pueden utilizar 5 unidades, pero con utilización óptima que frecuentemente resulta difícil de obtener.

Se recomienda usar 6 unidades.

2.- Los rodillos vibratorios necesarios son:

$$\frac{680 \ m^3/h.}{400 \ m^3/h.} = \text{No. de rodillos}$$

No. de rodillos = 1.7

No. de rodillos = 2

Usando dos rodillos tendremos como factor de seguridad 0.3 de rodillo.

3.- Determinación del costo de compactación:

A) Planchas Tandem.

$$\text{Costo} = \frac{\text{Costo horario}}{\text{Producción}}$$

$$\text{Costo} = \frac{\$\ 68.00/\text{h.}}{134.4\ \text{M}^3/\text{h.}}$$

$$\text{Costo} = \$\ 0.51/\text{m}^3.$$

B) Rodillos Vibratorios.

$$\text{Costo} = \frac{\$\ 180.00/\text{h.}}{400\ \text{m}^3/\text{h.}}$$

$$\text{Costo} = \$\ 0.45/\text{m}^3.$$

E J E M P L O ③

Una compañía dispone para un trabajo de terracerías, de un rodillo liso vibratorio autopropulsado con las siguientes características:

Ancho del rodillo = 1.50 mts.

Velocidad máxima de desplazamiento = 5 Km./h.

Número de pasadas para obtener el 100.% de compactación = 9.

Espesor compacto de capa = 18 cm.

Costo horario = $ 180.00/h.

El material por compactar es una arcilla limosa y el volumen total es de 900,000 M^3. compactos.

P R E G U N T A.

¿ Se justifica la adquisición de un compactador de impacto con las siguientes características?.

Costo de adquisición $ 850,000.00

Costo horario = $ 230.00/h.

Producción horaria al 100 % de compactación = 230 m^3/h.

Se debe determinar para cada equipo el costo de compactación.

A) Para rodillo vibratorio.

$$\text{Producción} = \frac{1.50 \times 4 \times 18 \times 10 \times 0.8}{9}$$

Producción = 96 m^3/h.

$$\text{Costo compactación} = \frac{\$\ 180.00/h}{96\ m^3/h}$$

Costo compactación = $ 1.88/m^3.

B) Para compactador de impacto.

$$\text{Costo compactación} = \frac{\$\ 230.00/h.}{230\ m^3/h.}$$

$$\text{Costo compactación} = \$\ 1.00/m^3.$$

Comparando un costo contra el otro, se observa que existe una diferencia de $ 0.88/m³, a favor del compactador de impacto.

Como el volumen por compactar es de 900,000 m³, el ahorro total por compactación es de $ 792,000.00 el cual justifica ampliamente la adqusición del compactador de impacto, que en este caso específico, resultaría el adecuado para el material por tratar.

C A P I T U L O X

CONCLUSIONES

1) La forma de mejorar los elementos mecánicos en un suelo es la compactación.

2) Los efectos más importantes que produce una buena compactación en un suelo son: Resistencia mecánica, minimización de asentamientos y reducción de la permeabilidad.

3) El factor de mayor importancia para dar una compactación óptima en un suelo es el contenido de humedad del material.

4) Los esfuerzos de compactación pueden transmitirse al suelo por la combinación de uno ó más de los siguientes efectos: Presión estática, impacto, vibración y amasamiento.

5) El compactador que deba usarse dependerá básicamente del tipo de suelo que se quiera compactar. (gráfica 1)

6) La selección de compactadores deberá hacerse con mucho cuidado y tratando de hacer intervenir todas las variables posibles ya que de esto dependerá el éxito económico y funcional de la compactación.

7) De un buen control depende que la compactación se lleve a cabo correctamente.

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

1.- CURSO DE MOVIMIENTO DE TIERRAS.
"COMPACTACION"
Ing. Federico Alcaraz Lozano
Centro de Educación continua Facultad de Ingeniería U.N.A.M. -- 1974.

2.- CURSO DE MOVIMIENTO DE TIERRAS.
"CONTROL"
Ing. Federico Alcaraz Lozano
Centro de Educación Continua Facultad de Ingeniería U.N.A.M. -- 1974.

3.- CURSO DE MOVIMIENTO DE TIERRAS.
"EQUIPO DE COMPACTACION"
Ing. Conrado Luer Dorantes
Centro de Educación Continua Facultad de Ingeniería U.N.A.M. -- 1974.

4.- CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS.
"ELECCION DE EQUIPO"
Ing. Roberto Pasquel Lujan
Centro de Educación Continua Facultad de Ingeniería U.N.A.M. -- 1974.

5.- CURSO DE ESTABILIZACION DE SUELOS.
"RODILLOS VIBRATORIOS"
Industria del Hierro
Museo Tecnológico C.F.E. 1973.

6.- MOVIMIENTO DE TIERRAS.
H.L. Nichols Jr.

7.- BREVE DESCRIPCION DEL EQUIPO USUAL EN CONSTRUCCION.
Sección de Construcción.
Facultad de Ingeniería.

8.- MECANICA DE SUELOS. TOMO I
E. Juárez Badillo
A. Rico R. 1970

9.- MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA.
Karl Terzaghi
Ralph B. Peck
1968.

10.- APUNTES DE MECANICA DE SUELOS.
Leonardo Zeevaert.
1968.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

EXPLOTACION DE ROCAS

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO

FEBRERO, 1979.

EXPLOTACION DE ROCA:

En la explotación de roca podremos encontrar los siguientes casos importantes:

- Roca graduada (en la que se piden requerimientos de tamaño).
  - Para trituración
  - Para enrocamientos etc.
- Roca sin graduar (cortes) (en la que no se piden requerimientos de tamaño)

PROCESOS PRINCIPALES.

- Extracción
  - con arado
  - con explosivos
- Carga
  - En distancias cortas para alimentar otra máquina (Quebradora).
  - En distancias largas para pedraplen.
- Acarreo
  - a corta distancia
    - Para alimentar otra máquina (Quebradora).
    - Para formar un pedraplén.
  - a distancia.

###

EXTRACCION.

La extracción consiste en separar un fragmento de roca de un banco ó corte, reducido al tamaño adecuado para el uso a que se destine.

Para trituración	El tamaño limitado por la abertura de la quebradora primaria.
Para enrocamientos.	El tamaño limitado por proyecto, especificaciones y por el equipo de cargas y acarreo.
Para corte y pedraplén.	El tamaño limitado por el equipo de carga y acarreo, ó por la capacidad de los tractores.

El proceso de extracción con arado ya fué visto anteriormente en este curso, nos limitaremos a la extracción con explosivos.

EXPLOSIVOS.

DEFINICION.

Por explosivos se entienden aquellas substancias de poca estabilidad química, que son capaces al incendiarse ó detonar de producir una gran cantidad de energía, la que producirá una explosión. Si esta está confinada se aprovecha para separar la roca del banco (tronada)

RESEÑA HISTORICA.

Desde la aparición del hombre en la tierra, hasta el siglo XIV, éste no conocía otra detonación que no fuera la del rayo y otros fenóme--

###

nos telúricos. Nunca pensaron nuestros antepasados que una subs-- tancia aparentemente inofensiva llegara a ocasionar explosiones tan destructoras como las que en la actualidad son capaces de destruír a la humanidad.

En Europa, entre los años 1200 y 1300, se conoció la pólvora negra, la más antigua de las substancias explosivas, que consistía en una - mezcla de salitre, carbón de leña y azufre. Probablemente su in-- ventor fué el monje Bertoldo Schwarz a quien también se le debe su aplicación en las armas de fuego.

La pólvora negra sólo se utilizó para fines bélicos en un principio, y no fué sino hasta el siglo XVII cuando se probó en Alemania e Inglate rra para demoler piedras. Cuando los resultados que se obtuvieron fueron satisfactorios, se abandonaron los viejos métodos mineros, - generalizándose el trabajo con barrenos en la construcción de túneles y caminos. La operación de dar fuego a los barrenos se consideró - siempre peligrosa, ya que hasta el año de 1831 se conoció la mecha lenta.

Cinco siglos después de descubierta la pólvora negra, el químico fran- cés Berthollet (1788) la modificó, sustituyendo el salitre por clorato - potásico, transformándola, así, en un explosivo más potente. En ese mismo año Berthollet presentó la plata negra como una de las subs-- tancias más peligrosas. El alquimista inglés Howard (1799) obtuvó el fulminato de mercurio, el cual hace explosión por medio de llama ó de percusión, constituyendo un verdadero detonante.

##

Aunque los descubrimientos de la nitroglicerina y el algodón pólvora por los químicos Sobrero y Schonbein influyeron notablemente en el campo de los explosivos, el que abrió nuevos horizontes en esta Industria, fué el sabio sueco ALFREDO NOBEL (1833-1896) que logró hacer manejable la peligrosa nitroglicerina, transformándola en un explosivo de trabajo, al que llamó DINAMITA, la cual no es otra cosa que el 75% de nitroglicerina absorvida en 25% de tierra de infusorios (una tierra de diatomeas muy porosa). A Nobel se le debe, también, la gelativa explosiva, así como la introducción del ya olvidado fulminato de mercurio, que fabricó a manera de cebo para provocar con seguridad la explosión de la dinamita, del algodón pólvora y de otros explosivos.

Los suecos Ahlsson y Norrbin obtuvieron los explosivos de nitrato de amónico, precursores de los explosivos de seguridad. Turpin dió a conocer el ácido pícrico. Esto, así como la salida al mercado de la pólvora sin humo, la laminar, etc., inició la erección de fábricas de pólvoras y explosivos en todo el mundo, dando así principio a una nueva era en la que se ha tratado de sacer el mayor provecho a estas substancias. Empresas muy poderosas se han dedicado al estudio y los resultados obtenidos son los máximos adelantos en esta materia. Queda al constructor sacar el mayor partido de los explosivos industriales y así cooperar al constante adelanto de los procedimientos de construcción, ya que estos son una expresión objetiva de la evolución constante de la humanidad.

###

PROPIEDADES.

a) Fuerza.

Por fuerza se entiende la energía ó potencia del explosivo; energía que a su vez determina el empuje ó fuerza que desarrolla y, por consiguiente, el trabajo que es capaz de hacer. Las dinamitas nitroglicerinas se clasifican según la proporción de nitroglicerina por peso que contienen. La dinamita nitroglicerina de 40% de fuerza, por ejemplo, contiene realmente 40% de nitroglicerina. La fuerza de acción de este tipo de explosivo se toma como base para la clasificación de todas las demás dinamitas. Así pues, la fuerza de cualquier otra dinamita, expresada en tanto por ciento, indica que esta revienta con tanta potencia como otra alaca equivalente de dinamita nitroglicerina en igualdad de peso.

Pocas son las personas entre las que usan dinamitas que entienden bien la energía relativa de las dinamitas de diferentes porcentajes de fuerza. Suele creerse que la energía verdadera desarrollada por estas distintas fuerzas guarda proporción directa con los porcentajes marcados. Se cree, por ejemplo, que la dinamita de 40% es dos veces más fuerte que la de 20%.

La inexactitud de esta creencia ha sido demostrada por cuidadosas pruebas de laboratorio, cuyos resultados se indican en la tabla siguiente que muestra el número de cartuchos de determinada fuerza necesaria para igualar un cartucho de diferente fuerza y de la misma densidad.

TABLA I

Un cartucho	60%	50%	45%	40%	35%	30%	25%	20%	15%
60%	1.00	1.12	1.20	1.28	1.38	1.50	1.63	1.80	2.08
50%	0.89	1.00	1.07	1.14	1.23	1.34	1.45	1.60	1.85
45%	0.83	0.93	1.00	1.07	1.15	1.25	1.36	1.50	1.73
40%	0.78	0.87	0.94	1.00	1.08	1.17	1.27	1.40	1.53
35%	0.72	0.81	0.87	0.93	1.00	1.09	1.18	1.30	1.50
30%	0.67	0.75	0.80	0.85	0.92	1.00	1.09	1.20	1.38
25%	0.61	0.69	0.74	0.78	0.85	0.92	1.00	1.10	1.27
20%	0.55	0.62	0.67	0.71	0.77	0.83	0.90	1.00	1.15
15%	0.48	0.54	0.58	0.61	0.76	0.72	0.78	0.86	1.00

Tabla que muestra el número de cartuchos de determinada fuerza necesaria para igualar un cartucho de diferentes fuerzas.

b) Velocidad.

Es la rapidez expresada en metros por segundo con que se propaga la onda de detonación a lo largo de una columna de explosivos.

Algunos explosivos violentos detonan mucho más rapidamente que otros. Cuando mayor es la rapidez de explosión mayor suele ser el efecto de quebramiento. Como este efecto depende también hasta cierto punto de la fuerza y de la densidad, deben tomarse en cuenta estas tres propiedades al escoger el explosivo adecuado para un fin determinado.

c) Resistencia al agua.

Los explosivos violentos difieren mucho entre sí por lo que toca a la resistencia al agua. En zonas secas esto no tiene mucho importancia, pero cuando existe mucha agua es preciso emplear un explosivo resistente al agua.

###

d) Densidad.

La densidad de una dinamita se expresa en forma del número de cartuchos de 1 $\frac{1}{4}$" x 8" (3.175 x 20.32cm.) que contiene una caja de 25Kg. La diferencia de densidad tiene por objeto facilitar la tarea de concentrar ó distribuir las cargas de la manera deseada.

e) Inflamabilidad.

Se refiere a la facilidad con que arde un materia. En el caso de las dinamitas, varia desde alguna que se incendian con facilidad y se quemen violentamente, a otras que no sufren combustión a no ser que se les aplique directa y continuamente alguna flama exterior.

f) Emanaciones.

Los gases que se originan con la explosión de dinamita son principalmente bióxido de carbono, nitrógeno y vapor de agua, los cuales no son tóxicos en el sentido general de la palabra. Además de éstos, se forman ó pueden formarse emanaciones venenosas como el monóxido de carbono y óxidos de nitrógeno. En la industria de explosivos estas emanaciones se conocen con el nombre de "gases". Tanto la naturaleza como la cantidad de gases venenosos varían en los diferentes tipos y clases de dinamitas.

g) Selección.

Para seleccionar el explosivo adecuado se anexa la siguiente table con propiedades y uso de los explosivos.

###

TABLA II

TIPO	*ACENTE EXPLOSIVO*	*FUERZA*	*VELOCIDAD*	*RESISTENCIA AL AGUA*	*EMANACION*	*U S O*
Dinamita Nitrogliceri na.	*Nitroglicerina*	-	*Alta*	*Buena*	*Exceso de gases.*	*Trabajos a cielo abierto.*
Extra	*Nitroglicerina y amoniaco*	*20 a 60%*	*Alta*	*Regular*	*Exceso de gases.*	*Trabajos a cielo abierto.*
Granulada	*Amoniaco*	*25 a 65%*	*Baja*	*Muy mala*	*Exceso de gases.*	*Trabajos a cielo abierto (canteras)*
Gelatina	*Amoniaco*	*30 a 75%*	*Muy alta*	*Buena a exce lente.*	*Muy pocos gases a nulos*	*Sismología. Trabajos submarinos y sub terráneos.*
Permitidos	*?*		*Alta*	*Regular*	*Muy pocos gases.*	*Trabajos mineros (carbón)*
Baja densidad	*Amoniaco*	*25%*	*Regular*	*Ninguna*	*Pocos gases*	*Trabajos mineros.*
Nitrato de Amonio	*Amoniaco*		*Regular*	*Ninguna*	*Exceso de gases*	*Trabajos a cie lo abierto.*

Selección y Propiedades de los Explosivos más comunes en construcción.

ACCESORIOS PARA VOLADURAS.

Los accesorios para voladuras son los productos ó dispositivos empleados para cebar cargas explosivas, suministrar ó transmitir una llama que inicie una explosión, ó llevar una onda detonadora de un punto a otro ó de una carga explosiva a otra.

INICIADORES.

a) Mecha para minas.

La mecha para minas consiste en un núcleo de pólvora negra especial, envuelto con varias cubiertas de hilazas ó cintas y sustancias impermeabilizantes. Su objeto de hacer estallar al fulminante, por lo tanto debe arder en una forma contínua y uniforme. La velocidad de ignición oscila entre 125 y 131 segundos por metro.

b) Ignitacord.

Es un artefacto para encender mecha. Tiene la apariencia de un cable de diámetro muy pequeño y arde progresivamente con una flama exterior corta y muy caliente que permite encender una serie de mechas en "relación", con la ventaja de que el tiempo necesario para que una persona inicie el encendido de la serie, es el mismo que se necesitará para encender una sola mecha.

Se surte en tres velocidades de combustión: De 26 a 33 segundos por metro; de 52 a 65 segundos por metro y de 13 a 16 segundos por metro.

DETONADORES.

a) Fulminantes.

Los fulminantes son tubos ó casquillos cerrados en un extremo y que contienen una carga de explosivos de gran sensibilidad. Están hechos para detonar con las chispas del tren de fuego de la mecha para minas.

b) Estopines eléctricos.

Los estopines eléctricos, son fulminantes elaborados de tal manera que pueden hacerse detonar con corriente eléctrica. Con ellos pueden inciarse simultáneamente varias cargas de explosivos de gran potencia. Los estopines eléctricos tienen una carga básica de un explosivo de alta velocidad, una carga como cebo y una carga de ignición suelta ó de tipo píldora.

El dispositivo para la detonación con electricidad consiste en dos alambres con aislamiento de plástico, con un tapón de hule que mantiene los alambres en su lugar y un puente de alambre anticorrosivo de diámetro pequeño, que une las terminales de los alambres debajo del tapón. Cuando se aplica la corriente eléctrica el puente se pone incandescente y detona el estopín.

c) Estopines eléctricos tipo instantáneo.

Los estopines eléctricos instantáneos tienen casquillos de aluminio de 1 1/8" de largo; estos son los detonadores para usos comunes. Un alambre lleva aislamiento color rojo y el otro amarillo, estos dos colores distintos son de gran ayuda al hacer las conexiones.

###

d) Estopines eléctricos de tiempo.

Los estopines eléctricos de tiempo son semejantes a los estopines - eléctricos instantáneos, con la diferencia que llevan un elemento de retardo colocado entre el puente de alambre y las cargas de detonación.

Existen dos tipos diferentes de estopines eléctricos de tiempo, los - regulares Mark V y los estopines eléctricos de tiempo "MS". La diferencia estriba, particularmente en la duración del intervalo de retardo entre períodos consecutivos de la serie.

e) Estopines eléctricos de tiempo regulares Mark V.

La nueva serie de estopines eléctricos de tiempo regulares, ha sido fabricada para disparar con un intervalo definido entre el estopín -- más lento de cualquier período y el más rápido del siguiente período. Estas nuevas series aseguran un intervalo positivo de tiempo - entre períodos y a través de toda la serie de tiempos. Comprenden 10 períodos de retardo, los tiempos de detonación de los estopines - Mark V después de aplicar la corriente, para el primer período es de 25 MS y para el décimo período 9.6 segundos.

f) Estopines eléctricos de tiempo "MS".

Los estopines eléctricos de tiempo con retardo de milésimos de segundo difieren de los estopines de tiempo ordinario en que los intervalos de retardo son muy cortos. Su elemento de retardo es diferente al de los estopines de tiempo ordinarios. Se surten en 10 períodos

###

cuyos números indican el tiempo que tarda el disparo en producirse, en milésimos de segundo a saber: MS - 25, MS - 50, MS - 100, -- MS - 150, MS - 200, MS - 300, MS - 400, MS - 600, MS - 800, MS - 1000.

MECHAS DETONANTES.

a) Primacord.

Este producto es un cordón detonante que contiene un núcleo de te-- tranitrato de pentaeritritol (Niperita) dentro de una envoltura impermeable reforzada con cubiertas que la protegen. Tiene una velocidad de detonación muy alta de 6,400 metros por segundo. La fuerza con que estalla es suficiente para hacer detonar los explosivos violentos continuos dentro de un barreno, de modo que si se conecta al primer cartucho que se coloque en el barreno, actúa como un agente inicia-- dor a todo lo largo de la carga explosiva.

El "primacord" se usa principalmente para disparos múltiples de barrenos grandes en la superficie ya sean verticales y horizontales. Es ilimitado el número de barrenos que pueden dispararse en esta forma.

PINZAS CORRUGADORAS DE FULMINANTES.

Hay dos tipos de pinzas: Las de mano y las máquinas corrugadoras. Las pinzas de mano dan un servicios satisfactorio en las operaciones donde el número de fulminantes que va a fijarse a los tramos de mecha es relativamente pequeño. En cambio la máquina se recomienda para operaciones donde diariamente se fija una gran cantidad de fulminantes y donde hay puestos centrales para hacer ese trabajo de fi-

###

ación.

MAQUINAS EXPLOSORAS.

Estas máquinas suministran la corriente necesaria para disparos -- eléctricos. Hay dos tipos de Máquinas Explosoras. El tipo "Descarga de Condensador" y el tipo "Generador".

DESCARGA DE CONDENSADOR.

Utiliza pilas secas para la carga de un banco de condensadores que - ya así pueden proporcionar una corriente directa y de corta duración a los dispositivos de disparo eléctrico. Están provistas de cajas metálicas resistentes al agua. Se caracterizan por:

1. - *Una capacidad extremadamente alta, en comparación con su peso y tamaño.*
2. - *La ausencia de partes dotadas de movimiento.*
3. - *La eliminación del factor humano que interviene en las máquinas de tipo mecánico.*
4. - *Una luz piloto, y*
5. - *Un sistema de alambres e interruptores que reúne importantes características de seguridad.*

GENERADOR.

Su principio se basa en un generador modificado que proporciona una corriente directa pulsativa. Estás máquinas son de tipo llamado "de vuelta" ó también "Cremallera". Están diseñadas de tal manera que no fluye de ellas corriente alguna hasta que se dé todo el movimiento

necesario a la manivela de Vuelta ó de Cremallera; es entonces cuando la corriente va a dar a las líneas de disparo en casi todo su amperaje y voltaje.

INSTRUMENTOS DE PRUEBA.

a) Galvanómetro para voladuras.

Este instrumento tiene una pila especial de cloruro de plata que proporciona la corriente necesaria para mover una manecilla en una escala graduada. La pila y las partes mecánicas están encerradas en una caja de pasta la cual está provista de dos bornes de contacto. Sirve para probar los estopines eléctricos individuales y también para determinar si un circuito de voladura está cerrado ó no y si está en condiciones para el disparo; además sirve para localizar los alambres rotos, las conexiones defectuosas y los cortos circuitos, así como para medir la resistencia aproximada de un circuito.

b) Voltiohmetro para voladuras.

Este instrumento es una combinación del voltímetro y del óhmetro, que sirve para descubrir la presencia de corrientes extrañas, para la lectura de voltaje de las líneas y para medir la resistencia de los circuitos de voladura.

c) Reostato.

Este instrumento se usa para probar la eficiencia de las máquinas explosoras de cremallera.

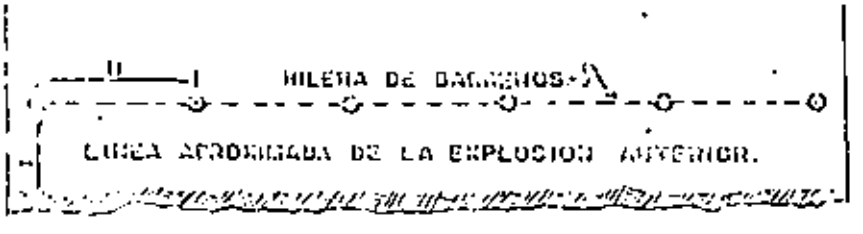
###

VOLADURAS.

Para una buena voladura no basta seleccionar correctamente el explosivo, ya que es necesario conocer también el método de aplicación más indicado para cada clase de trabajo, obteniéndose con ello una máxima eficiencia, la cual se traduce en menor costo de la obra. Usualmente los resultados óptimos en voladuras se adquieren a través de la experiencia.

Un corte puede atacarse tronando parte de él, como si se tratara de una cantera de frente angosto, disparando varias hileras de barrenos al mismo tiempo (Fig. 1). Para este caso la profundidad P debe exceder, aproximadamente, 30 centímetros, y tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

$$\begin{array}{rrcl} \textit{Si} & P & < & 3.00 \text{ metros} \\ \textit{Entonces} & A & < & P \\ & B & > & P \\ & B & > & 3.00 \text{ metros.} \end{array}$$



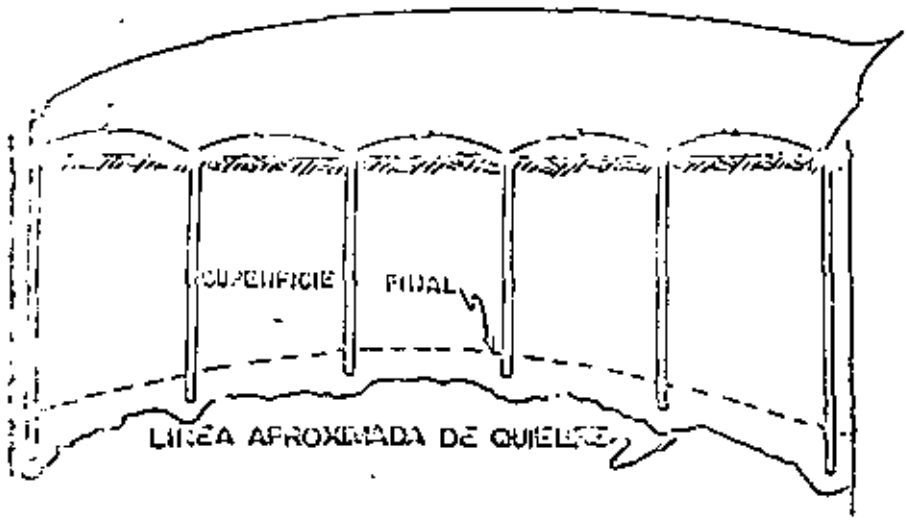


Figura 1

Para barrenación corta es recomendable los barrenos de $1\frac{1}{2}$" (3.81 - cm) de diámetro en donde el pueble no debe pasar de la mitad del barreno. El consumo de dinamita gelatina 40% en este tipo de barrenación es de 0.5 a 0.6 Kg/m3 de roca.

En la construcción de terracerías en laderas deberá utilizarse los - escombros ó rezagas del corte para completar la cama deseada, como se indica en la Fig. 2. Tanto en este caso como en los otros es recomendable efectuar una sola tronada del corte utilizando el sistema Mark V ó de los milisegundos, pues con él se obtiene una mejor fragmentación.

###

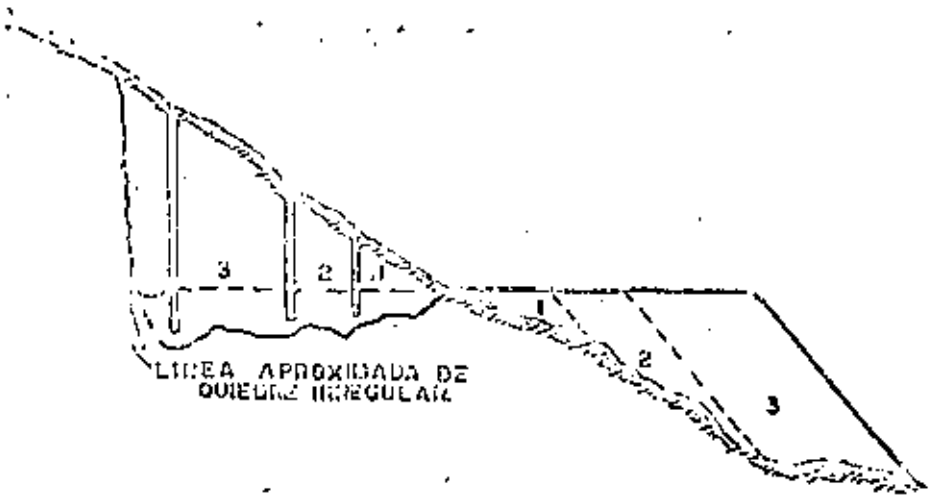


Figura 2.

control de proyección, menor vibración y, con ello, mayor seguridad. Los resultados con el sistema Mark V son sorprendentes; con la práctica puede dominarse una voladura. Los siguientes ejemplos ilustran lo anterior.

Método para reducir la vibración:

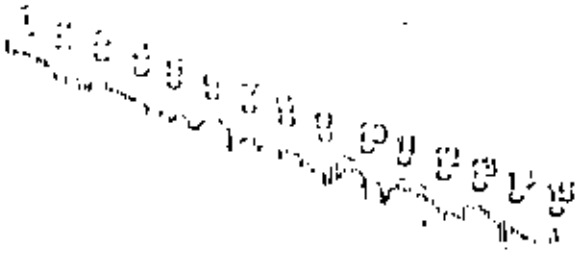


Figura 3.

###

Método para evitar la proyección excesiva:

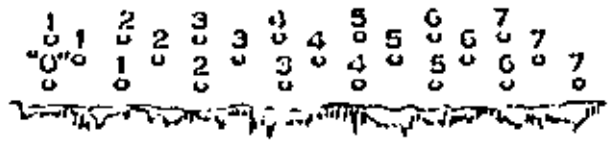


Figura 4.

Método para dar mayor fragmentación, pero con máxima proyección.

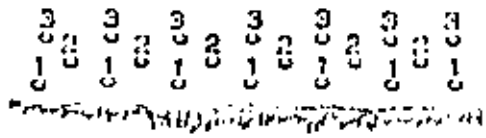


Figura 5.

Para disminuir la proyección es recomendable el siguiente método:

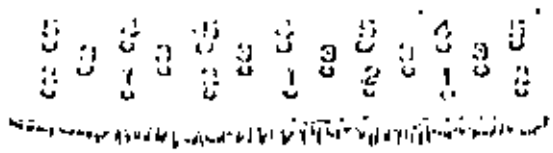


Figura 6.

En la explotación de canteras, cuando los frentes no son muy altos (menores de 10 metros), se utilizan los métodos de las figuras 3, 4, 5 y 6 antes expuesto.

Para bancos comprendidos entre 8 y 15 metros de altura es reco--

mendable disparar de 2 a 5 hileras de pozos simultáneamente con el objeto de desprender suficiente material y aumentar la fragmentación.

> *Es importante hacer notar que todas las cifras anotadas son aproximadas y se -- intentan solamente como una guía general, y como una base para comenzar a hacer pruebas en cada caso especial.*

CONSUMO DE EXPLOSIVOS.

Este debe determinarse en cada caso por medio de pruebas.

Para facilitar las pruebas se parte de las siguientes reglas:

1) La carga por metro cúbico de roca fragmentada, será la misma, independientemente del tamaño de la prueba.

2) La carga específica necesaria para una voladura es alrrededor de 0.4 kg/m3.

3) La carga del fondo del barreno debe ser 2.7 veces mayor que la carga de la columna

###

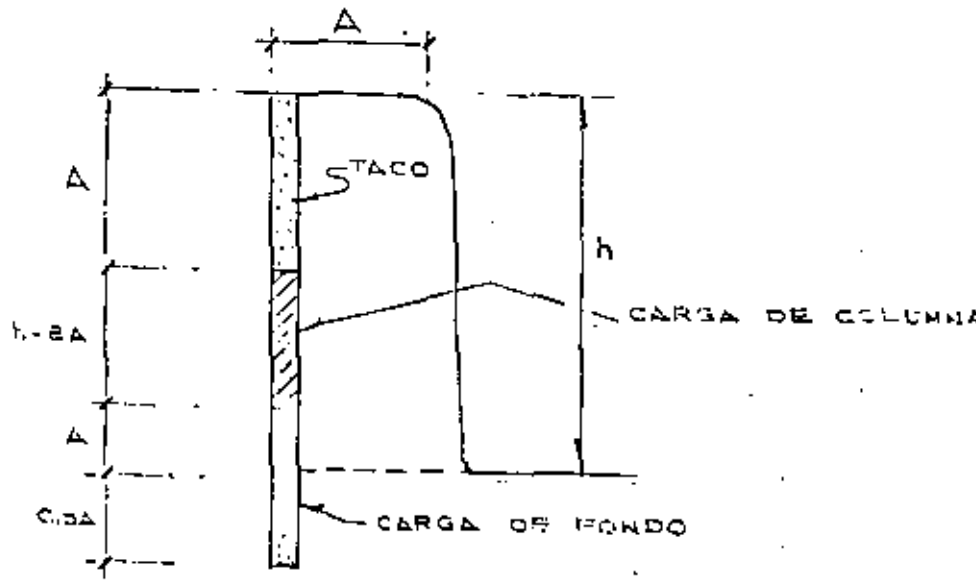


Figura 7.

y se distribuirá de acuerdo con la figura 7.

4) Un buen procedimiento para hacer pruebas consistente en volar -- barrenos de 0.50 m. de profundidad y 0.50 m. de pata. Se repite varias veces el procedimiento, aumentando la carga hasta que sea suficientemente grande para fracturar la pata.

Si el centro de gravedad de la roca es lanzado hacia el frente de - 0 a 1m, se dice que la carga es la correcta. Lanzamientos mayores de la roca, a 2, 4, 6 y 8ms, indican excesos de carga de 10, - 20, 30 y 40% respectivamente.

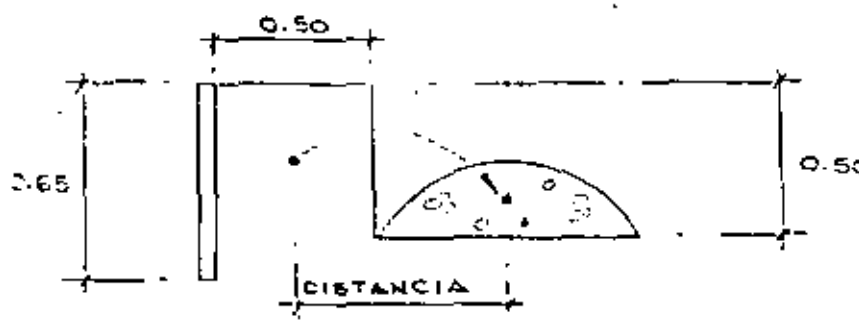


Figura 8.

Con esta carga se hacen pruebas un poco más grandes (5m. de profundidad),

5) *La separación entre barrenos es aproximadamente 1.3 A.*

6) *La pata depende de la carga por metro que se pueda concentrar en el fondo y de la altura de la carga.*

La altura de la carga, a su vez, depende del diámetro del barreno.

7) *La relación entre el tamaño de la pata y el diámetro del barreno (d), está dada por:*

$$A = 40\,d.$$

8) *La relación del diámetro a la altura del banco es de 0.005 a 0.0125.*

9) *Para voladuras de filas múltiples, conviene reducir la distancia entre barrenos, después del frontal según:*

$$A_1 = A - 0.05\,h.$$

10) *El consumo específico para barrenos múltiples es 20% menos que el de un solo barreno.*

11) *El peso volumétrico de la dinamita extra 40% ó gelatina 60% es de 1.0 a 1.4 kg/dm3.*

VOLADURAS CONTROLADAS.

Los consumidores de explosivos han buscado y ensayado muchas maneras para reducir el exceso de rompimiento ó sobreexcavación de las voladuras. Por razones de seguridad, el rompimiento excesivo es inconveniente tratándose de taludes, bancos, frentes ó pendientes inestables y es también económicamente inconveniente cuando la ex-

cavación excede la "línea de pago" (implica concreto extra y los taludes fracturados requieren un mantenimiento costoso.)

En voladuras controladas se utilizan varios métodos para reducir el exceso de rompimiento; sin embargo, todas tienen un objetivo común; Disminuir y distribuir mejor las cargas explosivas para reducir al mínimo los esfuerzos y la fractura de la roca más allá de la línea misma de excavación.

Por muchos años la barrenación en Línea fué el único procedimiento utilizado para controlar el rompimiento excesivo. La Barrenación en Línea ó de límite simplemente consiste de una serie de barrenos en línea, vacíos, a corta distancia unos de otros y a lo largo de la línea misma de excavación, proporcionando así un plano de debilidad que la voladura puede romper con facilidad.

Estos procedimientos difieren del principio de la Barrenación en Línea, asencialmente, en que algunos ó todos los barrenos se disparan con cargas explosivas relativamente pequeñas y debidamente distribuidas. La detonación de estas pequeñas cargas tiende a fracturar la roca entre los barrenos y permite mayores espaciamientos que en el caso de la Barrenación en Línea. Por lo tanto, los costos de barrenación se reducen y en muchos casos se logra un mejor control del exceso de rompimiento.

BARRENACION EN LINEA, DE LIMITE O DE COSTURA.

Principio.

La Voladura con Barrenación en Línea involucra una sola hilera de

###

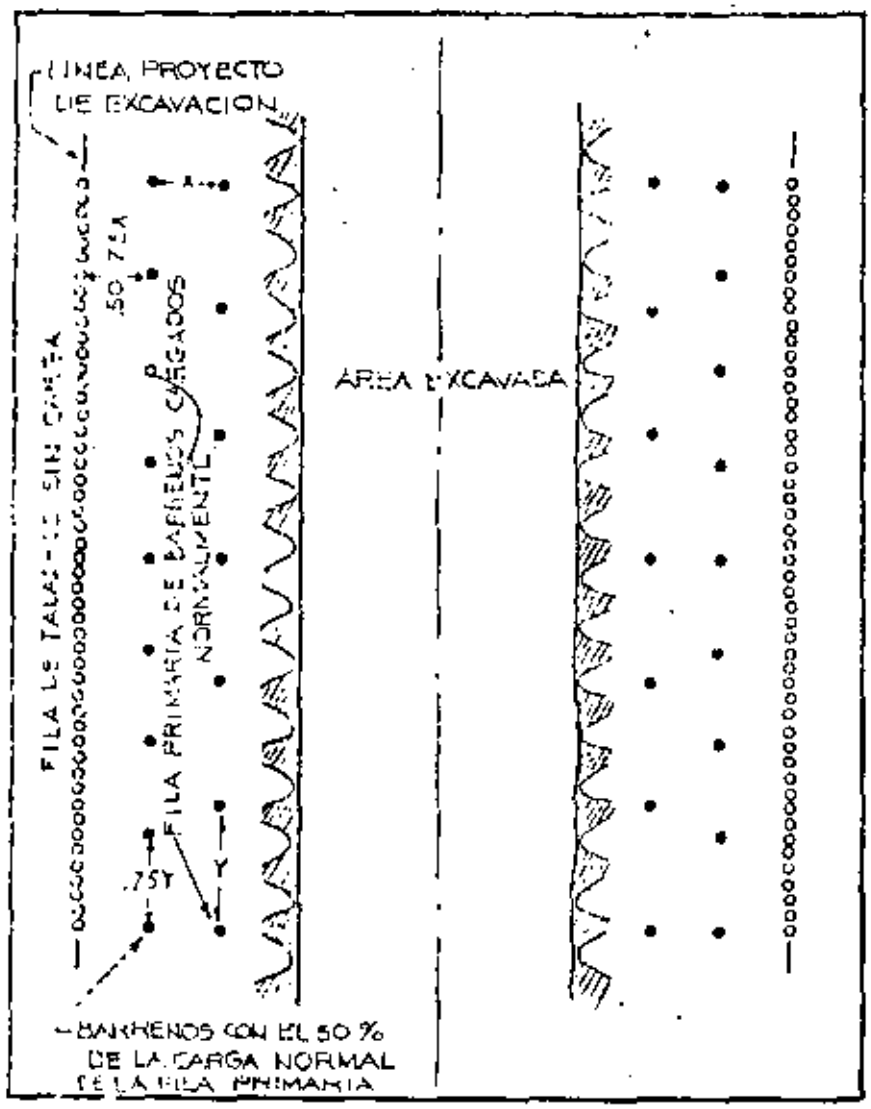
barrenos de diámetro pequeño, poco espaciados, sin cargar y a lo largo de la línea misma de excavación. Esto proporciona un plano de menor resistencia, que la voladura primaria pueda romper con mayor facilidad. También origina que parte de las ondas de choque creadas por la voladura sean reflejadas, lo que reduce la trituración y las tensiones en la pared terminada.

Aplicación.

Las perforaciones de la Barrenación en Línea generalmente son de 2" a 3" de diámetro y se separan de 2 ó 4 veces de su diámetro a lo largo de la línea de excavación. Los barrenos mayores de 3" se usan poco con este sistema pues los altos costos de barrenación no pueden compensarse suficientemente con mayores espaciamientos.

La profundidad de los barrenos depende de su buena alineación. Para obtener buenos resultados, los barrenos deben quedar en el mismo plano. Cualquier desviación en ellos, al tratar de barrenar más profundamente, tendrá un efecto desfavorable en los resultados. Para barrenos de 2" a 3" de diámetro las profundidades mayores a 9 metros son raramente satisfactorias.

a continuación la figura No. 8A



Plantilla Típica del Procedimiento de Barrenación en línea.

Figura 8 A

Los barrenos de la voladura directamente adyacentes a los de la -- Barrenación en Línea, se cargan generalmente con menos explosivos y también a menor espaciamiento que los otros barrenos. La - distancia entre las perforaciones de la Barrenación en Línea y los más próximos, cargados, es usualmente del 50 al 75% de la pata -- usual.

Los mejores resultados con la Barrenación en Línea se obtienen en formaciones homogéneas en donde los planos de estratificación, jun-

tas y hendeduras son mínimas.

Trabajos subterráneos.- La aplicación de la teoría básica del sistema de Barrenado en Línea, esto es, utilizando solamente barrenos vacíos, es muy limitada en trabajos subterráneos. Generalmente se usan barrenaciones cerradas, pero siempre cargadas aunque ligeramente. A este procedimiento hemos preferido llamarle Voladura Perfilada y será descrita posteriormente.

VOLADURAS AMORTIGUADAS.

PRINCIPIO

La Voladura Amortiguada a veces denominada como voladura para recortar, lajear ó desbastar, se introdujo en el Canadá hace varios años. Al igual que la Barrenación en Línea, la Voladura Amortiguada implica una sola fila de barrenos a lo largo de la línea proyecto de excavación.

Las cargas para las voladuras amortiguadas deben ser pequeñas, bien distribuidas, perfectamente retacadas y se harán explotar después de que la excavación principal ha sido despejada. Al ser volada la pata, el taco amortigua la vibración dirigida hacia la pared terminada, reduciendo así al mínimo la fractura y las tensiones en esta pared. Disparando los barrenos de amortiguamiento a pequeños intervalos, la detonación tiende a cortar la roca entre ellos dejando una superficie uniforme y con un mínimo de sobreexcavación.

Obviamente, a mayor diámetro de barreno, se obtiene mayor amortiguamiento.

TABLA III

CARGAS Y PLANTILLAS PROPUESTAS PARA VOLADURAS AMORTIGUADAS.

DIAMETRO DEL BARRENO EN PULGADAS	ESPACIAMIENTO EN (1) PIES	BERMA EN PIES (1)	CARGA EXPLOSIVA EN LIBRAS/PIE (1)
2 - 2 ½	3	4	0.08 - 0.25
3 - 3 ½	4	5	0.13 - 0.50
4 - 4 ½	5	6	0.75 - 0.75
5 - 5 ½	6	7	0.75 - 1.00
6 - 6 ½	7	9	1.00 - 1.59

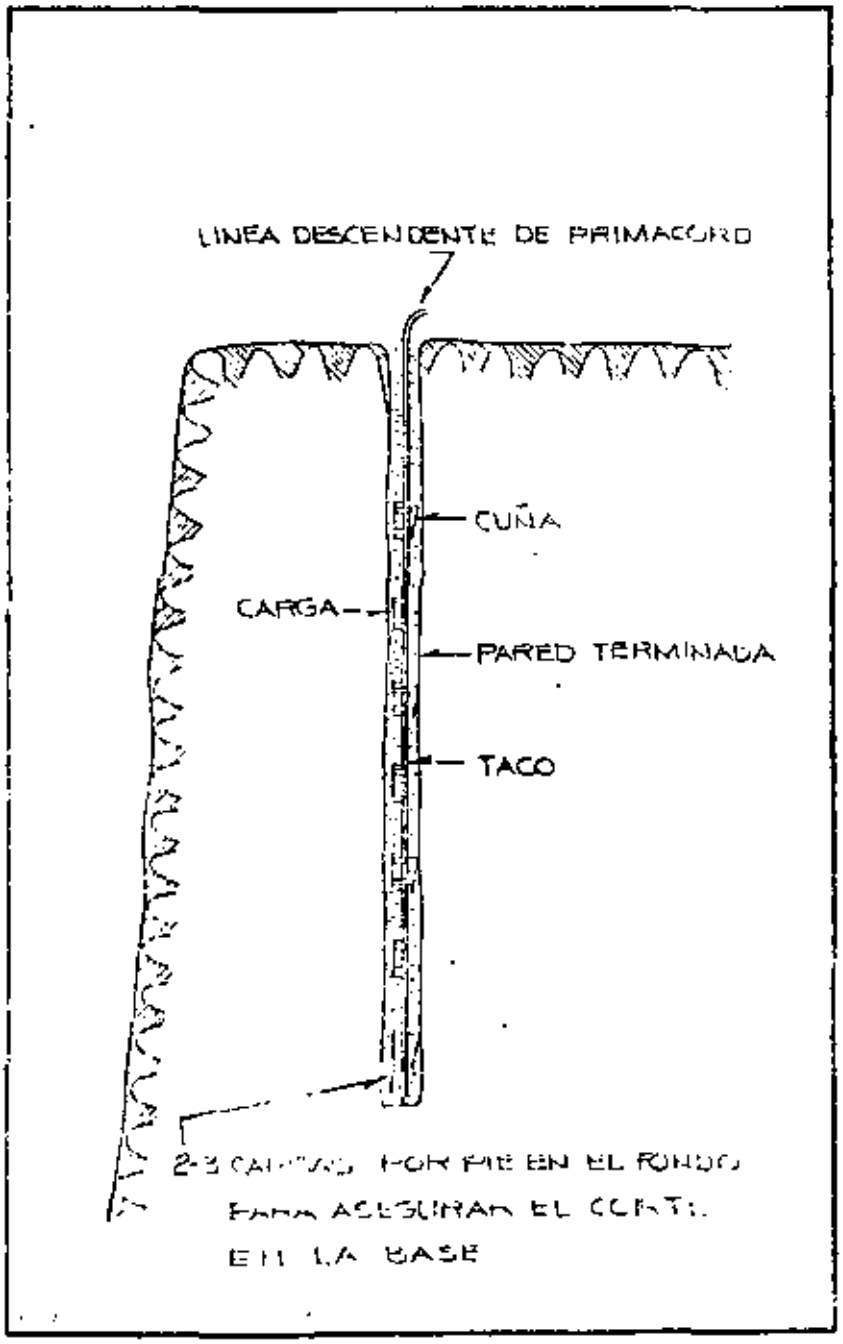
(1). - Dependen de la naturaleza de la roca. Las cifras anotadas son promedios.

(2). - El diámetro del cartucho deberá ser igual ó menor que la mitad del diámetro del barreno.

Trabajos a cielo abierto. - *El banco ó perma y el espaciamiento -- variarán de acuerdo con el diámetro de los barrenos que se hagan. - La Tabla III muestra una guía de patrones y cargas para diferentes diámetros de barrenos. Nótese que los números mostrados cubren un campo promedio debido a las variaciones que resultan del tipo - de formación por volarse. Con este procedimiento los barrenos se cargan con cartuchos enteros ó fraccionados atados a líneas de Primacord a manera de rosario, usándose generalmente cartuchos de - 1 ½" de diámetro por 8" de largo y colocándose a 1 ó 2 pies de separación.*

Para efectos de un amortiguamiento máximo las cargas deben colo-- carse dentro del barreno tan próximas como sea posible a la pared correspondiente al lado de la excavación. (Ver figura 9).

Figura 9



COLOCACION DE LAS CARGAS DE EXPLOSIVO PARA VOLADURAS AMORTIGUADAS.

El retardo mínimo entre la explosión de los barrenos amortiguadores proporciona la mejor acción de corte entre barreno y barreno; por lo tanto, normalmente se emplean líneas troncales de Primacord. En donde el ruido y la vibración resulten críticos, se pueden obtener buenos resultados con estopines de retardo MS.

La profundidad máxima que puede volarse con éxito por este método, depende de la precisión del alineamiento de los barrenos. Con barrenos de diámetros mayores puede mantenerse un mejor alineamiento a mayor profundidad. Las desviaciones de más de 6" del plano de los barrenos dan generalmente malos resultados. Se han hecho voladuras con éxito usando barrenos de amortiguamiento hasta de 90 pies de profundidad.

Cuando se realizan voladuras por amortiguamiento en áreas curvas ó en esquinas, se requiere menores espaciamientos que cuando vuela una sección recta. Pueden también utilizarse ventajosamente taladros-guía cuando se vuelan caras no lineales. En esquinas a 90°, una combinación de varios procedimientos para voladuras controladas, dará mejores resultados que la voladura amortiguada simple-

(Veáse la Figura 10)

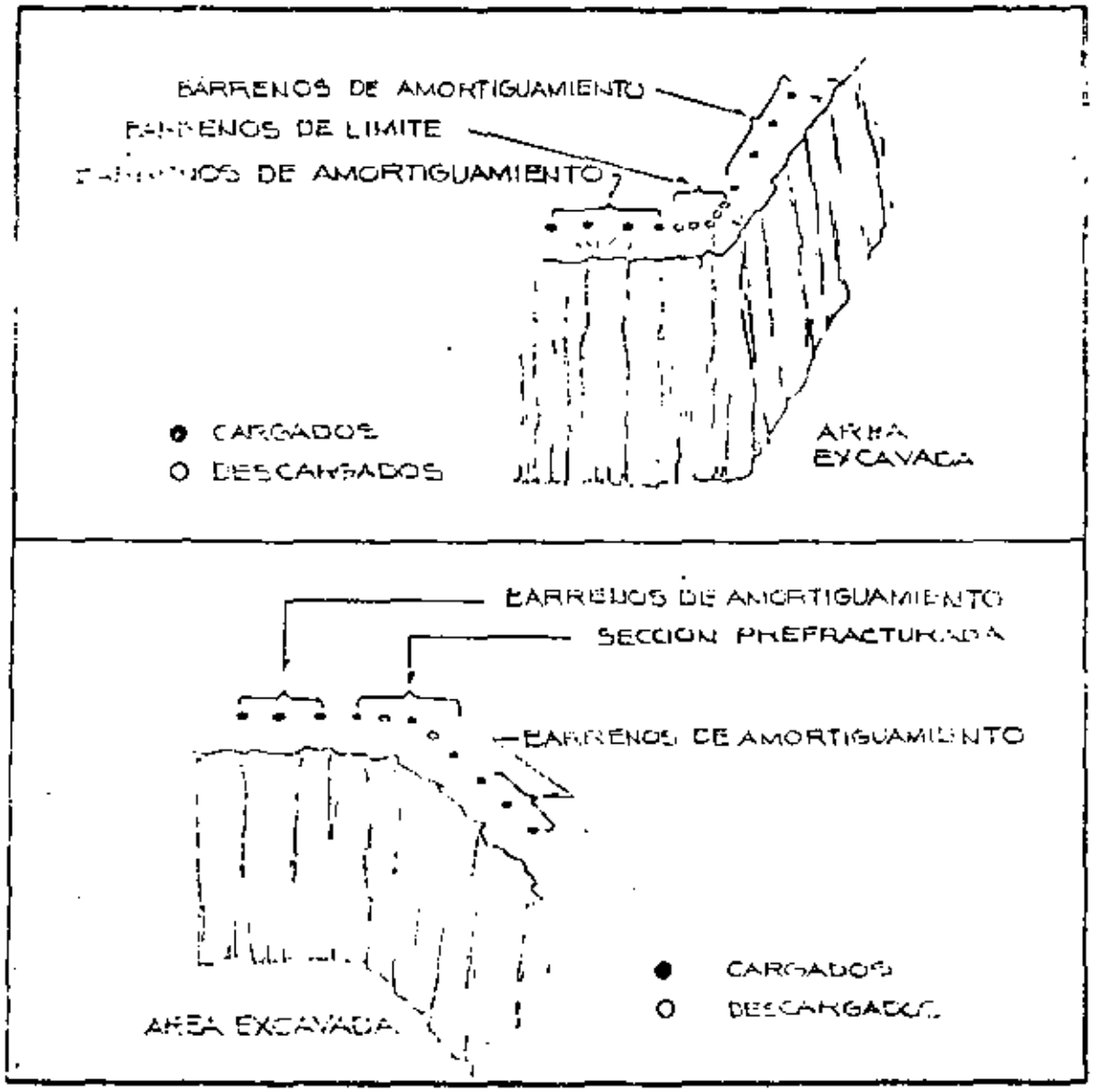
VENTAJAS.

La voladura Amortiguada ofrece ciertas ventajas, tales como:

Mayores espaciamientos entre barrenos para reducir los costos de perforación.

Mejores resultados en formaciones no consolidadas.

Figura 10.



VOLADURAS AMORTIGUADAS EN FRENTES, EN ESQUINA O EN RINCON.

El mejor alineamiento obtenido con barrenos de gran diámetro permite perforar barrenos más profundos.

VOLADURAS PERFILADAS O DE AFINE.

PRINCIPIO.

Puesto que el uso de este método en trabajos a descubierto es prácticamente idéntico a los de la Voladura Amortiguada, se tratará sobre su aplicación solamente en trabajos subterráneos.

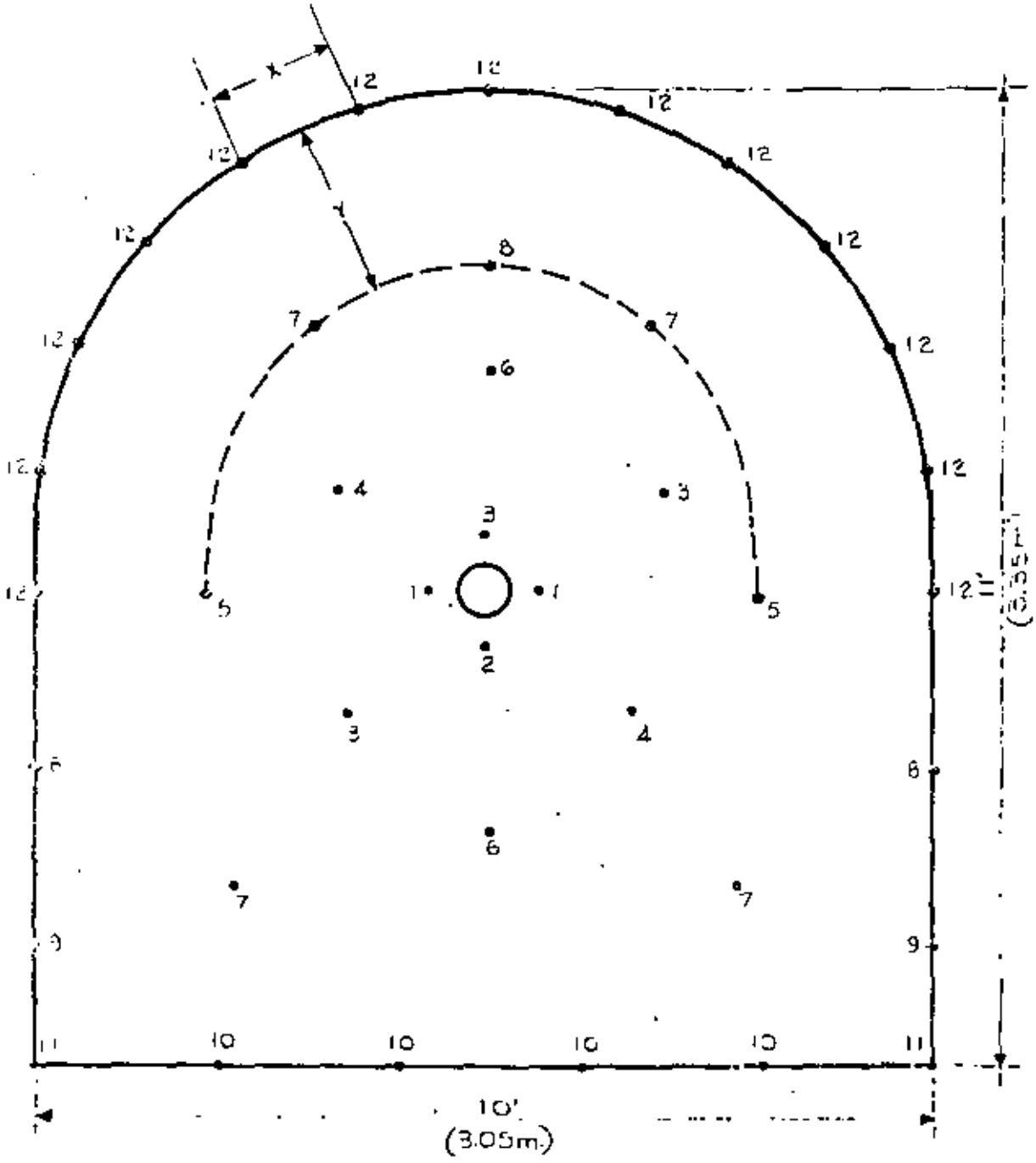
El principio básico de la Voladura de Afine es el mismo que el de la Voladura Amortiguada: Se hacen barrenos a lo largo de los límites de la excavación y se cargan con poco explosivo para eliminar el banco final. Disparando con un mínimo de retardo entre los barrenos, obtiene un efecto cortante que proporciona paredes lisas con un mínimo de sobreexcavación.

APLICACION.

Trabajos subterráneos.- En frentes subterráneos, en donde la roca del techo y de los contrafuertes se derrumba y desmorona por la falta de consolidación del material, el exceso de rompimiento es común debido a la acción triturante de las voladuras.

Empleando el método de la Voladura Perfilada ó de Afine con cargas ligeras y bien distribuidas en los barrenos perimetrales, se requieren menos soportes y resulta una menor sobreexcavación. Aún en formaciones homogéneas más duras, este método proporciona techos y paredes más lisos y más firmes.

Figura 11.



PLANTILLA TIPICA PARA EXPLOSIONES

RETARDADAS EN GALERIAS DE AVANCE

La voladura perfilada en trabajos subterráneos utiliza barrenos perimetrales en una relación de aproximadamente 1½ a 1, entre el ancho de la berma y el espaciamiento usando cargas ligeras, bien distribuidas y disparadas en el último período de retardo de la voladura. (Ver Fig. 11). Estos barrenos se disparan después de los barrenos de pata ó pié para asegurar que la roca fragmentada se desplace lo suficiente para ofrecer el máximo desahogo a los barrenos de la Voladura Perfilada. Este franqueo permite la libre remoción del banco final y produce menos fractura más allá del límite de la excavación.

Las cargas pequeñas bien distribuídas en los barrenos perimetrales usando plantillas y retardos convencionales, han producido regularmente resultados satisfactorios. La Tabla IV proporciona las plantillas recomendadas y las cargas en libras por pié, para la Voladura Perfilada.

Puesto que no es conveniente ni práctico atar cargas a las líneas de Primacord en barrenos horizontales, la Voladura Perfilada se realiza cargando a carril cartuchos de dinamita de baja densidad de pequeños diámetros para obtener, tanto cargas pequeñas, como su buena distribución a lo largo del barreno.

VENTAJAS.

La voladura Perfilada ó de Afine ofrece dos ventajas principales:

Reduce el rompimiento excesivo que produce los métodos convencionales.

Requiere menos ademe.

TABLA IV.

VOLADURA PERFILADA.

DIAMETRO DEL BARRENO EN PULGADAS.	*ESPACIAMIENTO EN (1) PIES*	*BERMA EN PIES (1)*	*CARGA EXPLOSIVA LIBRAS/PIE (1)*
1 ½ - 1 3/4	*2*	*3*	*0.12 - 0.25*
2	*2 ½*	*3 ½*	*0.12 - 0.25*

(1). - Dependen de la naturaleza de la roca.

Las cifras anotadas son - promedios.

###

PREFRACTURADO

PRINCIPIO.

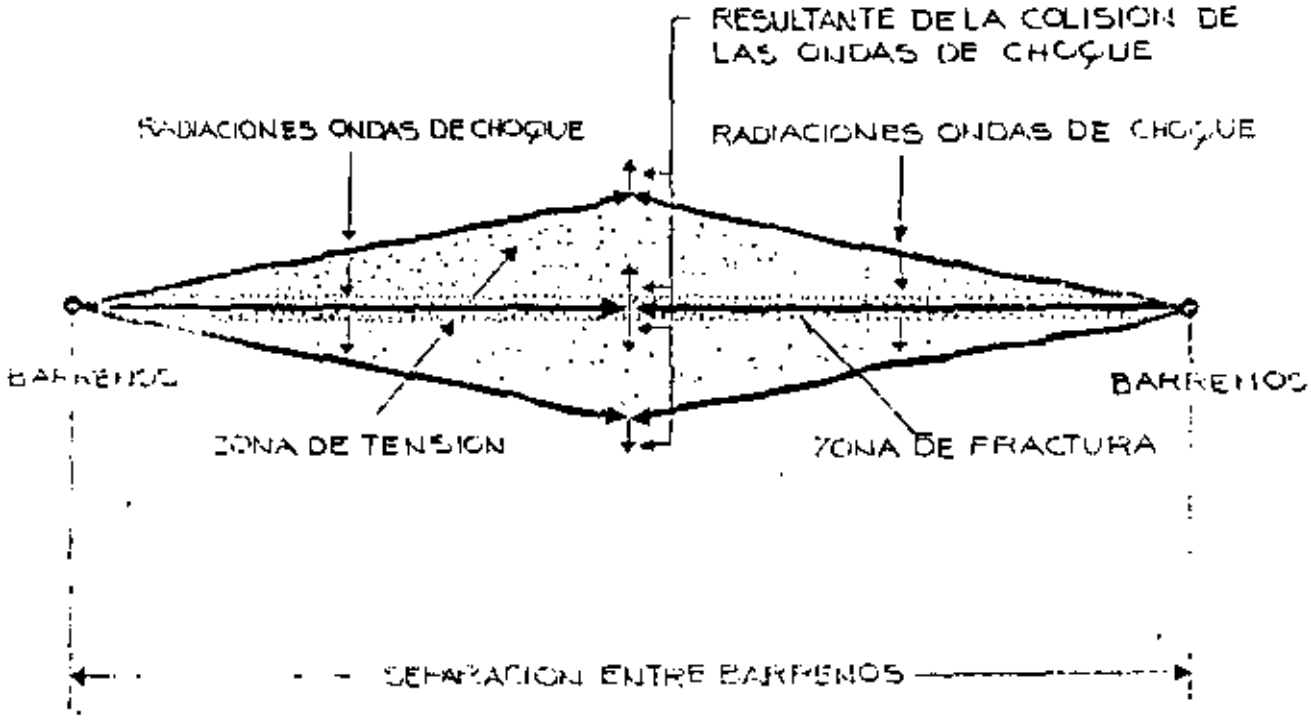
El Prefracturado, también llamado Precortado ó Pre-ranurado comprende una fila de barrenos a lo largo de la línea de excavación. Los barrenos son generalmente del mismo diámetro (2" - 4") y en la mayoría de los casos, todos cargados. El Prefracturado difiere de la Barrenación en Línea, de la Voladura Amortiguada y de la Voladura -- Perfilada, en que sus barrenos se disparan antes que cualquier ba-- rreno de los de alguna sección de la excavación principal inmediata.

La teoría del prefracturado consisten en que cuando dos cargas se -- disparan simultáneamente en barrenos adyacentes, la colisión de los ondas de choque procedentes de los barrenos rompe la pared de roca intermedia y origina grietas entre los barrenos. (Ver Fig. 12.). Con cargas y espaciamientos adecuados, la zona fracturada entre los barrenos se constituirá en una agosta franja que la voladura principal puede romper con facilidad. El resultado es una pared lisa casi no produce sobreexcavación.

El plano prefacturado refleja parte de las ondas de choque procedentes de las voladuras principales inmediatamente posteriores impi-- diendo que sean transmitidas a la pared terminadas, reduciendo al mínimo la fracturación y la sobreexcavación. Esta reflexión de las ondas de choque de las voladuras principales también tiende a reducir la vibración.

###

Figura 12.



PRINCIPIO DE PREFACTURADO.

N O T A . - Si los barrenos están sobrecargados, la zona de fractura se extenderá hacia los lados y aún más allá de la zona de tensión.

###

APLICACION.

Trabajos a cielo abierto. - Los barrenos para prefracturar se cargan de manera similar a los barrenos para voladuras amortiguadas, esto es, se forman cargas "en rosario" de cartuchos enteros ó partes de cartucho, de 1" ó 1 ½" de diámetro, por 8" de largo, espaciados a 1 a 2 piés centro a centro.

Como en las Voladuras Amortiguadas, los barrenos se disparan generalmente en forma simultánea, usando una línea troncal de Primacord. Si se disparan líneas demasiado largas se pueden retardar - algunos tramos con estopines MS a Conectores Primacord MS.

En roca sin consolidación alguna, los resultados se mejorarán utilizando barrenos-guía ó de alivio (sin carga), entre los barrenos -- cargados, provocando así el corte a lo largo del plano deseado. Aún en formaciones más consistentes, los barrenos-guía colocados entre los cargados, dan mejor resultado que aumentando la carga explosiva por barreno.

Los espaciamientos promedio y las cargas por pié de barreno se dán en la Tabla V. Estas cargas anotadas son para las condiciones de rocas normales y pueden obtenerse utilizando cartuchos de dinamita -- convencionales, fraccionados ó enteros, espaciados y ligados a líneas de Primacord, ("rosario").

La profundidad que puede prefracturarse de una sola vez, nuevamente depende de la habilidad para mantener un buen alineamiento de los barrenos. Las desviaciones mayores a 6" del plano de corte ----

###

TABLA V

CARGAS Y ESPACIAMIENTOS PROPUESTOS PARA EL PREFRACTURADO.

DIAMETRO DEL BARRENO EN PULGADAS.	*CARGA EXPLOSIVA EN LBS./PIE(1)(2)*	*ESPACIAMIENTO EN PIES (1)*
1 ½ - 1 3/4	0.08 - 0.25	1 - ½
2 - 2 ½	0.08 - 0.25	1 ½ - 2
3 - 3 ½	0.13 - 0.50	1 ½ - 3
4	0.25 - 0.75	2 - 4

(1) .- Dependen de la naturaleza de la roca.

(2). - El diámetro del cartucho debe ser igual ó menor que la mitad del diámetro del barreno.

deseado, darán resultados negativos. Generalmente la máxima -- profundidad que puede utilizarse para barrenos de 2" a 3½" de diámetro sin una desviación considerable en el alineamiento es de 50 piés.

Teóricamente, la longitud de una voladura para Prefracturar es - ilimitada. En la práctica, sin embargo, el disparar muy adelante de la excavación primaria puede traer problemas pues las carac-- terísticas de la roca pueden cambiar y la carga ser causa de un -- exceso de fractura en las zonas más débiles. Llevando el Prefrac- turado adelante únicamente a la mitad de la voladura principal si-- guiente (Ver Fig. 13) los conocimientos que se van obteniendo con las voladuras principales respecto a la roca, pueden aplicarse a los disparos de prefracturado subsecuentes. En otras palabras, las cargas pueden modificarse si es necesario y corre un menor - riesgo que si se dispara el total de la línea de excavación antes de avanzar con las voladuras principales.

El Prefracturado puede realizarse simultáneamente a la voladura principal retrasando sus barrenos con retardadores MS, de manera que los barrenos de Prefracturado estallen primero que los de la - voladura principal. (Ver Fig. 14).

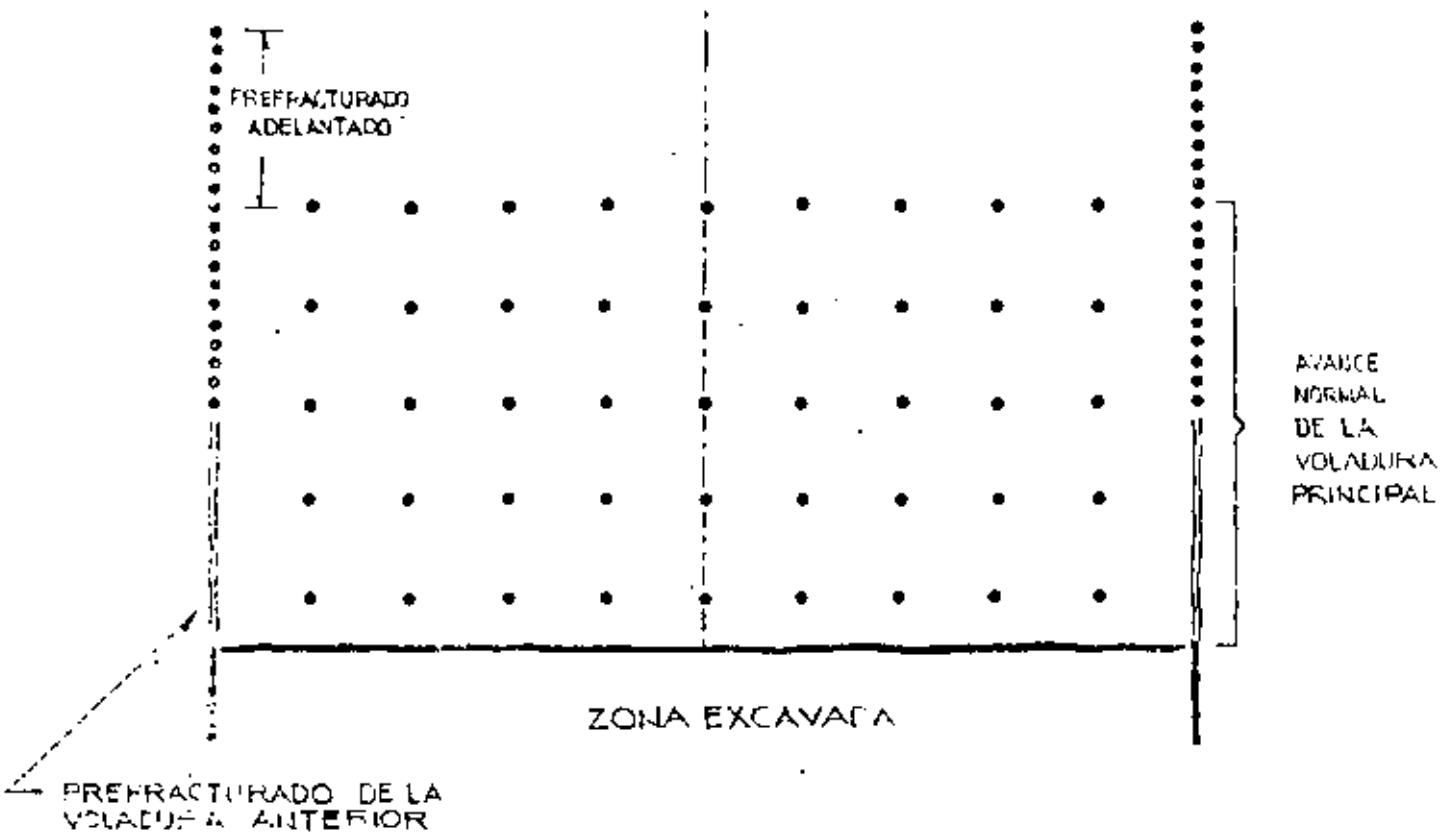
VENTAJAS.

El Prefracturado ofrece las siguientes ventajas:

Aumento en el espaciamiento de los barrenos-reducción de costos de barrenación.

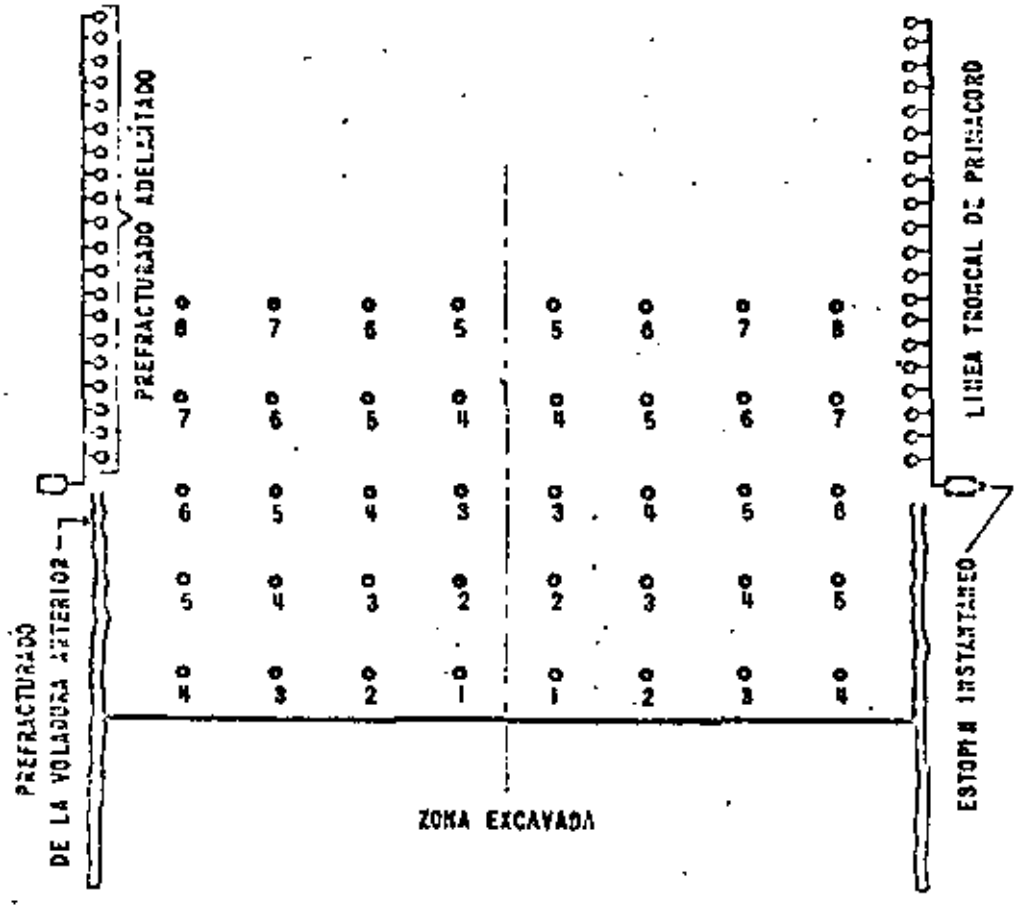
No es necesario regresar a volar taludes ó paredes después de la ex-

Figura 13.



PROCEDIMIENTO RECOMENDADO
PARA
EL PREFRACTURADO

FIGURA 14



PROCEDIMIENTO
DE EXPLOSIONES RETRASADAS DURANTE
LA VOLADURA PRINCIPAL EN EL PREFRACTURADO

cavación principal.

CARGA Y ACARREO.

A distancia corta para pedraplenes. Normalmente se usan tractores, pues sirven también para acomodar la roca. Esto ya se vió también en este curso.

A distancia corta para alimentar otra máquina (quebradora).

Se usó durante mucho tiempo pala y camiones. Con el perfeccionamiento de los cargadores frontales, especialmente los de neumáticos, estos han ido desplazando a las palas y camiones, haciendo ellos mismos las dos operaciones.

Los cargadores frontales también ya fueron vistos en este curso, sin embargo haremos un análisis de producción y veremos algunos puntos importantes relativos a un cargador frontal en una planta de trituración.

ESTUDIO DE PRODUCCION PARA CARGADOR FRONTAL Marca MICHIGAN, modelo 175-III, CON CUCHARON DE 5.5 Yds.3 A UNA DISTANCIA DE 550' CARGANDO ROCA CALIZA.

Cálculo del ciclo de carga y acarreo.

Carga y descarga (constante)	*.500'*
Acarreo.	
Cargado a 550' - a 9.95 MPH (velocidad 2a. y 3a.)	
$\frac{550}{9.95 \times 88}$	*.628'*
Vacio a 550' - a 17.85MPH (velocidad 3a. y 4a.)	*.350'*
Total del ciclo	*1.394'*

1.394' por ciclo entre 50' = 35.87 ciclos.

2.671 peso del material por Y3.

5.50 yardas el cucharón = 14690 lbs.

$$\frac{50'}{1.394} \times \frac{2.671 \times 5.50}{2000} = 263 \text{ tons.}$$

263 tons hora x 8 hrs. = 2104 tons.

2104 tons. x .9078 tons. met. = 1910 tons.métricos.

INDICACIONES UTILES PARA CARGA Y ACARREO CON CARGADOR FRONTAL DE NEUMATICOS EN UNA PLANTA DE -- TRITURACION.

1) Localización de la planta:

Lo más cerca posible, generalmente a unos 45 m. del banco.

2) Los caminos deben estar bien conservados, tener pocas curvas. Sus pendientes máximas deben ser 10% y en rampas cortas 20%. de más de 5% reduzca la producción en 2% / 1 %

3) Llantas.

Estas representan el mayor renglón de costos, es necesario vigilarlas.

4) Cucharones y dientes.

El cucharón debe ser considerado como artículo de desgaste. Salvo que el material sea poco común en peso, en contenido de finos, ó en características de carga el cucharón sugerido por el fabricante será la solución más adecuada.

Si no son necesarios los dientes en el cucharón para excavar, no los use puesto que el material tiende a escaparse entre los dientes estropeando el camino de acarreo.

CARGA Y ACARREO A DISTANCIAS LARGAS.

La carga de roca representa el mismo problema que en el caso anterior, y ya se vieron las ventajas del cargador frontal, el acarreo de roca solamente es económico en camiones especiales para ello, como son tipo Euclid.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería. unam

ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES DE OBRAS HIDRAULICAS
U R B A N A S

LIMPIEZA Y DESINFECCION

ING. GASTON MENDOZA G.
FEBRERO , 1979

LIMPIEZA Y DESINFECCION

Sistemas de distribución

Requisitos sanitarios

1. Cantidad suficiente de agua y presión adecuada
2. Conservar la calidad del agua
3. Circulación efectiva del agua. Ausencia de extremos muertos
4. Sistema estanco. Evitar fugas y presiones bajas
5. Tendido de tuberías que no afecten aguas de diferente calidad a la potable. Cuidado con cruces de líneas de agua y de alcantarillado
6. Evitar desagues de accesorios a cajas o líneas que conduzcan aguas negras o pluviales
7. Evitar las " conexiones cruzadas "
8. Realizar un número mínimo de pruebas bacteriológicas (Recomendaciones de la O.M.S.)

Desinfección de tuberías

Se apoya en el estándar AWWA C601-68

Aplicación. Líneas nuevas y líneas existentes que se hayan reparado por instalación de tramos nuevos

Contaminación de tubos. En el almacenamiento, durante la manipulación y en las zanjas

Limpieza de los tubos. En caso de requerirse, se llevan y - friegan las superficies interiores con agua o con soluciones bactericidas

Lavado inicial. Antes de la desinfección, se hace correr el - agua a una velocidad no menor de 0.8 m/s y con la presión disponible. Con esto se remueven partículas no adheridas con firmeza. Se - realiza después de las pruebas de presión hidrostática

Desinfección. Se aplica cloro en las formas siguientes por -- órden de preferencia:

a) Gas cloro en solución
b) Soluciones de hipoclorito de calcio de alta concentración (HTH, Perclorón, etc)
c) Soluciones de cal clorada

Dosis: 25 a 100 mg/l. La inferior para periodos de retención- de 24 horas. Tiempo mínimo de desinfección 1 hora

Cloro residual después de 24 h = 10 mg/l

Puntos de aplicación. Principio de la tubería o una sección - donde se localice una válvula de compuerta. Se emplea una llave de- inserción localizada cerca de la válvula

En los sistemas nuevos, se aplica el desinfectante en las - estaciones de bombeo o desde los tanques de almacenamiento

Desinfección de válvulas e hidrantes. Mientras las tuberías -

se llenan con la solución de cloro, las válvulas e hidrantes se operan para que también se desinfecten.

Lavado final y pruebas. Después de la desinfección, toda el agua clorada se descargará hasta que el agua que la reemplace sea cristalina, no tenga olor perceptible a cloro, y sea de calidad satisfactoria según análisis bacteriológicos. Se debe comprobar la calidad del agua bajo condiciones normales de operación y uso (3 o 4 días después de la desinfección).

Si los análisis indican que el agua no es segura, se repetirá la desinfección para obtener resultados satisfactorios. Si esto persiste se investigará cuidadosamente cuales son las causas de la contaminación del agua, para aplicar las medidas correctivas pertinentes.

Procedimientos.

Aplicación de gas cloro

La aplicación en solución es el mejor método de desinfección. Se requiere un clorador portatil con manguera, llave de inserción y un tubo difusor de plata. En la tabla 1 aparecen las velocidades de aplicación del gas cloro con diferentes gastos de agua para lograr una dosificación de 50 mg/l

Se controlará que el agua en la tubería corra lentamente durante la aplicación del cloro.

a) Se instala en la tubería la llave de inserción con un difusor de cloro

b) Se hace el lavado inicial

c) Se abre la válvula o hidrante aguas abajo del tramo por desinfectar, hasta que el agua descargue con un gasto seleccionado. Al clorador se le proporciona una presión de por lo menos tres veces la de la tubería.

d) Se toman muestras en la descarga, y se continúa el tratamiento hasta que se obtenga un agua fuertemente clorada

e) Se suspende la entrada de agua y de cloro

f) Se deja actuar el agua clorada por un periodo de preferencia de 12 o 24 h

g) Al final de ese periodo, se procede al lavado final, hasta que corra agua cristalina y sin olor perceptible a cloro

Aplicación de sales de cloro

Se pueden preparar soluciones concentradas, disolviendo hipocloritos de calcio o cal clorada en volumenes determinados de agua, se aplican con hipocloradores comerciales.

El gasto de descarga de la tubería se selecciona considerando el diámetro y la longitud para reducir el tiempo de introducción de la solución desinfectante.

Los hipocloradores no funcionan bien con soluciones muy concentradas y que lleven material sin disolver, ver tablas 2 y 3 para preparar y aplicar soluciones

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

1.- Salvato J. A, Jr., " Environmental Engineering and Sanitation ", John Wiley & Sons, Nueva York (1978)

2.- Clark, J. W, Viessman, W., y Hammer M. J. " Water Supply and - - Pollution control ", Harper & Row, Publ Nueva York, (1977)

3.- AWWA Especificación C601-68, Journal of the American Water Works Association, Sep 1968

4.- Babbitt H. E., Doland, J. J. y Cleasby J. L. " Water Supply Engineering ", Mc Graw Hill, N ıva York, 7a. edicion.

DESINFECCION DE TUBERIAS

T A B L A 1

Velocidades de aplicación de gas cloro en la desinfección de tuberías, para proporcionar una dosis de 50 ppm con diferentes gastos de agua.

Gasto de descarga (l/min)	Gas cloro (kg/24 h)
40	2.88
80	5.76
140	10.08
200	14.4
300	21.6
400	28.8
1000	72.0

DESINFECCION DE TUBERIAS

T A B L A 2

Cantidades requeridas de HTH, Perclorón o cal clorada para preparar 10 litros de Solución concentrada para la desinfección de tuberías, de manera de dosificar 50 ppm de cloro con diferentes gastos de agua.

Gasto de descarga (l/min)	Gramos de HTH o Perclorón (70% de cloro equivalente.)	Gramos de cal clorada (25% de cloro equivalente).
40	195	525
80	390	1050
140	683	1837
200	975	2625
300	1463	3937
400	1950	5250

N O T A: Se tomó como gasto de aplicación de la solución el correspondiente a un hipoclorador comercial (0.16 litros por minuto).

DESINFECCION DE TUBERIAS

T A B L A 3

Tiempos requeridos en minutos para llenar con agua clorada 30 metros de tubería.

Gasto de descarga (l/min)	Diametro, pulg 2	4	6	8	10	12
40	2	6	14	24	38	55
80	-	3	7	12	19	27
140	-	2	4	7	11	16
200	-	-	3	5	8	11
300	-	-	2	3	5	7
400	-	-	-	2	4	5

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

RELACIONES HUMANAS

ING. GABINO GRACIA C.
FEBRERO, 1979

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 primer piso México 1, D. F Tel: 521-40-20

1.- EL HOMBRE COMO SER SOCIAL.

Las relaciones humanas en las obras públicas deben considerarse como un enfoque de la psicología del trabajo. Pero, ésta no puede entenderse bien sin un conocimiento previo y exhaustivo de la psicologia social. Debemos partir, pues, del principio de que el comportamiento del hombre es completamente diferente cuando se encuentra aislado, o cuando forma parte de un grupo.

En realidad, ningún ser humano se halla completamente aislado. Siempre y en todo lugar es miembro de una familia, mantiene relaciones con otros hombres, forma círculos. En los pueblos civilizados es ciudadano de una nación, y en el mundo de la industria forma parte de un equipo laboral. El hombre es, pues, como ya lo dijera Aristóteles, un ser eminentemente social. El hombre vive en sociedad y esa sociedad formada por hombres como él constituye su contorno vivo, esto es, su ambiente social.

Dada su naturaleza social, el hombre nunca puede actuar totalmente solo. Siempre lo hace dentro de un grupo humano, aunque sea muy reducido. Para subsistir, debe adaptarse irremisiblemente a la comunidad grupal de que forma parte. Pero, además de los seres que lo rodean y que son personas como él, desde el instante de nacer ya encuentra ciertas formaciones, ciertas estructuras, ciertos productos especificamente sociales, que fueron elaborados anteriormente por la vida en común,

En general, estos productos sociales consisten en modos de obrar, de pensar y de sentir exteriores al individuo, y se imponen a él con una especie de fuerza coercitiva. Así, por ejemplo, no podemos sustraernos a la acción compulsiva del idioma si queremos comunicarnos con los demás. Tampoco podemos sustraernos a las costumbres ni a las leyes que rigen el grupo social y que son su producto espiritual. Tanto el idioma como las leyes, como las costumbres, existen antes del nacimiento del individuo, antes de la integración del grupo.

Si bien el hombre recibe y da para emplear los términos de Spranger, cada ser humano actúa en forma diferente, de acuerdo con sus tendencias, con sus deseos y preferencias.

Cada individuo, en efecto, tiende y dirige su actividad hacia aquello que le resulta más valioso, es decir, hacia aquellos objetos que considera más importantes, o sea, que estima más y, a los cuales otorga mayor preferencia. El hombre realiza así una valoración de los objetos que pueden ser cosas, actos o pensamientos, etc. Se trata, por lo tanto, de una nueva clase de creaciones que llamamos valores.

Debemos señalar que los valores no son únicamente estímulos para la actividad individual, sino que también el grupo social se orienta hacia aquello que le resulta más valioso. Además, cada etapa de la civilización tiene un sistema especial de valores, y en cada momento histórico estos valores suelen ser los mismos para los hombres de dicha época.

En resumen, no se puede concebir al ser humano sin la noción de sociedad. Es, precisamente el contenido social lo que hace que un individuo sea una persona. Todo individuo, pertenece a una familia, a un pueblo, a una raza, a nación, a una época determinada y a un grupo profesional o gremial.

Todos estos factores de carácter social moldean la personalidad por múltiples influencias, entre las cuales ocupan el primer lugar la imitación, señalada en su tiempo por Gabriel Tarde, la educación y la sugestión. Por la imitación reproduce gestos, palabras y actos que percibe en otras personas, y los incorpora al acervo de su personalidad. Por la limitación, que es instintiva, podemos explicarnos los hábitos comunes a todo un grupo social, como sus costumbres, sus modismos, sus modalidades, puesto que organiza en forma más sistemática las influencias externas.

EL CRECIMIENTO DE LAS CIUDADES.

Las primeras ciudades se formaron hacia el año 5000 a.c., en Egipto, la India Mesopotamia, pero el número de habitantes citadinos en el mundo fue relativamente pequeño hasta el siglo XIX. La antigua Roma, probablemente la ciudad más grande que existió antes de la creación del Londres del XIX, no tuvo nunca, en sus épocas de mayor población, más de un millón de habitantes, hubo pocas ciudades grandes en Europa anteriores al siglo XIX: la Venecia del siglo XV tuvo algo más de 100 mil habitantes, el Londres, isabelino entre 100 y 200 mil, y Paris, durante el reinado de Luis XIV, cuando era la ciudad más grande de Europa, apenas llegó a los 200 mil. A pesar de estas poblaciones comparativamente pequeñas, las ciudades de Europa, y las de Asia y el Africa,ejercieron una gran influencia sobre sus sociedades. La historia, como se afirma a veces, se ha hecho en las ciudades; el ambiente rural y las tribus aisladas pueden jugar un papel histórico sólo por sus relaciones con la ciudad. Atada a la tierra, arraigada fuertemente en las tradiciones y con perspectivas limitadas al estrecho foco de la vida rural o tribal, la pequeña comunidad entra a la historia universal sólo cuando la la precipitan fuerzas extraños.

IMAGENES DE LA CIUDAD.

Desde sus primeros tiempos, la ciudad, como lugar de residencia y como forma de vida, ha sido objeto de hostilidad y de crítica.

Las imágenes que existen sobre las ciudades tienen otras consecuencias, quizás más importantes. Tanto los vicios como las virtudes atribuidos a la ciudad atraen a los campesinos o a los habitantes de las pequeñas ciudades, los cuales contribuyen en gran medida al desarrollo de la población urbana.

Es difícil demostrar el efecto real que tiene la imagen de la"ciudad dorada", como Thomas Wolfe la llamada, sobre la emigración, pero es aparentemente lógico que las promesas de lujo y riquezas, de deleites sensuales y de oportunidades culturales, y hasta la posibilidad de probar el fruto prohibido, contribuyan al movimiento hacia la ciudad.

De las muchas suposiciones que existen sobre las ciudades, es necesario distinguir aquellas que pretenden describir la vida urbana y la sociedad, de las que contienen juicios de valor.

En cuanto aumenta el número de habitantes, se presenta una mayor heterogeneidad de población. La ciudad recluta continuamente a sus habitantes de donde provengan, rancherías, pueblos quizás otras ciudades y hasta otras naciones y los inmigrantes traen consigo distintos valores, creencias y formas de vida.

En cuanto aumenta su tamaño, la ciudad exige una mayor división del trabajo y el surgimiento de nuevos oficios altamente especializados. El tamaño y la heterogeneidad impiden la familiaridad excesiva característica de la pequeña comunidad. La vida social individual se organiza mediante relaciones sociales formales e impersonales que rechazan la intimidad; la asociación formal sustituye a los grupos primarios y es el contexto en el que el individuo se mueve y realiza la mayor parte de sus rutinas cotidianas.

Cambios culturales son la consecuencia de estos cambios en las relaciones sociales. Como lo afirmaba Simmel, la variedad y el número de estímulos externos y de contactos sociales tienden a aumentar. Las exigencias psíquicas aumentan también e implican una capa más profunda de refinamiento (indiferencia, una actitud de tedio) y de racionalismo, a fin de que el individuo pueda protegerse de las constantes presiones del ambiente social.

La impersonalidad urbana, la diversidad y el racionalismo engendran también una tolerancia hacia lo diferente y falta de interés en la conducta de los demás que permiten y hasta propician la innovación y el rechazo a la tradición.

Cada individuo puede seguir nuevas líneas de acción, porque es capaz de evadirse de las coerciones inherentes a las relaciones íntimas. Si los demás desaprueban su conducta, puede cambiar de domicilio y de asociados para buscar a quienes participen de sus inclinaciones y creencias.

De aquí surge una multitud de mundos sociales en la ciudad, cada uno con sus propias creencias, valores y modos de acción, dentro de los límites que imponen las formas urbanas de control social.

La buena vecindad no es, por lo general, una virtud urbana, al contrario, desde el punto de vista de muchos ciudadanos es más bien un vicio, entendido como una molestia, una falta de respeto a la vida privada y la intromisión en los asuntos ajenos. " La proximidad espacial y la distancia social" son clisés sociológicos aplicados a la vida urbana, porque aun cuando los hombres estén envueltos en complidadas redes de relaciones primarias, sus asociados forman parte de ellas, más por sus intereses comunes o sus experiencias compartidas que por la proximidad en que viven. La buena vecindad no se incluye necesariamente, pero surge sólo en condiciones especiales: una larga residencia en un lugar determinado, donde las familias y los niños viven cerca, ciertas barreras físicas contrapesan áreas diferenciadas en las que se desarrollan lealtades locales, y las diferencias culturales entre las familias vecinas no son muy marcadas.

Las diferencias entre los distintos grupos que forman la ciudad las clases, los grupos étnicos y religiosos, las vecindades, son un obstáculo serio para formular generalizaciones sobre el contenido social de la ciudad como un todo.

Se han hecho muchos esfuerzos para descubrir los patrones ecológicos regulares de la ciudad, pero cada grupo de generalizaciones parece ser aplicable sólo a un número limitado de casos.

Aunque ninguna de las generalizaciones empíricas acerca de la forma espacial que adquieren las comunidades urbanas círculos concéntricos, sectores, núcleos múltiples son válidos cuando se aplican a ciudades de distinta topografía, historia y economía, ciertos tipos de áreas ecológicas son recurrentes. En los distritos centrales de negocios se concentran los edificios administrativos, las grandes tiendas y un conjunto heterogéneo de distintos establecimientos y servicios profesionales y de negocios. En estos centros hay pocas residencias, aunque suele haber hoteles para los turistas. El área que rodea este núcleo comercial, con sus tiendas de mayoreo y sus manufacturas ligeras, se describe a menudo como zona de transición, porque fue en el pasado una zona residencial, abandonada ahora por sus residentes, y que se caracteriza por su carácter mixto, como en el caso de la zona rosa y la Av. de los insurgentes.

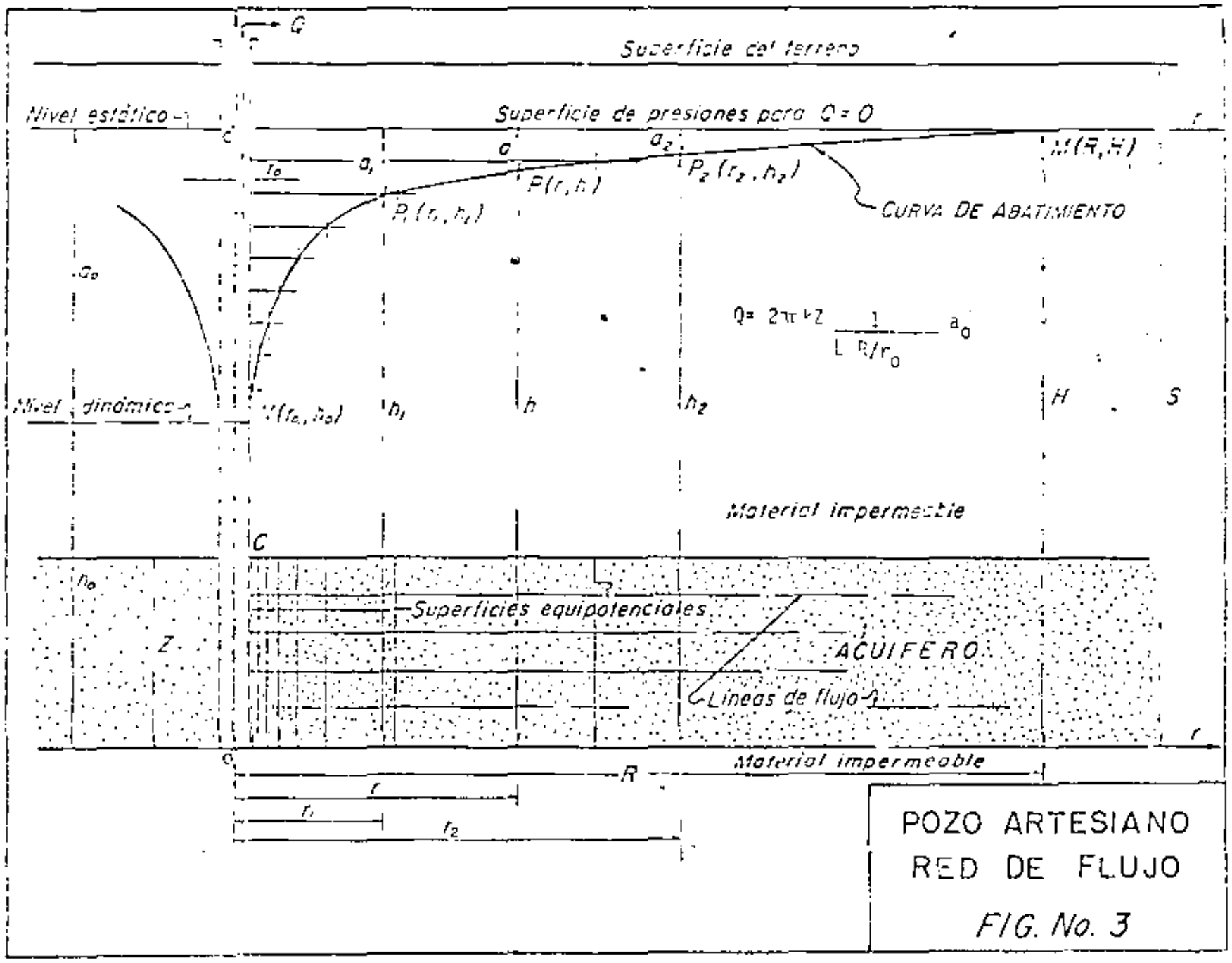
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

PRIMER CURSO DE ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES
DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

DETALLES HIDROLOGICOS Y CONSTRUCTIVOS DE POZOS.

ING. GILBERTO HARO OSIO.

FEBRERO, 1979



POZO ARTESIANO
RED DE FLUJO
FIG. No. 3

$$p = \frac{1}{L\,R/r_o} \qquad (21)$$

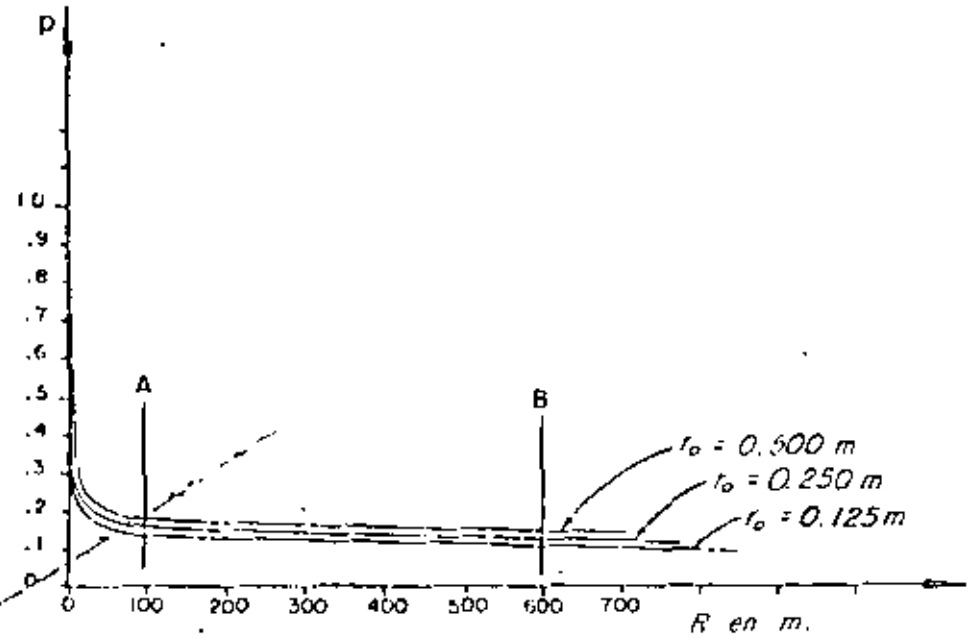
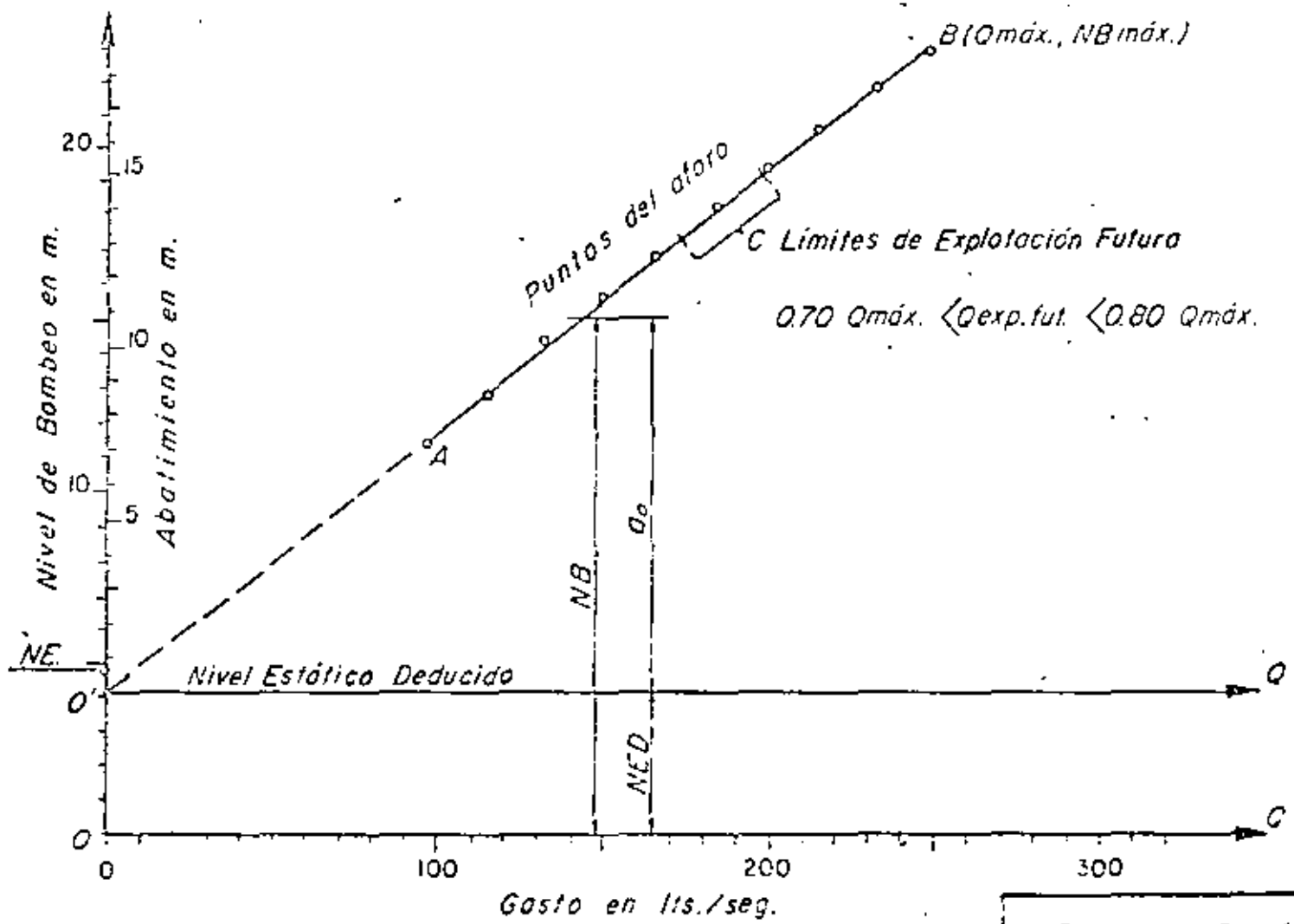


FIG. No. 4

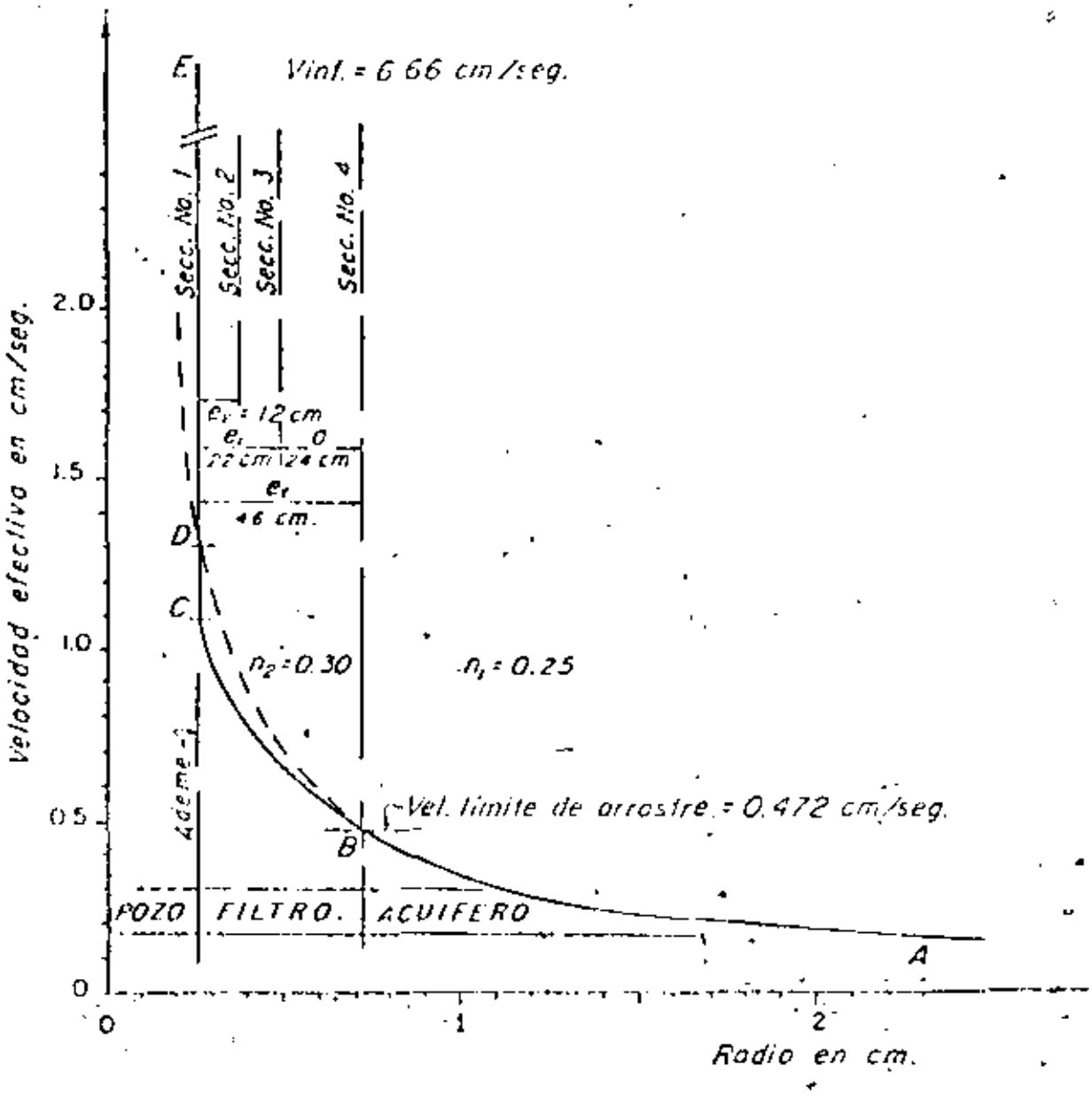


GRAFICA DE AFORO Y CURVA GASTO - ABATIMIENTO

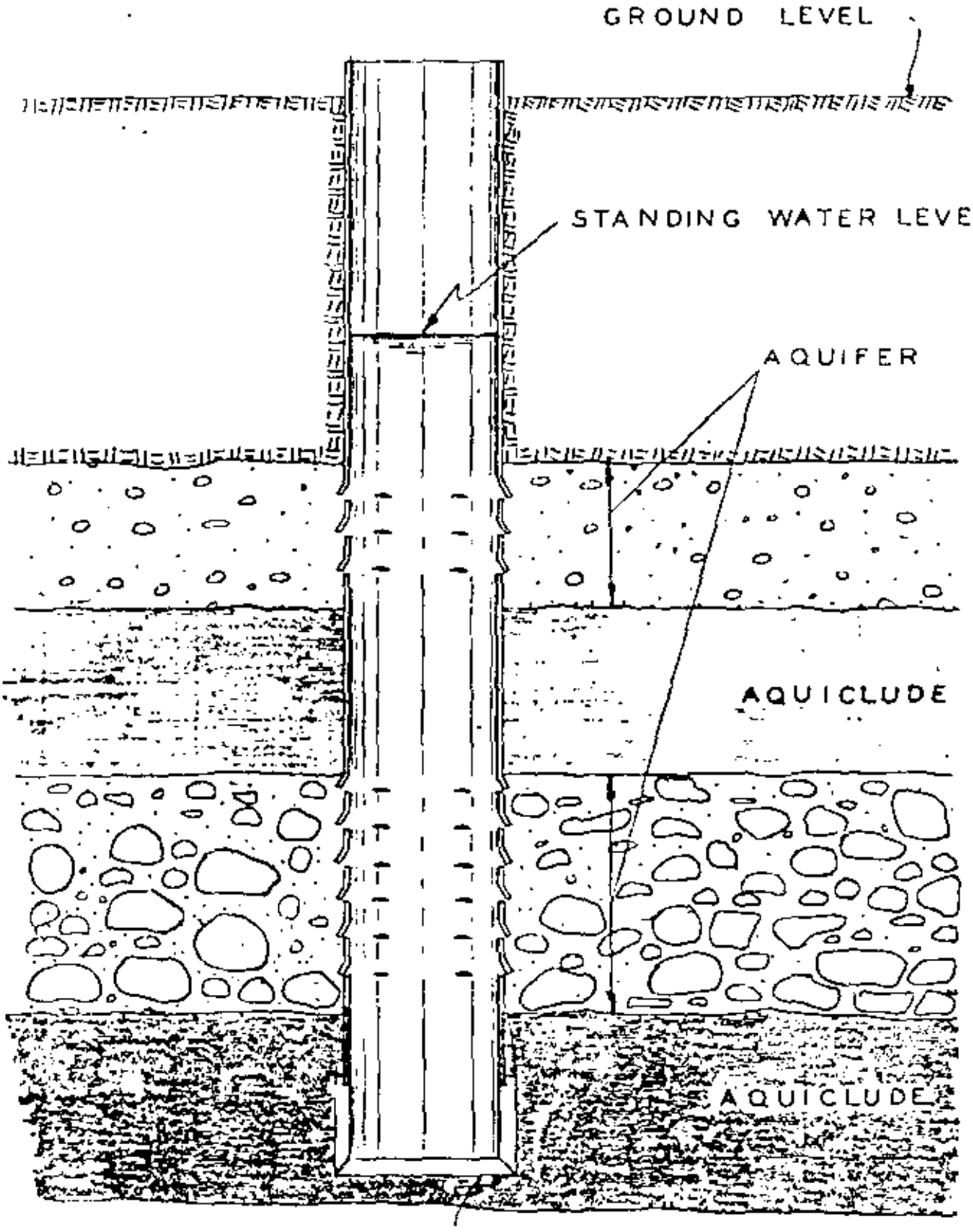
FIG. No. 5

Tiempos	Velocidad angular	Orificio	Calibrado	Nivel de bombeo	abatimiento (a_o)	Productividad (P)
		h	Q			
hora	rpm	cm	l/s	m	m	l/s/m
14	1700	165	249	22.94	18.09	13.7
15	1600	145	233	21.86	17.01	13.6
16	1500	125	216	20.65	15.80	13.6
17	1400	107	201	19.45	14.60	13.7
18	1300	91	185	18.25	13.40	13.8
19	1200	74	167	16.90	12.05	13.8
20	1100	61	151	15.60	10.75	14.0
21	1000	46	132	14.27	9.42	14.0
22	900	36	116	12.87	8.02	14.4
23	800	25	97	11.40	6.55	14.8

REGISTRO DE AFOROS

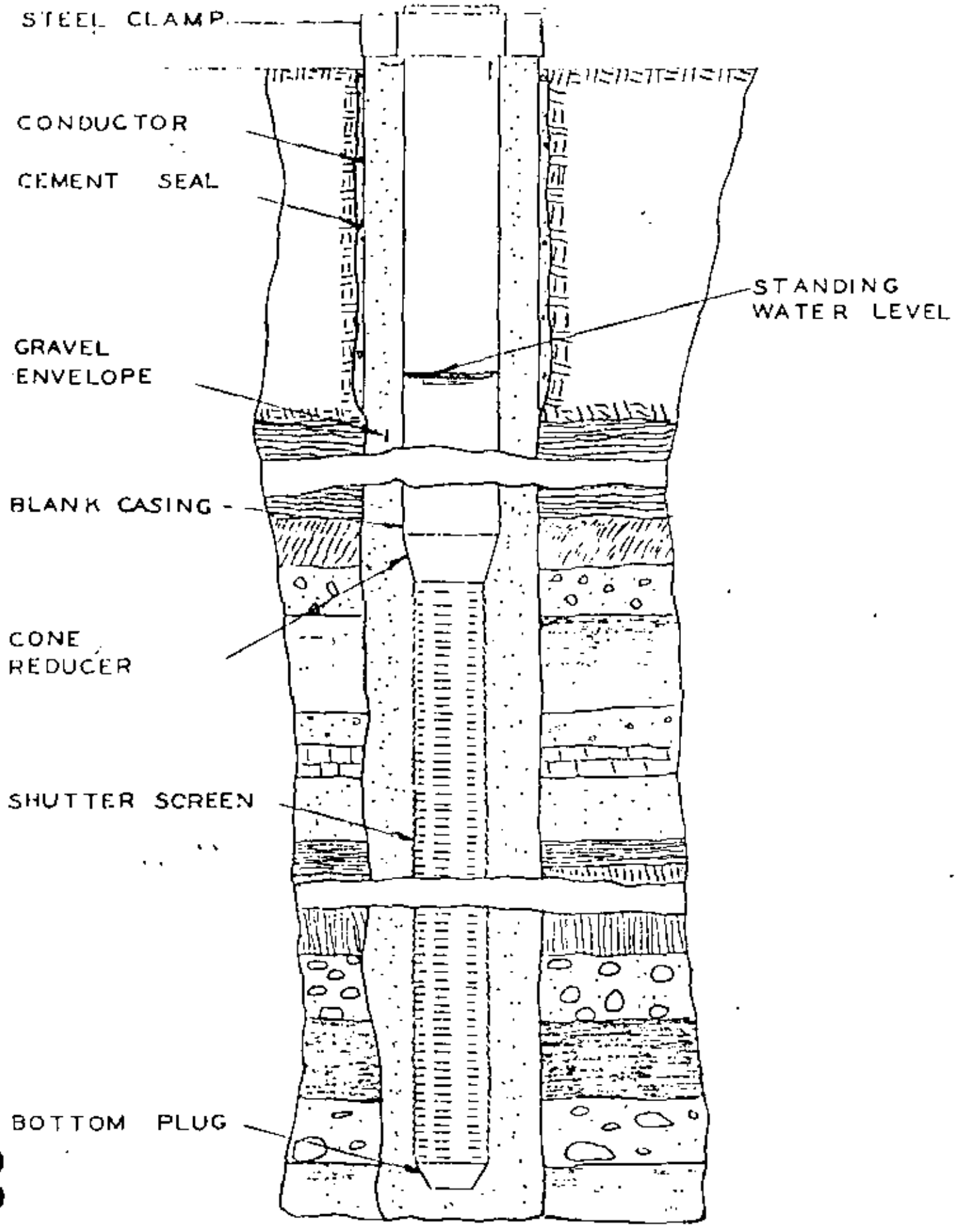


VELOCIDAD DEL AGUA EN LA VECINDAD DEL POZO



POZO TIPO PERFORADO CON

EQUIPO DE PERCUSION



POZO TIPO PERFORADO CON EQUIPO ROTATORIO

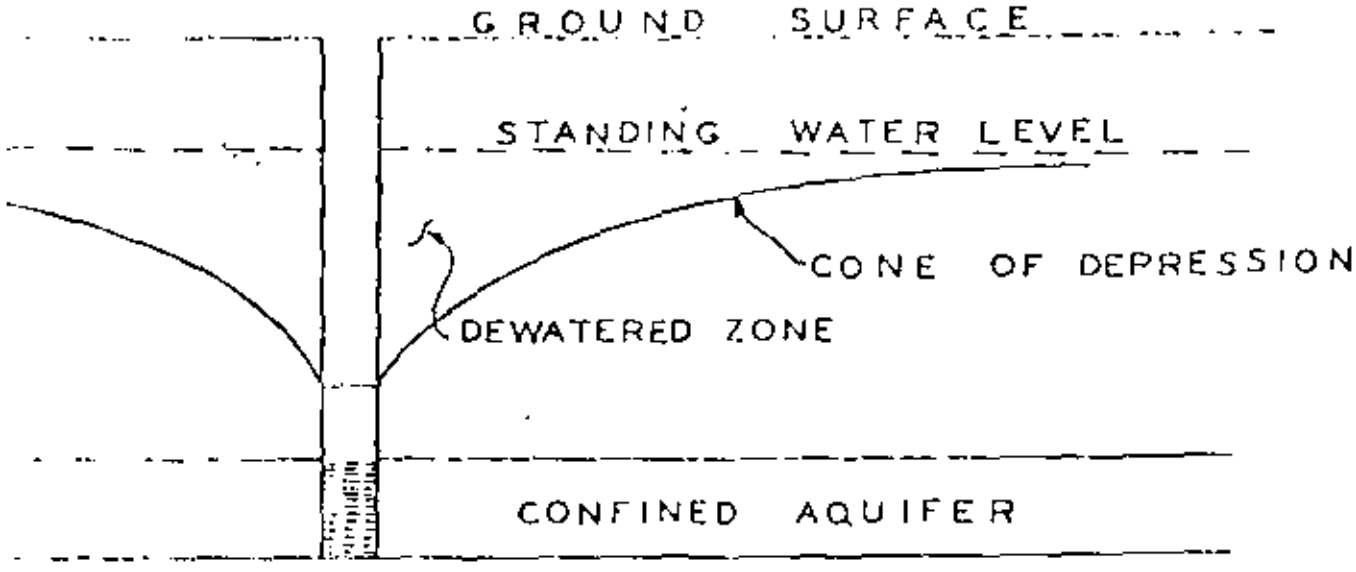
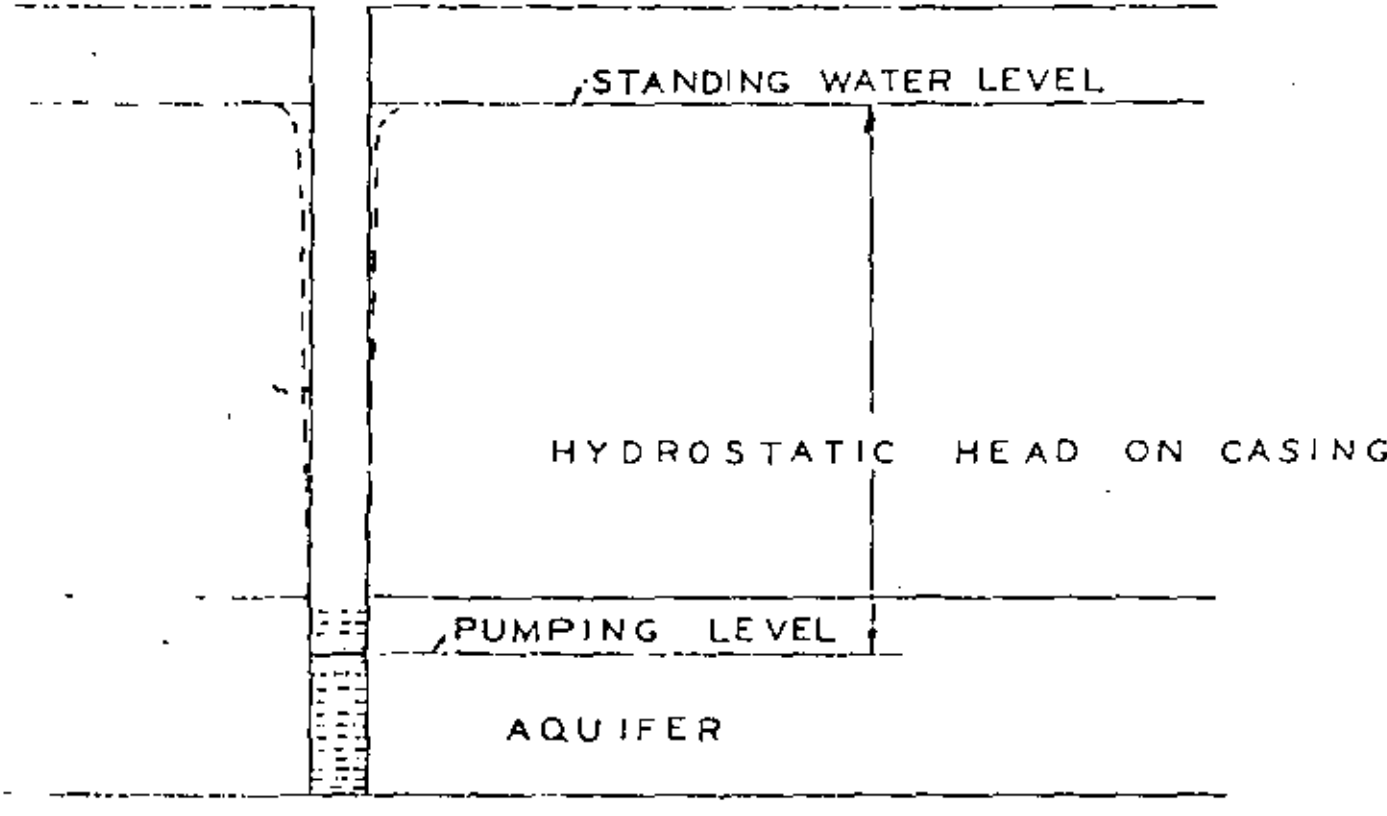
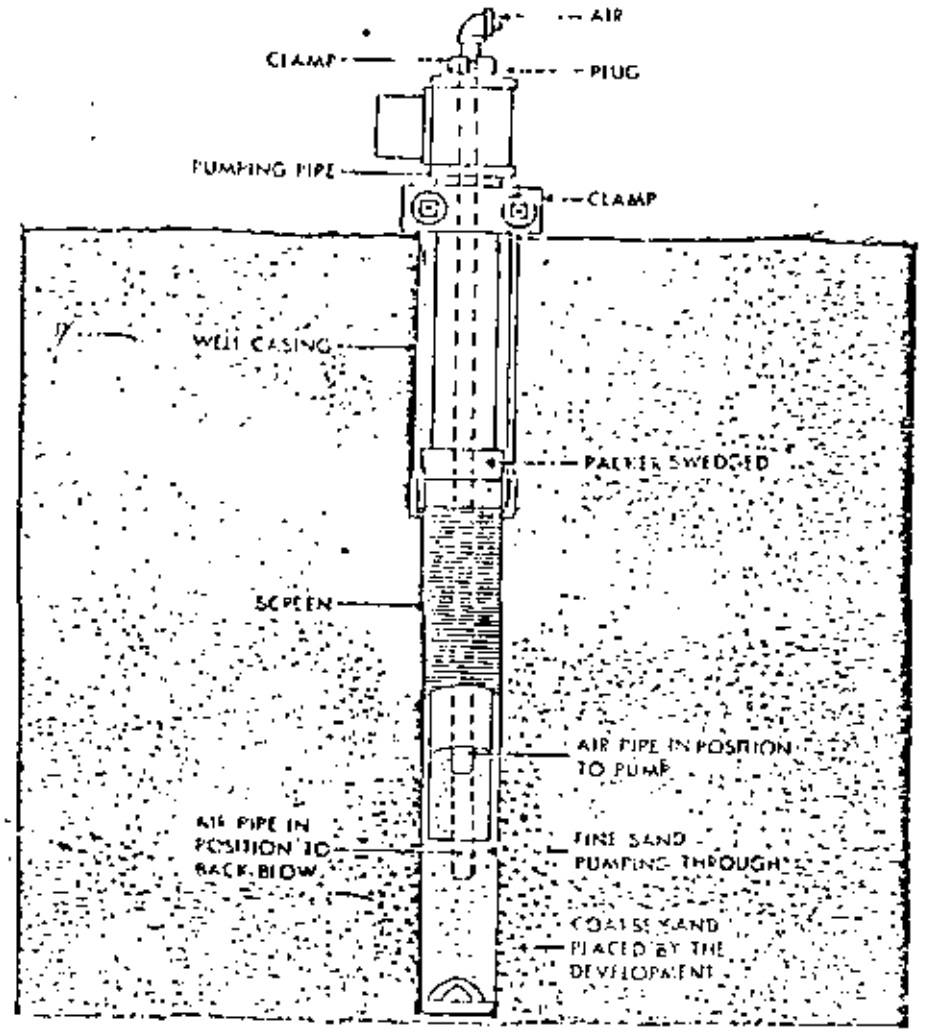


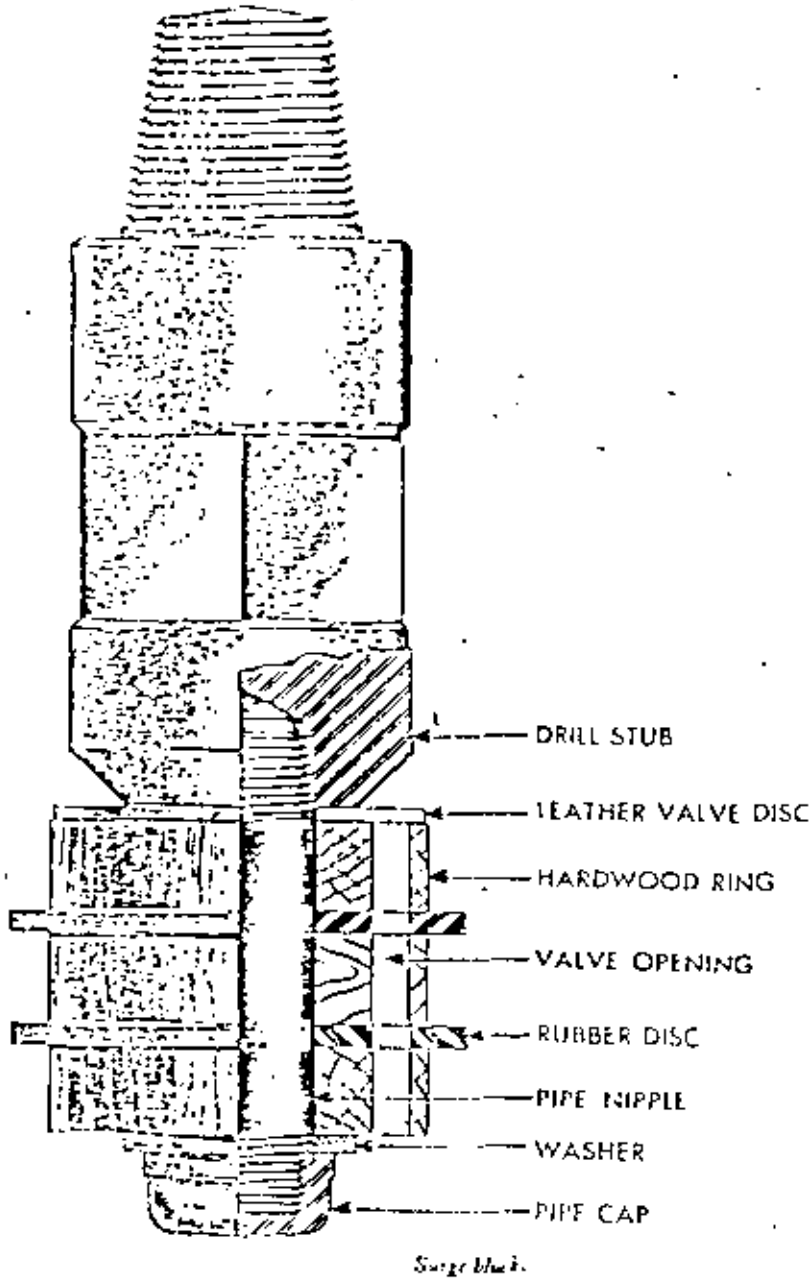
FIG 3 CONE OF DEPRESSION UNDER IDEAL CONDITIONS



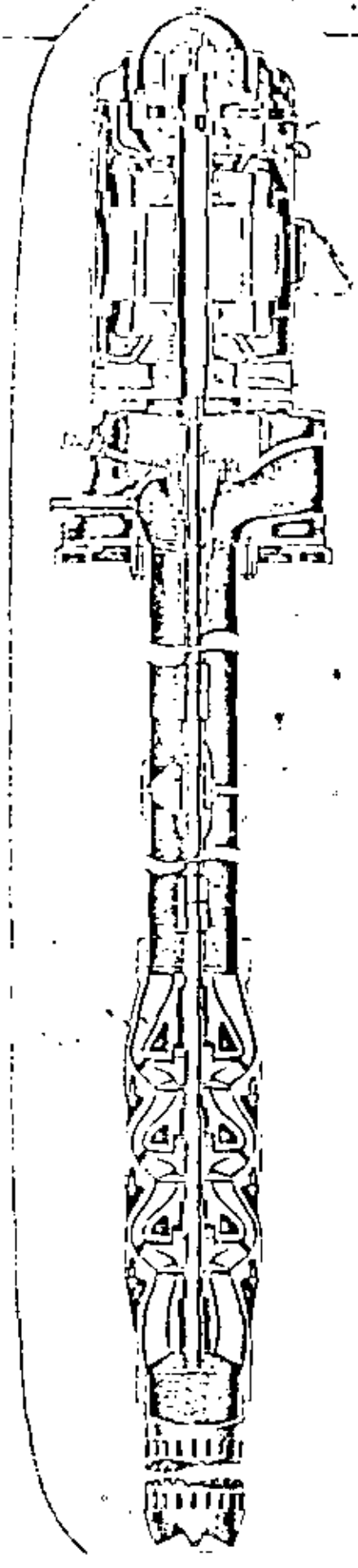
CONO DE DEPRESION MOSTRANDO LA CARGA HIDROSTATICA EN EL ADEME



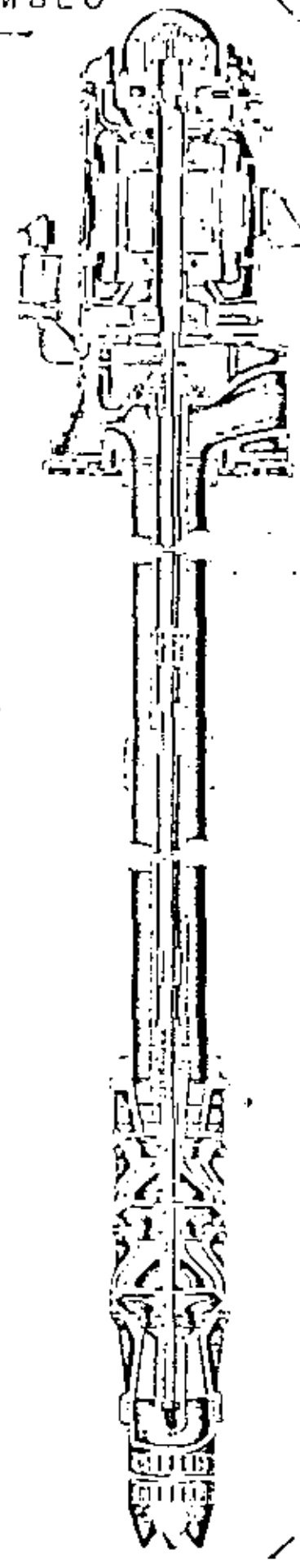
EQUIPO DE LIMPIEZA DE AIRE


DRILL STUB
LEATHER VALVE DISC
HARDWOOD RING
VALVE OPENING
RUBBER DISC
PIPE NIPPLE
WASHER
PIPE CAP
Sarge Black

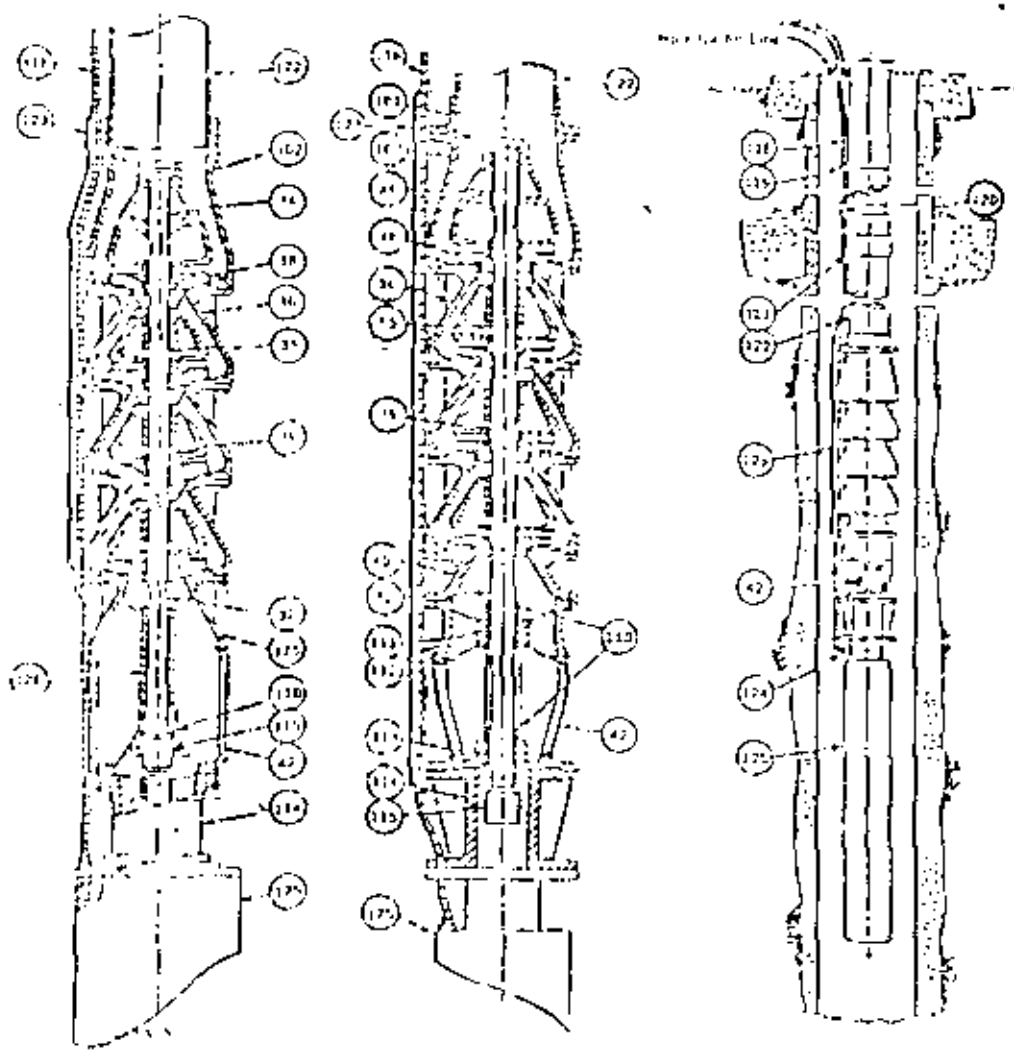
PISTON



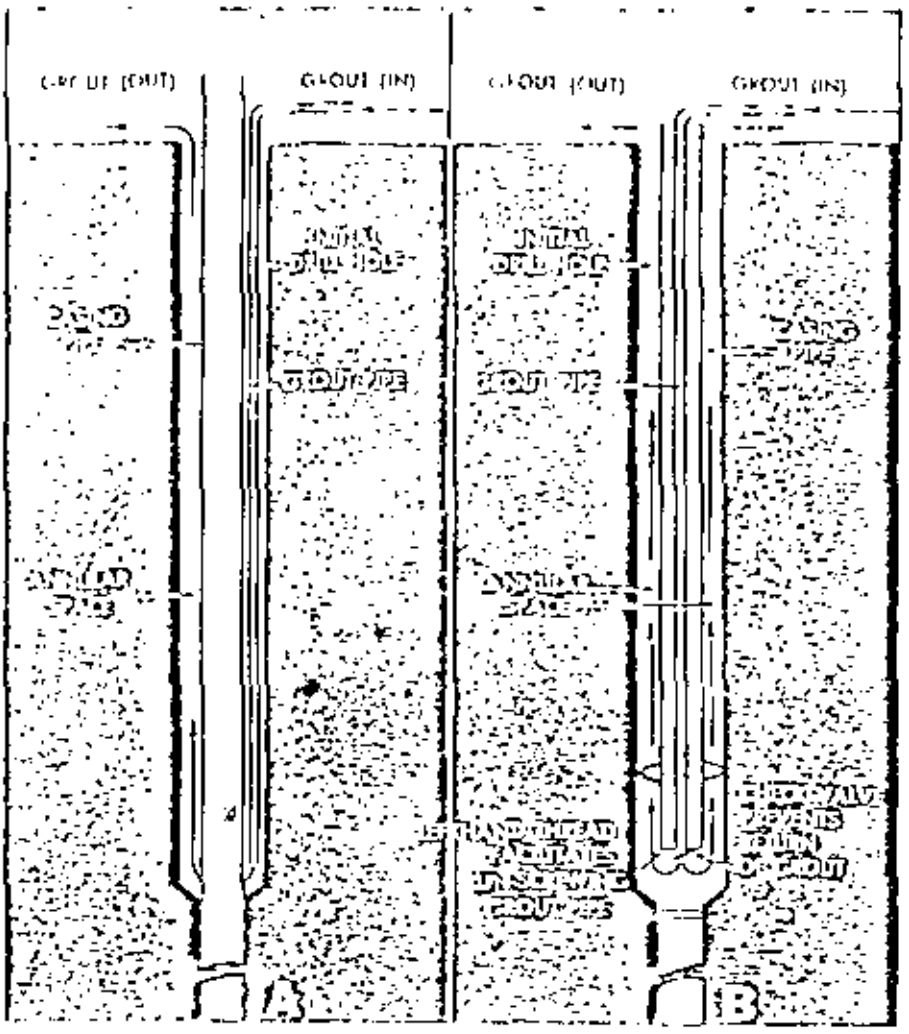
LUBRICACION CON AGUA



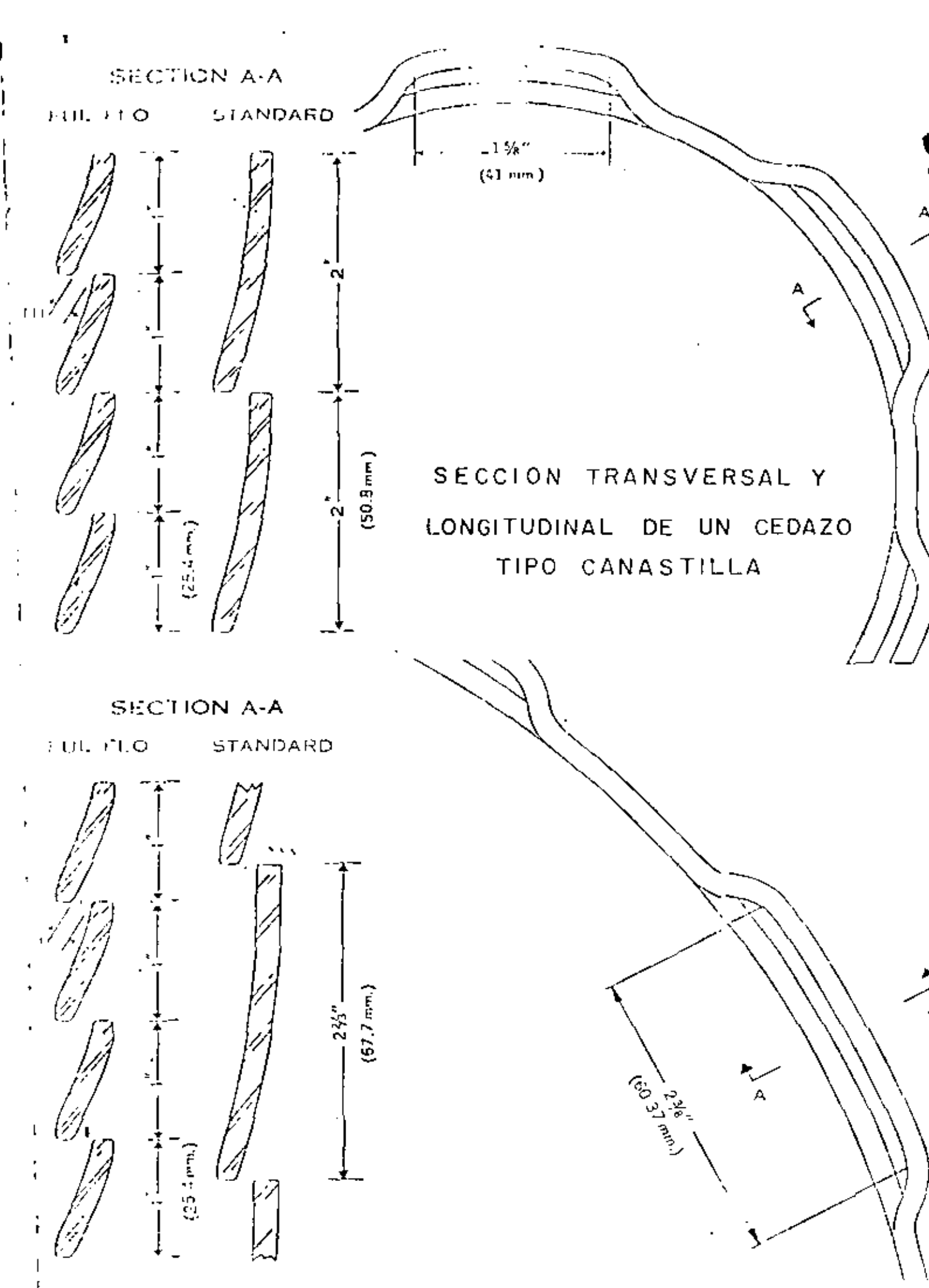
LUBRICACION CON ACEITE



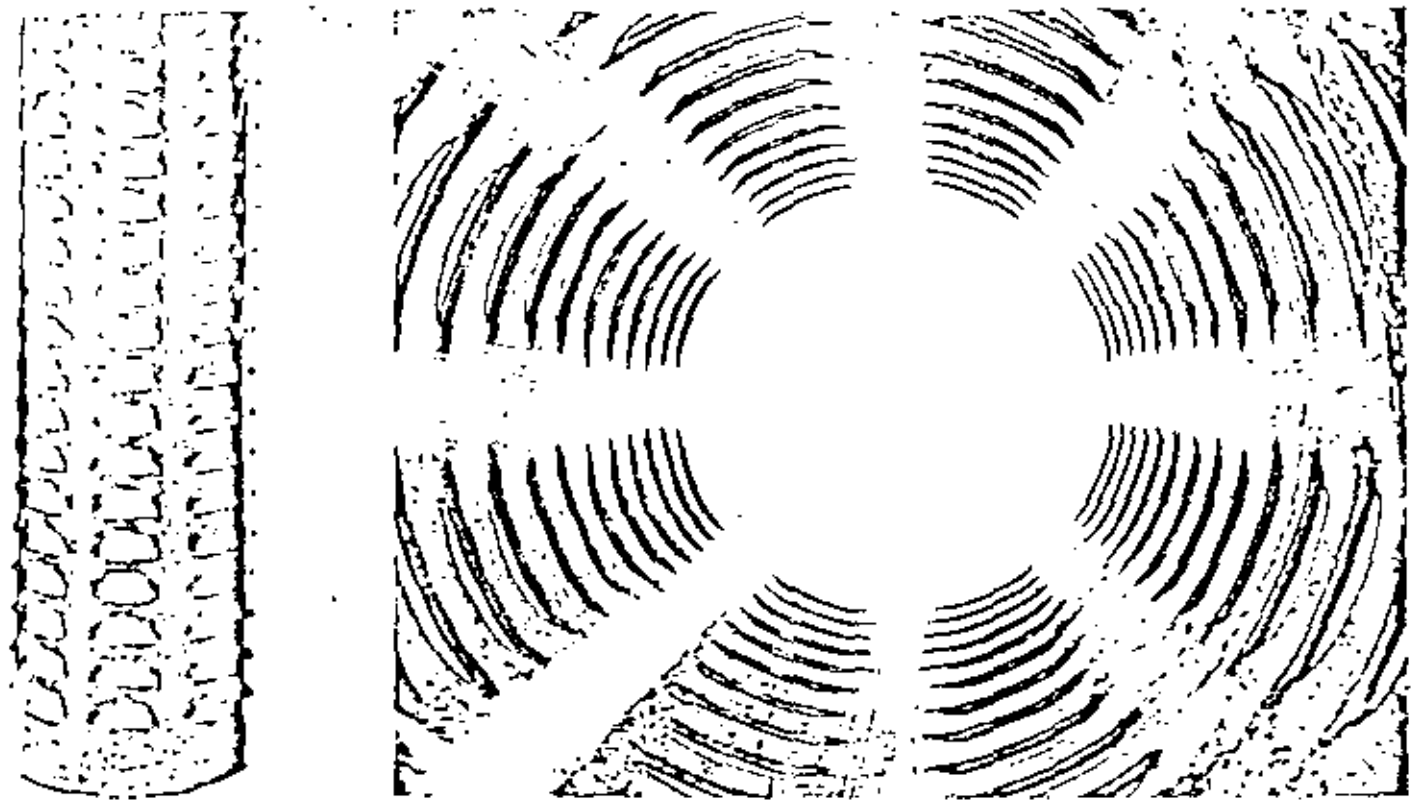
EQUIPO DE BOMBEO SUMERGIBLE



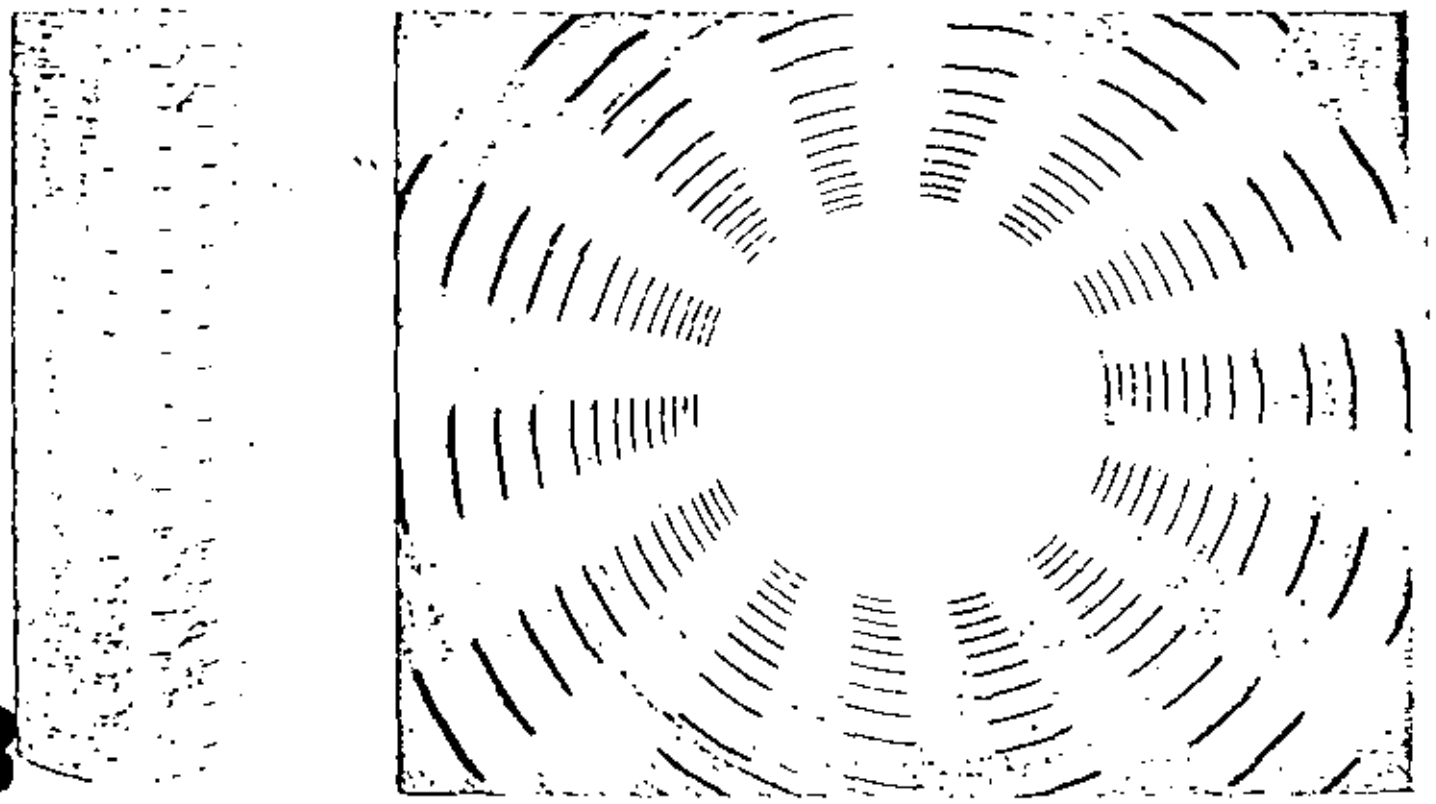
CEMENTACION DE TUBERIAS


SECTION A-A
STANDARD
1 5/8"
(41 mm)
A
2"
(50.8 mm)
(25.4 mm)
SECCION TRANSVERSAL Y
LONGITUDINAL DE UN CEDAZO
TIPO CANASTILLA
SECTION A-A
STANDARD
2 3/8"
(67.7 mm)
2 3/8"
(60.37 mm)
A

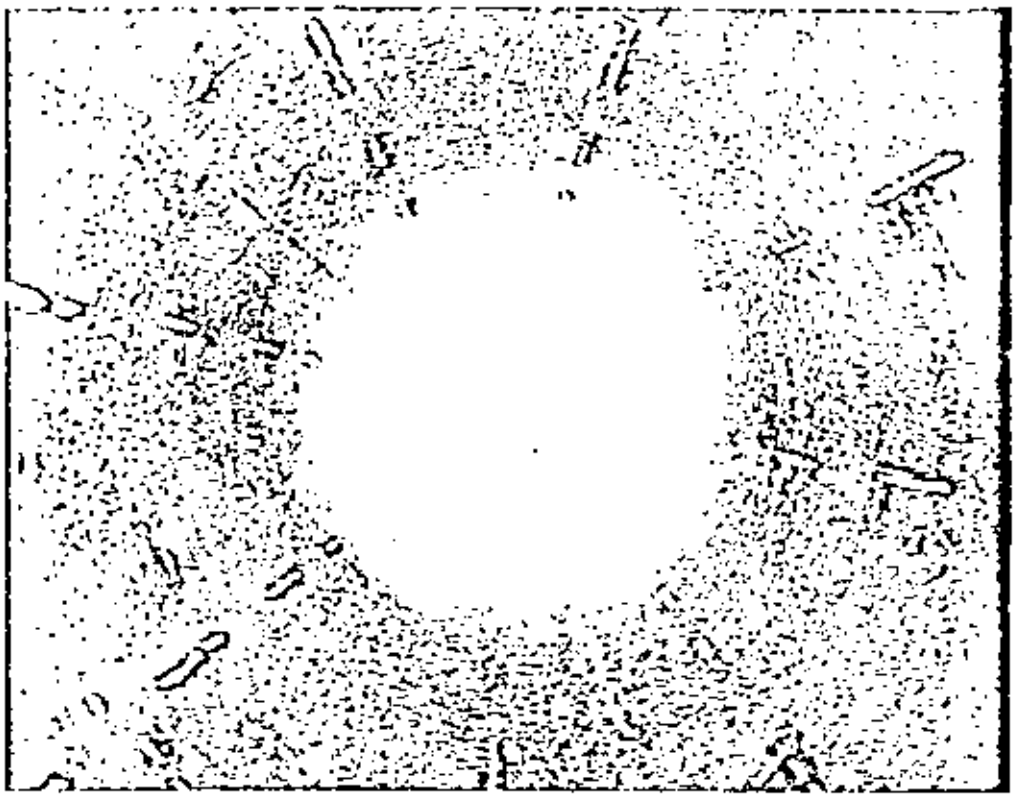
CEDAZO TIPO CANASTILLA

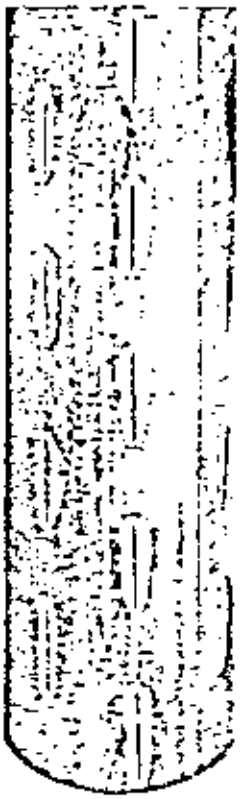


TUBERIA RANURADA

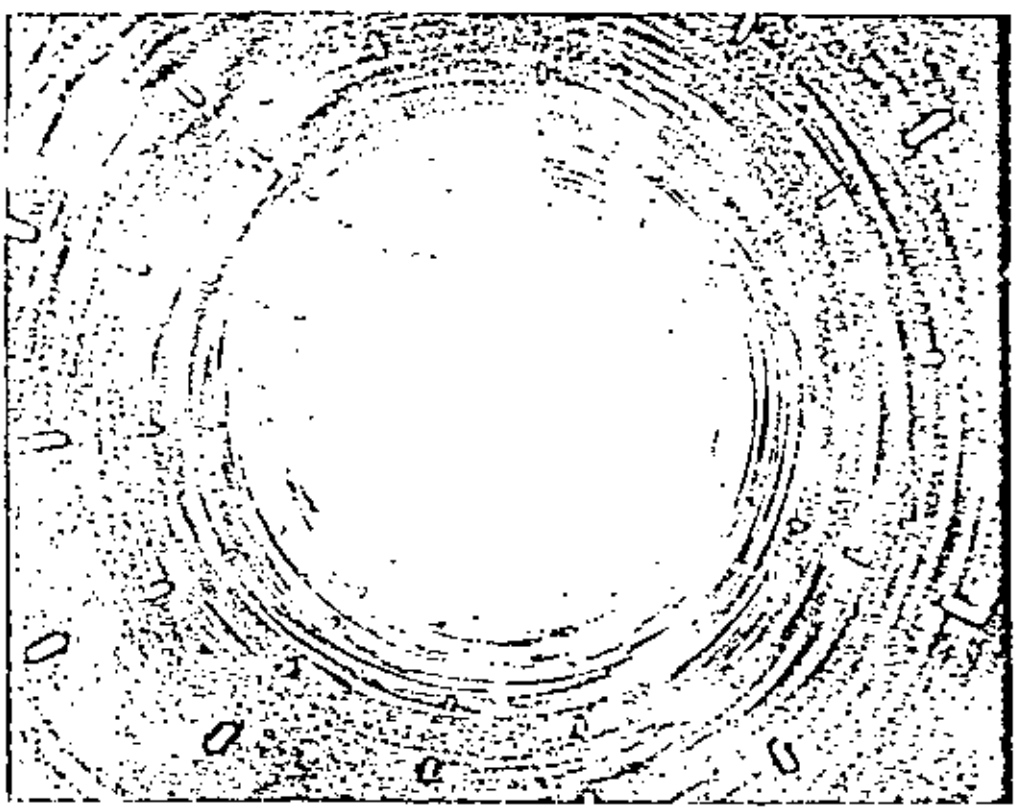


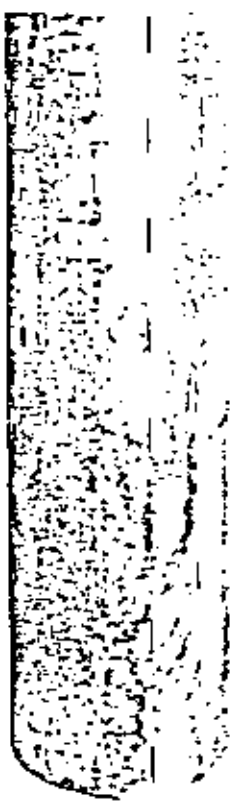
TUBERIA RANURADA CON SOPLETE



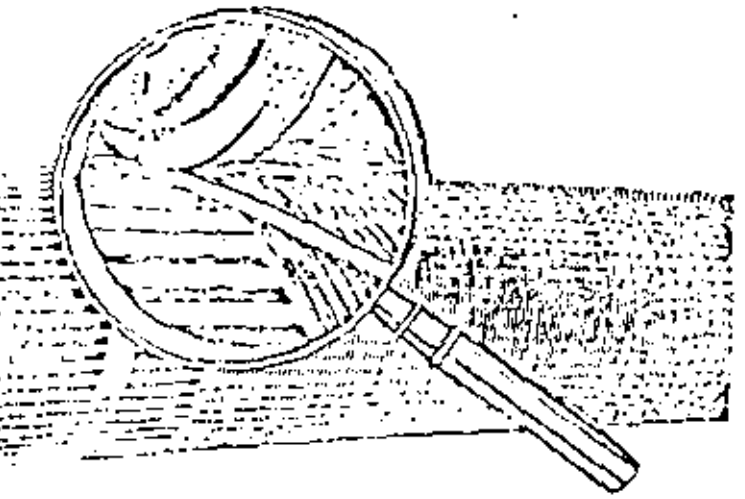


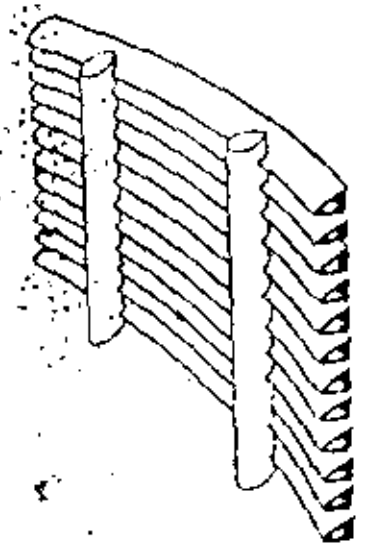
CEDAZO TROQUELADO DE FABRICA

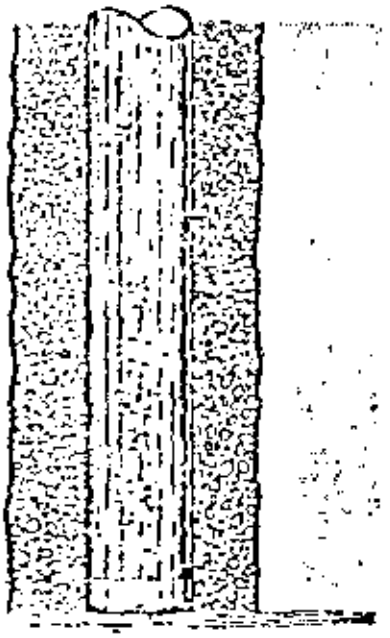


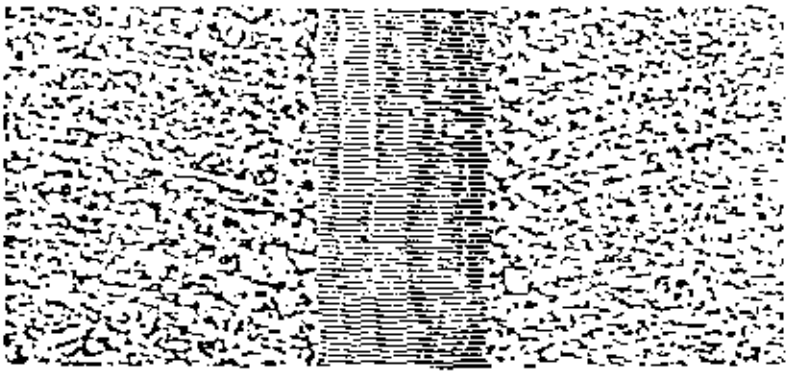


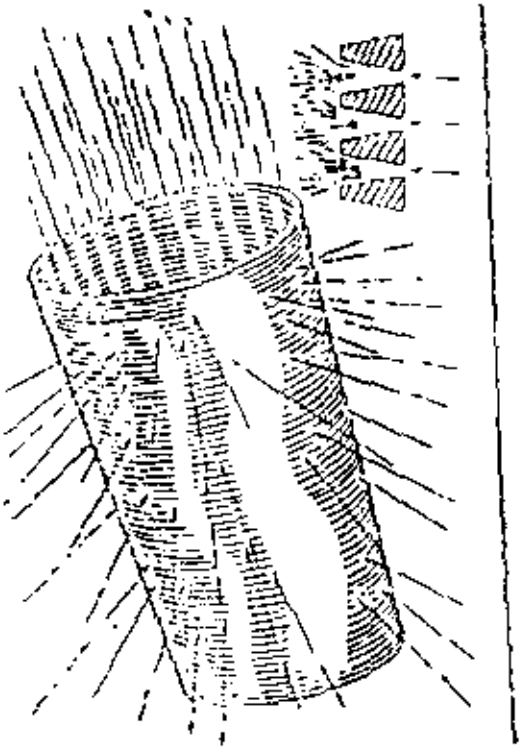
CEDAZO TIPO JOHNSON

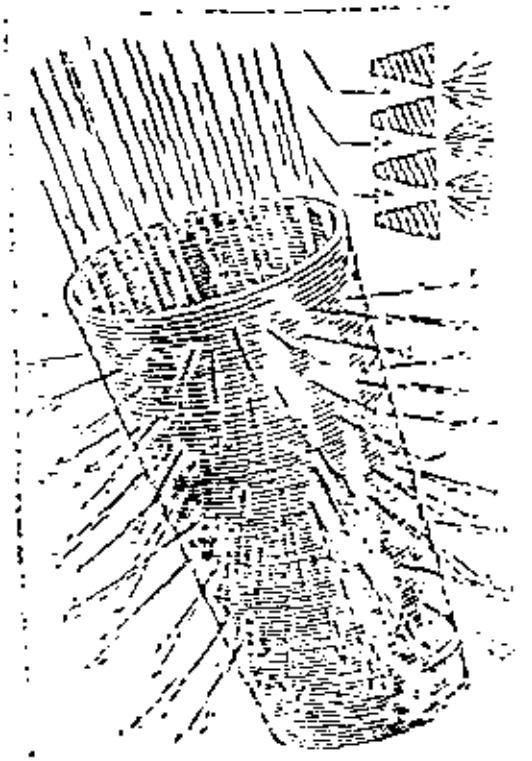






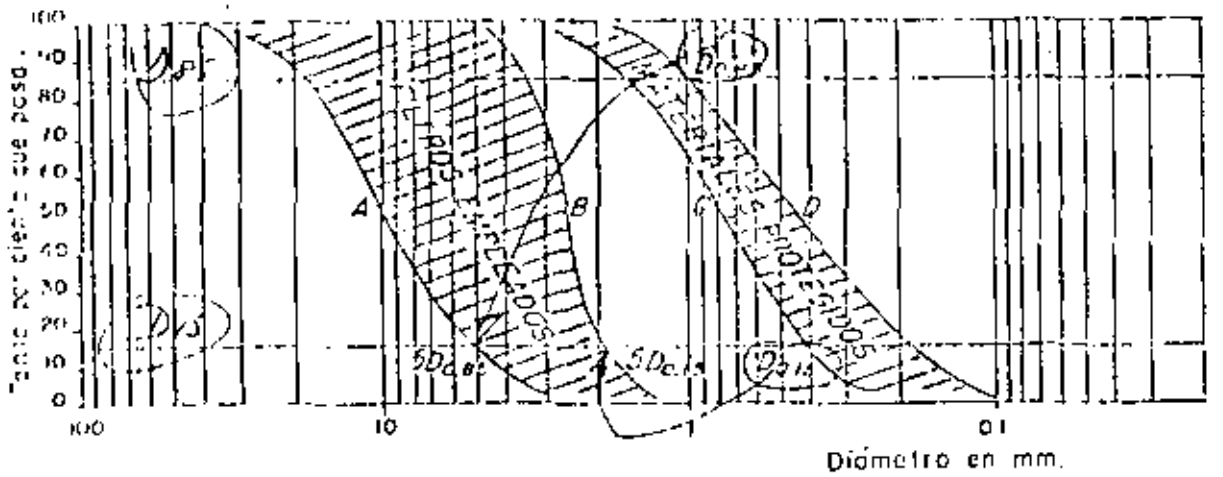






Cross section of louver perforations. Note orifice formed by right angles A and B.

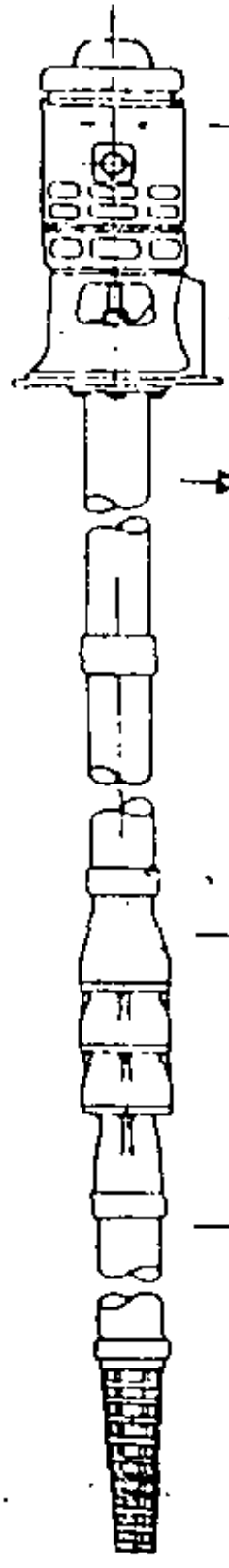
Shutter Screen



ESPECIFICACIONES GRAFICAS

DE FILTROS PARA POZOS

BOMBA TURBINA VERTICAL LUBRICADA POR AGUA SELECCIONADA PARA ESTE CASO



Motor eléctrico vertical flecha hueca de 40 HP. 4 polos 3/60/220-440 V.

Cabezal de descarga modelo 42 cms. X 15.2 cms. 16 1/2" X 6"

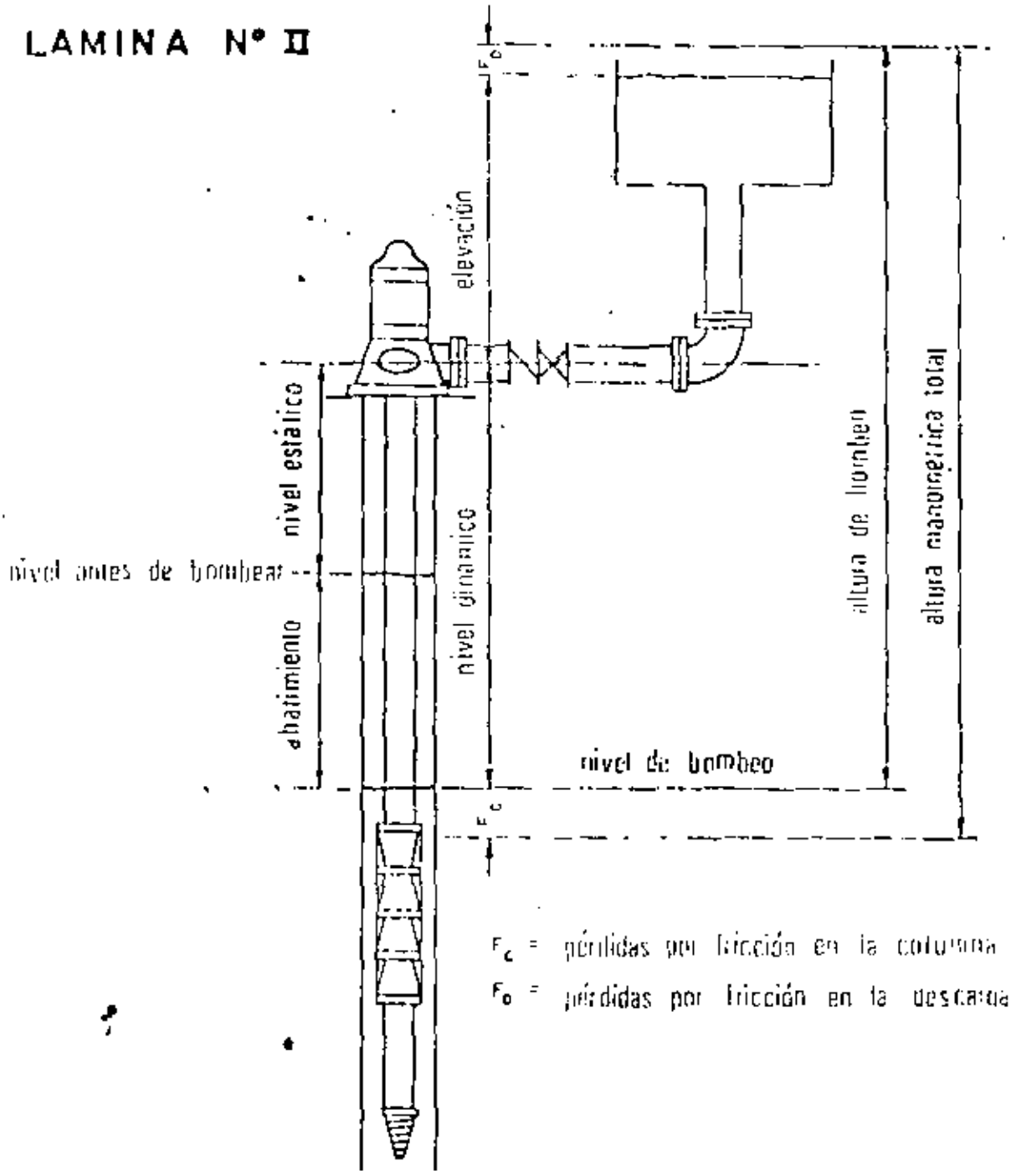
51.87 m (180') columna de 15.2 cms. X 2.54 cms. (6" X 1")

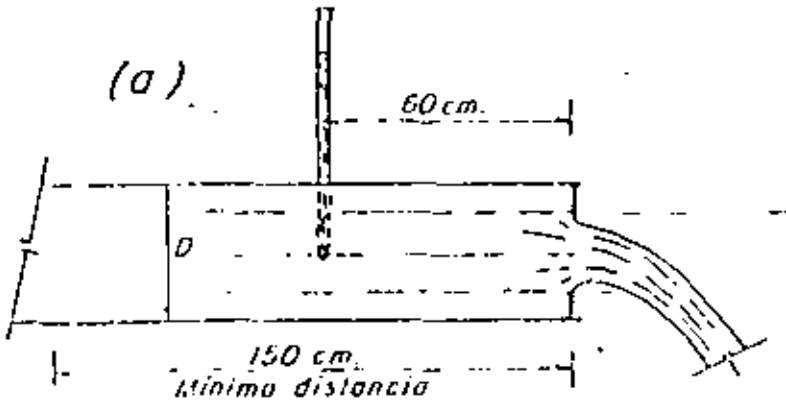
Cuerpo de tazones modelo 10 LC-B con seis pasos

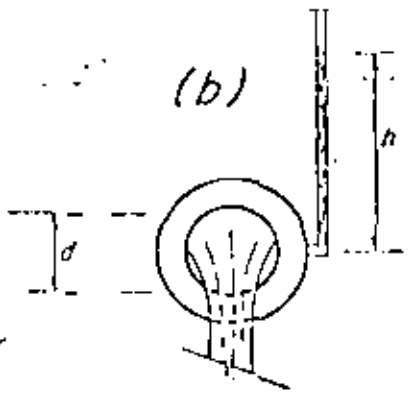
3.05 m (10') tubo de succión de 15.2 cms. (6") con colador

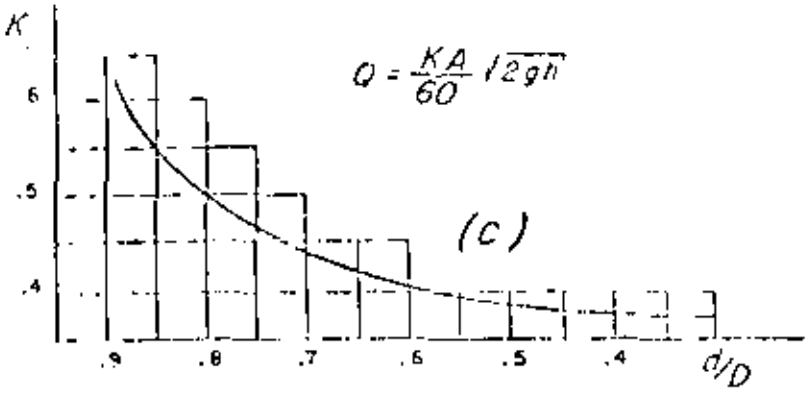
DIAGRAMA DE ALTURA MANOMETRICA TOTAL

LAMINA N° II









Q = Gasto en lts./seg.

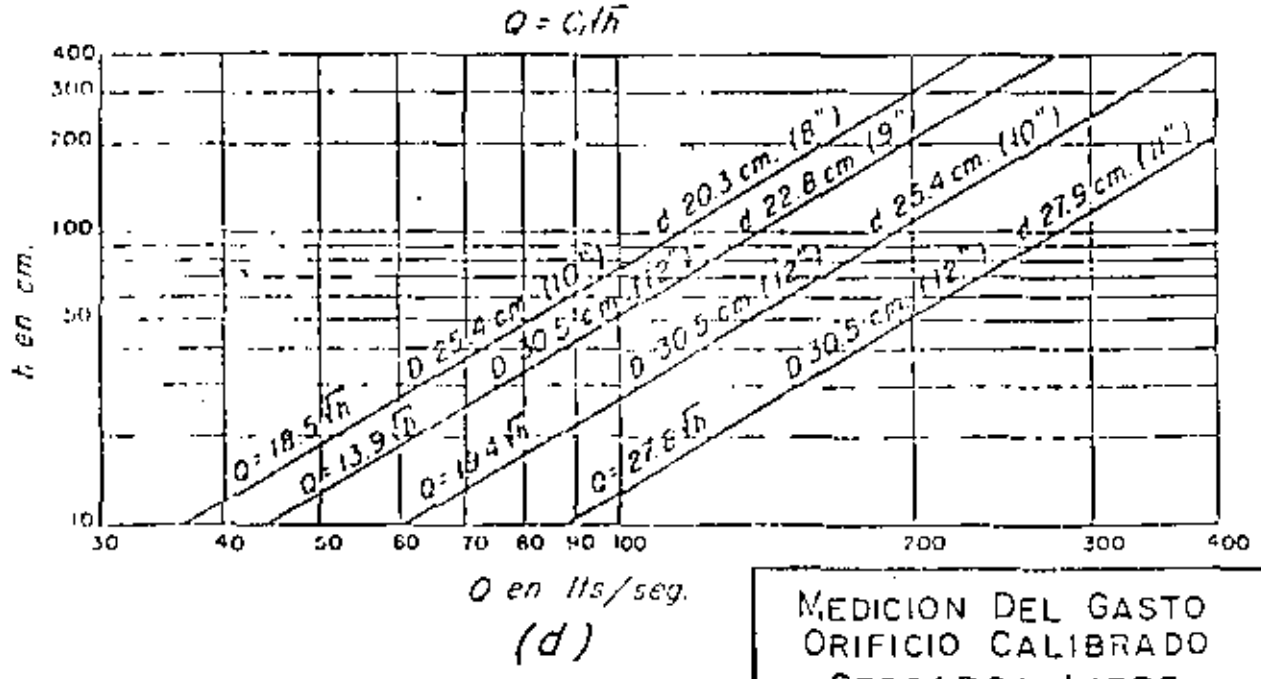
A = Area del orificio en cm.²

h = Altura del agua en el tubo delgado en cm., ver fig. (b).

K = Constante de la gráfico (c).

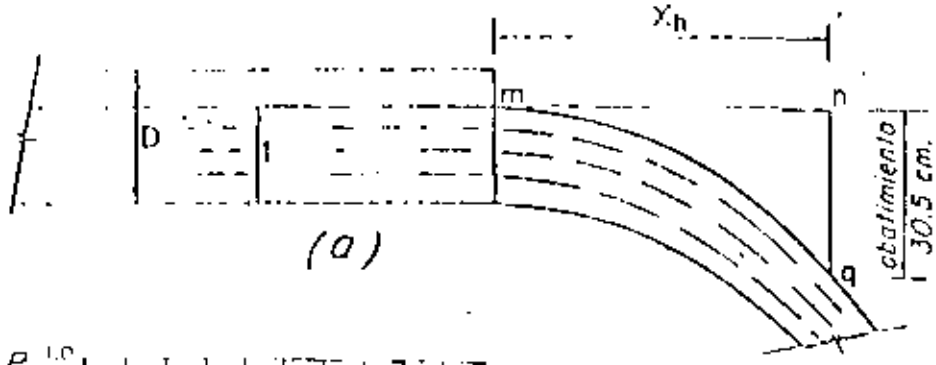
D = Diámetro del tubo.

d = Diámetro del orificio.



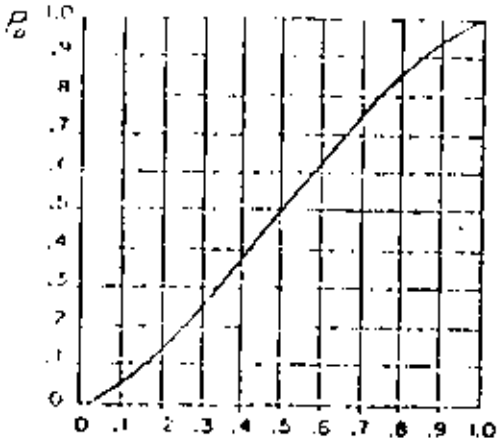
MEDICION DEL GASTO
ORIFICIO CALIBRADO
DESCARGA LIBRE

FIG. No. 10



(a)

(b)



(c)

$$Q = \frac{A_e X_h}{2\sqrt{l}}$$

Q = gasto en lts/seg.

A_e = área efectiva en cm^2, ver fig. (b).

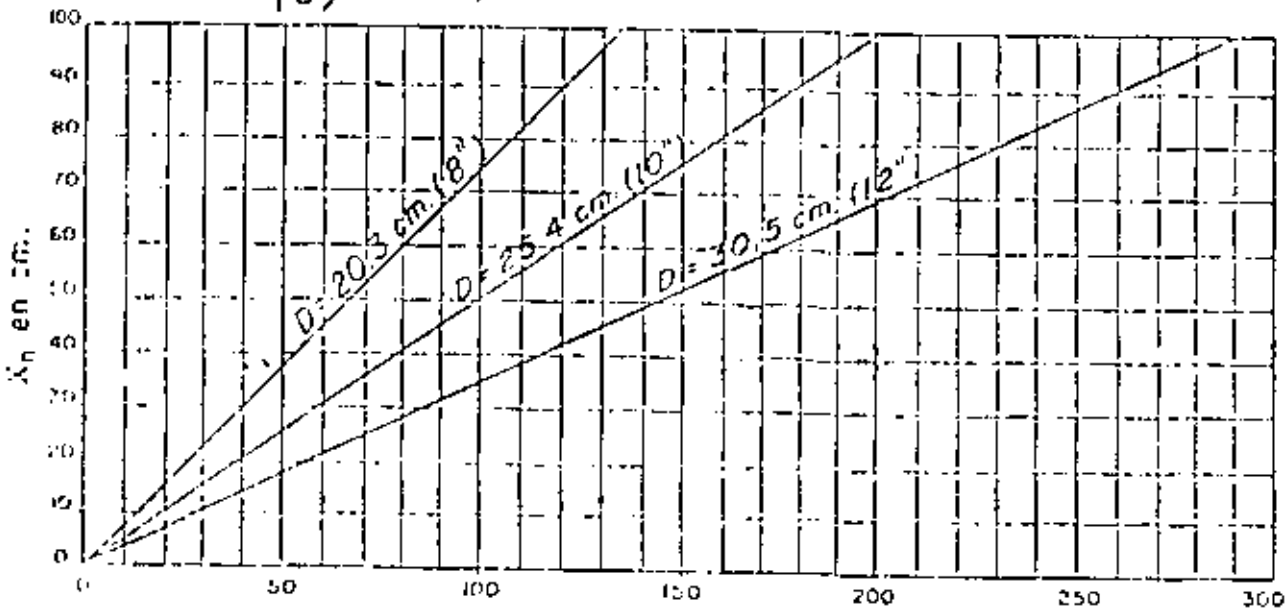
X_h = distancia horizontal medida de m a n, donde se abate el chorro 30.5 cm., ver fig. (a) en cm.

$$A_e = P_o A_l$$

P_o = porciento de la gráfica (c).

A_l = área de la circunferencia de diámetro D en cm^2.

$Q = P_o Q'$; ver fig. (d).

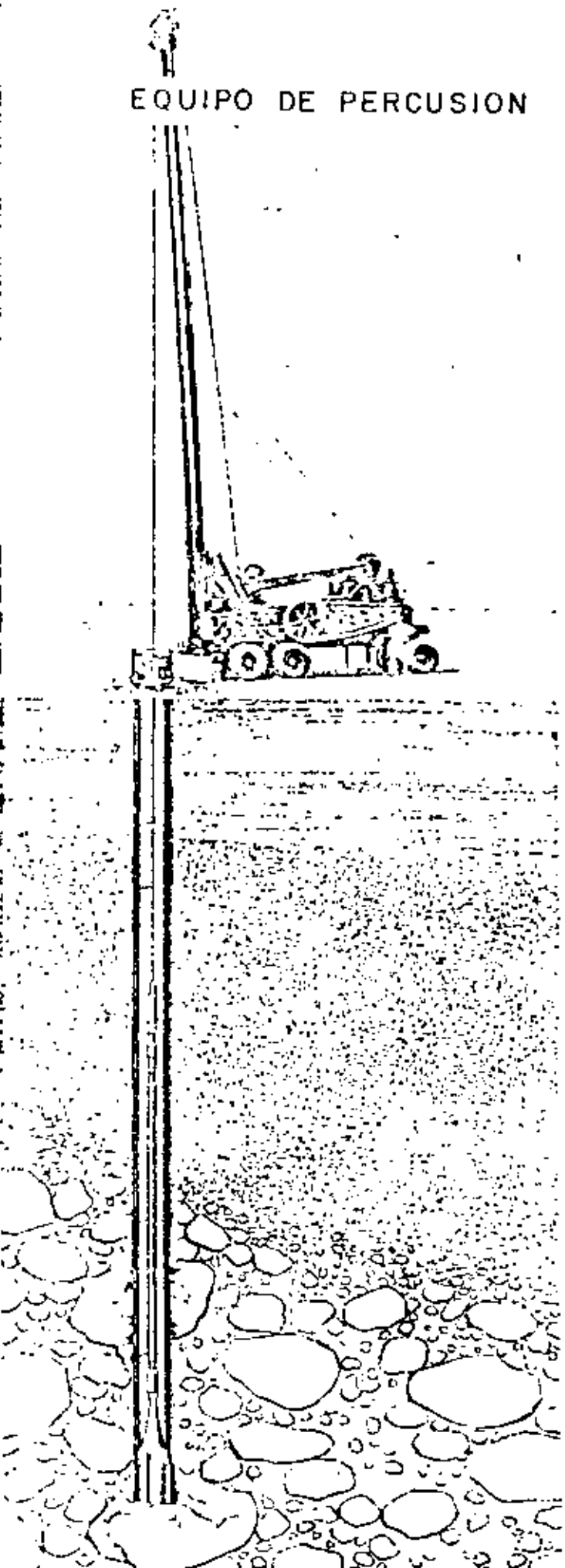


(d)

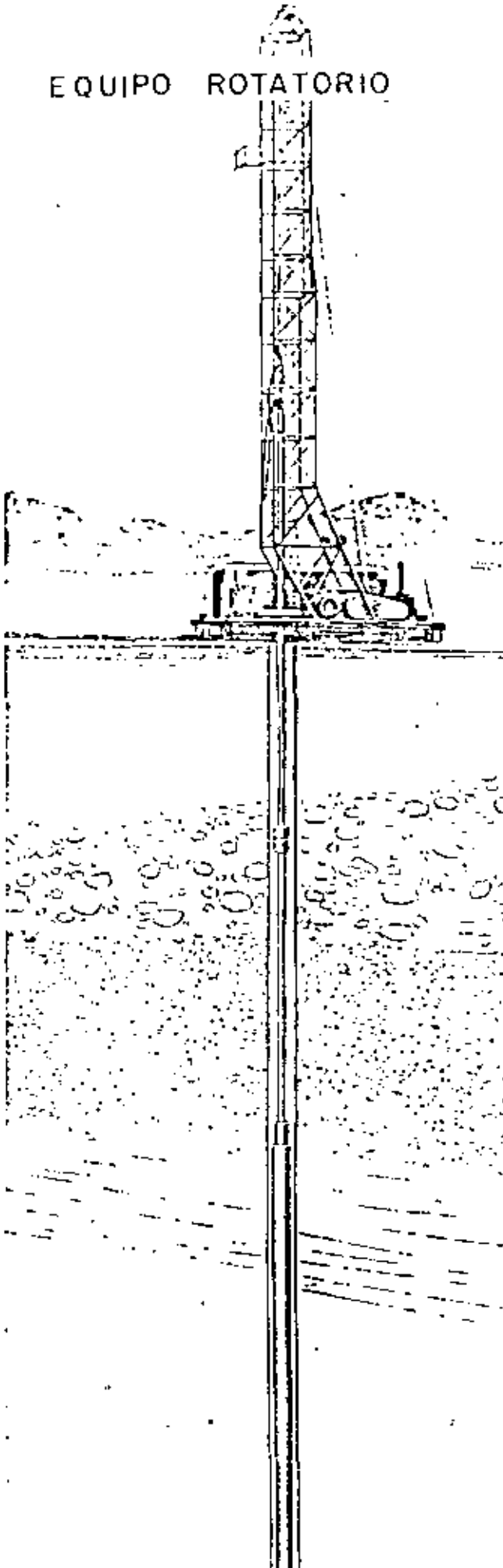
MEDICION DEL GASTO
METODO DE LA ESCUADRA

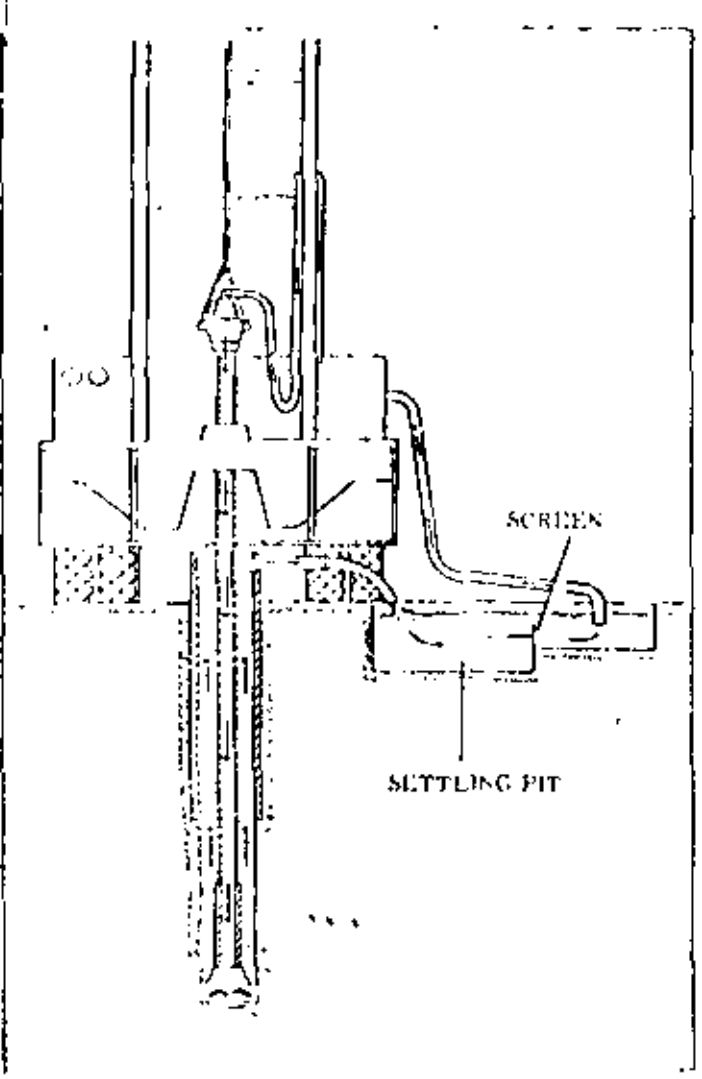
FIG. No. 11

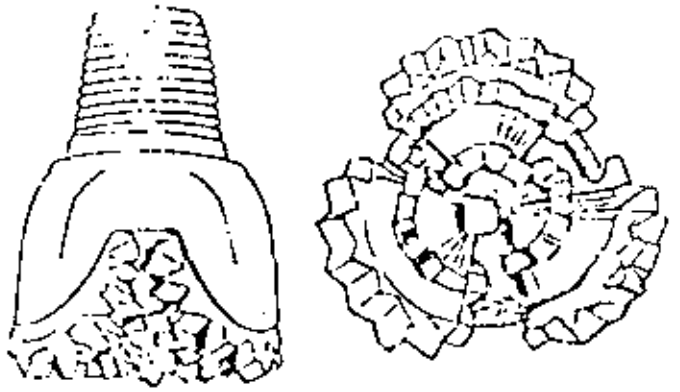
EQUIPO DE PERCUSION



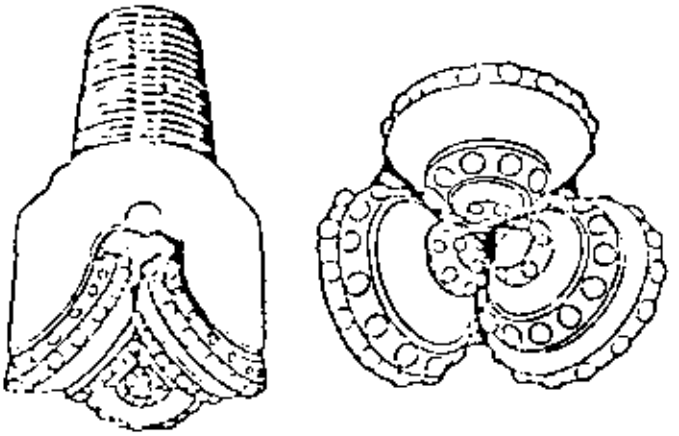
EQUIPO ROTATORIO





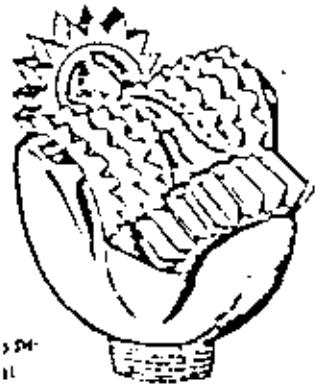


Cone-type Rock Bit



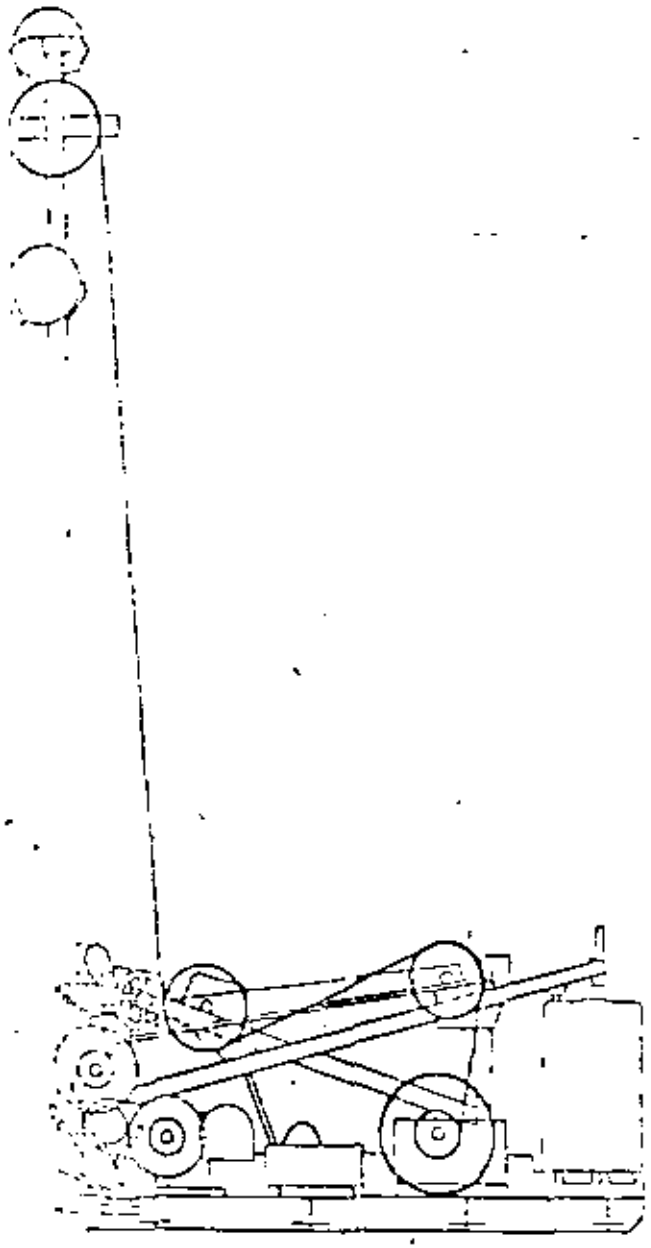
Carbide Button Bit

QUIPO DE PERFORACION ROTATORIO

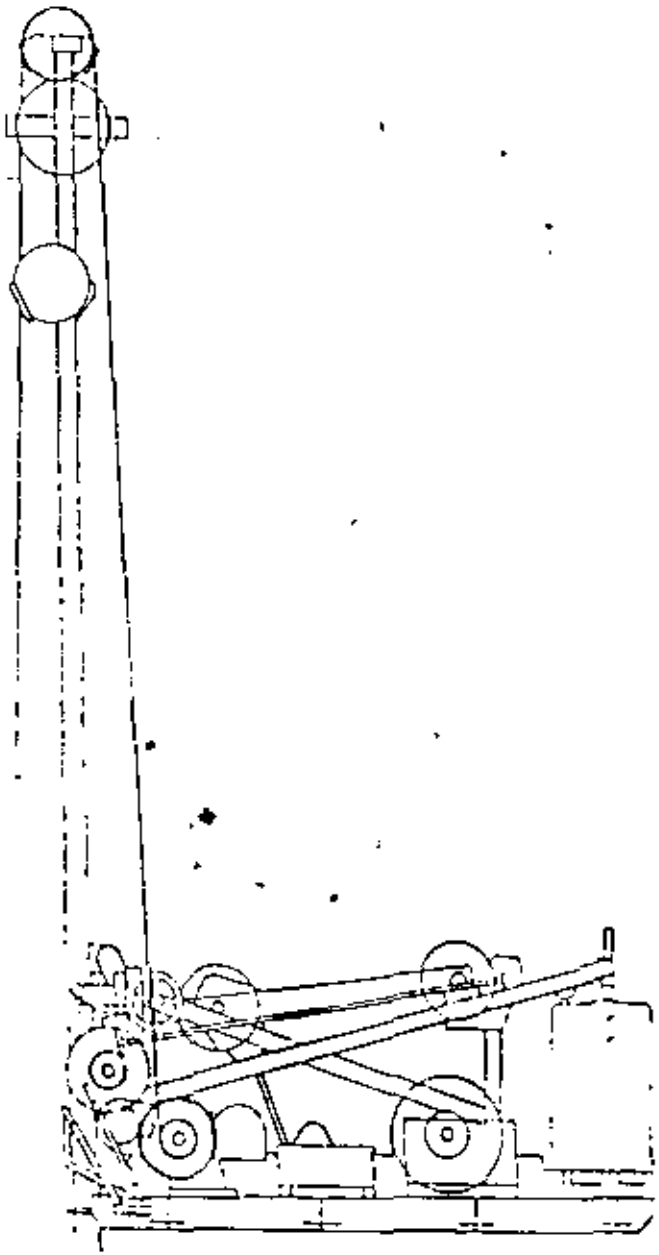


Roller-type Rock Bit

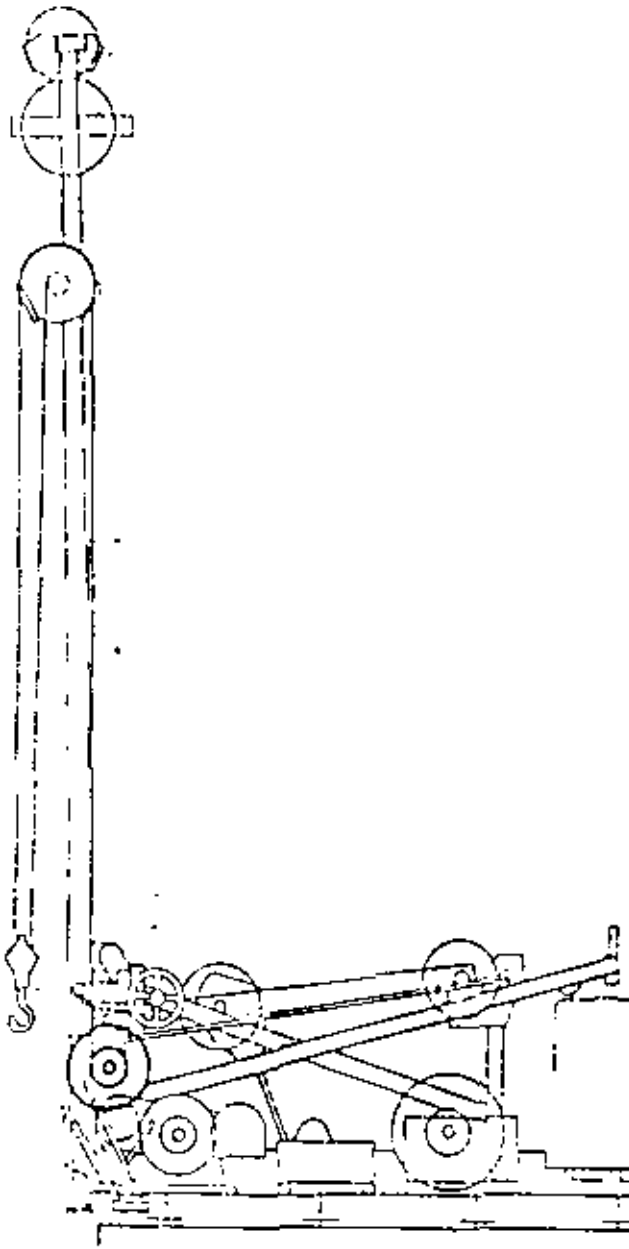
EQUIPO DE PERFORACION DE PERCUSION



CABLE DE PERFORACION



CABLE DE CUCHAREO



CABLE DE ENTUBACION

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

-- ACERO Y CONCRETO --

ING. TOBIAS JIMENEZ RUIZ
FEBRERO, 1979

ACERO EMPLEADO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO

En todos los diseños estructurales por sencillos que sean en donde interviene el acero, sea empleado como refuerzo en el concreto o formando la propia estructura, se requiere un conocimiento pleno de sus características para que puedan definirse las secciones necesarias; con este motivo el Reglamento de Construcción del D.F., a través de sus normas técnicas complementarias establece las características de calidad fijando valores mínimos o máximos que deben esperarse en el acero que se utilice.

Esta serie de datos se basa en las especificaciones dictadas por una Institución Oficial como es el Departamento de Normalización de la Secretaría de Industra y Comercio; la formulación de ellas se realiza en comités permanentes en donde intervienen las Instituciones Técnicas más importantes que funcionan en la República, incluyendo a los propios fabricantes del acero y son revisadas y actualizadas periodicamente. Se toman también en cuenta las especificaciones de la Sociedad Americana para Ensaye de Materiales (ASTM) y el Instituto Americano de Concreto (ACI). En base a lo que se indica en estas normas se definen los valores que el acero debe cumplir en cuanto a sus características físicas y químicas.

Esta serie de normas podemos clasificarlas en los siguientes aspectos:

1.- Varillas utilizadas como refuerzo en el concreto: corrugadas y lisas procedentes de lingotes o palanquilla (norma DGN-B6-1974) [illegible] y

varillas corrugadas de acero torcidos en frío procedentes de lingotes o palanquilla para refuerzo en el concreto (norma DGN-B294-1972)

2. - Alambre de acero estirado en frío para refuerzo del concreto (norma (DGN-B253-1975)

3. - Alambre sin recubrimiento, relevado de refuerzo para usarse en concreto presforzado (norma DGN-B293-1974)

4. - Torón de 7 alambres sin recubrimiento, relevado de esfuerzos para concreto presforzado (norma DGN-B292-1974)

El procedimiento a seguir para efectuar los ensayes requiere los siguientes pasos:

- Varilla de refuerzo

  Muestreo. - La probeta o probetas que se ensayen deben ser representativas del lote que se va a calificar; se puede seguir los procedimientos que consisten en obtener las muestras en la propia laminadora que es lo más indicado; pero en ocasiones poco práctico, o del material recibido en obra como normalmente sucede debido a que es difícil cumplir con un programa de entregas de material, muchas veces por la propia demanda que tiene el acero.

  El proceso práctico consiste en tomar un número de probetas del lote; ese número dependerá del grado de confiabilidad que merezca la planta productora en base a sus métodos de control de calidad de que disponga. Las laminadoras calificadas como serias, cuentan con equipos muy

completos de pruebas físicas y químicas para estar vigilando continuamente la calidad de su producción por coladas y ésto reduce en un alto grado las posibilidades de falla; como ejemplo de este tipo de controles que han ido evolucionando bastante, las laminadoras reconocidas disponen de equipos radiográficos que permiten realizar un análisis químico detectando hasta 11 componentes químicos en un tiempo de 10 minutos, lo que hace factible realizar correcciones oportunas en su materia prima.

Para la frecuencia del muestreo se recomienda que por cada 10 toneladas se tome una probeta, sin embargo tratándose de laminadoras pequeñas o desconocidas se podrá intensificar el número de probetas hasta 3 por cada 10 toneladas; este lote será conveniente marcarlo una vez tomada la muestra utilizando pintura en una de las cabezas extremas de las varillas, cuando la probeta ha sido ensayada y los resultados han sido satisfactorios, aplicar pintura de otro color que puede ser verde en el otro extremo de las varillas, para significar que el lote ha sido aprobado, o en caso contrario, utilizar un color rojo para advertir que ese producto es rechazado.

Preparación de la probeta.- El tramo representativo se tomará de uno de los extremos y será cortado a segueta, desechando los primeros 50 cm del extremo, en donde generalmente se presentan defectos de lamina-

ción, la longitud del tramo de prueba será de 120 cm para posteriormento subdividrla en dos partes; una para la prueba de tensión y otra para doblado.

- Identificación. - Como es lógico suponer es necesario tomar los datos de identificación en la propia varilla, en donde vienen marcadas las siglas de la laminadora, el número correspondiente a la varilla y el grado de acero. Además se tomará siempre que sea posible los datos relativos al número de remisión, placas de camión, tonelaje entregado según la misma remisión.
- Pruebas mecánicas. - Las pruebas mecánicas a que se va a someter la varilla son fundamentalmente las siguientes:
  - Resistencia a la tensión para definir la carga máxima y el límite de fluencia.
  - Alargamiento para una longitud calibrada que puede ser de 5 ó 20 cm
  - Prueba de doblado
  - Medición de corrugaciones
  - Peso por metro lineal y a través de éste definir el área neta de la barra.

Una vez hecho el ensaye se calificarán los resultados de acuerdo con lo estipulado en las normas correspontes; es conveniente aclarar como aspectos prácticos que se presentan, que cuando no se llegan a reunir todos los requisitos especificados, el material en principio debe ser rechazado, sin embargo en condiciones de obra y de acuerdo con la o

las características que no se cumplen, se podrá hacer uso de este refuerzo en determinads condiciones que no perjudiquen la seguridad de la estructura, claro es que ésto debe estar señalado y autorizado por el perito responsable.

Con relación a una de las pruebas de tensión, en el límite de fluencia la carga se define por varios procedimientos, los cuales se señalan à continuación.

a). - Alargamiento bajo carga usando divisores con una longitud calibrada de 203.2 mm debe ser de 1 mm para los grados 30 y 42 y de 1.2 mm para el grado 52 en la misma longitud calibrada. La carga de fluencia debe representarse cuando la longitud calibrada bajo carga llega a ser 204.2 mm ó 204.4 mm respectivamente. (figura 9)

b). - Alargamiento bajo carga por el método del diagrama autográfico o mediante un palpador extensómetro aplicado al cuerpo de la probeta. El alargamiento bajo carga debe ser de 0.5 % para los grados 30y 42 y de 0.6 % para el grado 52. (figura 10)

c). - Deformación permanente especificada. - Este método a caido un poco en desuso para el caso de varilla pero sigue aplicándose en el acero estructural y consiste en trazar una paralela a partir de una deformación permanente del 0.1 ó 0.2 % de acuerdo con el rigorismo que el calculista quiera dar. (figura 10.1)

d). - Por el método de la observación cuando se detiene el avance de la aguja de la prensa al finalizar el período de proporcionalidad; este método

generalmente es aplicable a los grados 30 y 42 y al acero estructural aunque para el grado 42 en ocasiones no detecta, particularmente en el caso del acero torcido en frío (figura 10.2)

e). - En la tabla 10.3 se presentan los números de designación de las barras, pesos y dimensiones nominales, así como los requisitos que debe reunir las corrugaciones. En la tabla 10.4 los requisitos de tensión; en la tabla 10.5 los requisitos de doblado que para las varillas normales es de 90° y para las torcidas en frío es de 180°; en la tabla 10.6 se anotan las tolerancias en pesos nominales.

Todos estos datos son un resumen general de lo indicado en las especificaciones anexas.

Es conveniente aclarar que en las varillas normales los grados comerciales en que se fabrica el acero son el R-30 y el R-42, y con muy poca frecuencia el R-52; por lo que respecta a las varillas torcidas en frío los grados 50 y 60 también se producen en proporción reducida y generalmente para los diámetros mayores de 3/4"

La forma de juzgar los resultados en la práctica como ya se indicó nos permiten aceptar que los requisitos de resistencia tanto para el límite de fluencia como para la carga máxima una tolerancia en menos no mayor al 3.5 % que concuerda con lo que se admite en la reducción de su peso nominal.

En las varillas de diámetros mayores se puede recurrir a un maquinado de la prueba (figura 10.7) aunque no es muy recomendable en este caso porque

generalmente el núcleo de la varilla presenta características más favorables en su resistencia.

Esta misma probeta de la figura 10.7 se utiliza en los casos de aceros de flechas, placas gruesas, etc.

La figura 10.8 y la 10.9 corresponden a probetas estandar para acero estructural en dos longitudes de calibración: 50 y 200 mm y su selección depende de las dimensiones de la pieza original. Las mediciones de las características mecánicas en cuanto a definición de límite de fluencia y carga máxima, son similares a las indicadas para la varilla; la preparación de estas probetas requiere um maquinado cuidadoso con el objeto de evitar concentraciones de esfuerzos que den un resultado no confiable.

- Para el alambre de acero estirado en frío, el procedimiento de muestreo es similar al ya descrito así como la frecuencia del mismo, o sea que se tomará una probeta por cada 10 toneladas o fracción, en este caso los requisitos mecanicos que se solicitan son:
  - Una resistencia mínima de tensión de 57 kg/mm2
  - Límite de fluencia mínimo de 50 kg/mm2
  - Reducción del área transversal en la falla de 30 % como mínimo

  El límite de fluencia se determina en forma similar a la descrita en el caso anterior para un alargamiento le 0.5 %

  Para la prueba de doblado se especifica que deberá hacerse en frío a un ángulo de 180° sobre un mandril igual al diámetro del alambre cuando

éste es menor a 8 mm y para los diametros mayores a 8 mm el del mandril debe ser dos veces el diametro de la muestra.

En el caso de los aceros utilizados en presfuerzo como son el alambre y el torón de los puntos 3 y 4 antes mencionados, la frecuencia del muestreo es más rigurosa y establece que se tome una muestra por cada tonelada en el primer caso y por cada carrete (1 tonelada aproximadamente) en el segundo. El procedimiento de prueba difiere un poco en estos casos ya que se trata de materiales con un límite de fluencia muy elevado y requiere invariablemente la aplicación de un extensómetro palpador para definir las cargas en el momento en que se alcance el límite de fluencia por los métodos de extensión bajo carga para una deformación permanente de 0.1% ó de 0.2% en cuyo caso se traza una línea paralela a la parte virtualmente recta de la gráfica para localizar el punto de corte.

Los grados de calidad para este material se establecen de acuerdo con su diámetro según se pude apreciar en las normas que se anexan.

En el caso del torón, los grados de calidad que se marcan son de: el 176 y el 190 midiéndose el límite de fluencia para una carga mínima que produzca un alargamiento del 1 % en una longitud calibrada de 61 cm.

Los resultados de las pruebas de resistencia, de ruptura y límite de fluencia se obtienen en kilogramos.

Es importante tomar en cuenta las recomendaciones generales que hace el Reglamento de Construcción del Distrito Federal, como sigue:

1. - Para el acero de refuerzo y especialmente el de presfuerzo y los ductos de postensado, deben protegerse durante su transporte manejo y almacenamiento.

2. - Antes de su colocación deberá revisarse que el acero no haya sufrido daño alguno, en especial después de un largo período de almacenamiento. Si se juzga necesario, se realizarán ensayes en el acero dudoso.

3. - Al efectuar el colado el acero debe estar exento de grasas, aceites, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva y cualquier sustancia que reduzca su adherencia con el concreto.

4. - No deben doblarse barras parcialmente ahogadas en concreto, a menos que se tomen las medidas para evitar que se dañe el concreto vecino.

5. - Todos los dobleces se harán en frío, excepto cuando el director de la obra permita calentamiento, pero no se admitirá que la temperatura del acero se eleve a más de la que corresponde a un color rojo café (aproximadamente 530° C) si no está tratado en frío, ni a más de 400° C en caso contrario. No se permitirá que el enfriamiento sea rápido.

6. - Los tendones de presfuerzo que presenten algún doblez concentrado, no deben tratar de enderezarse, sino que se rechazarán.

7. - El acero debe sujetarse en un sitio con amarres de alambre, silletas y separadores, de resistencia y en número suficiente para impedir movimientos durante el colado.

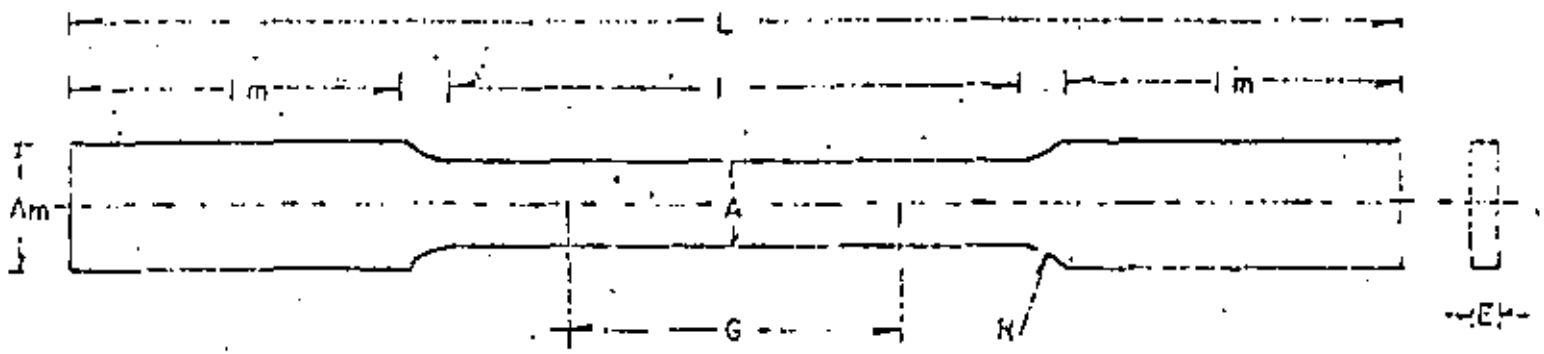
Antes de colar debe comprobarse que todo el acero se ha colocado en su sitio de acuerdo con los planos estructurales y que se encuentra correctamente sujeto.

8. - Control de obra. - Se refiere a los procedimientos de muestreo e identificación que ya fueron descritos, indicando además que deben cumplirse

todos los requisitos señalados en las normas para la aceptación de un lote, aclarando por nuestra parte la tolerancia que a nivel de obra puede tomarse.

En substitución del control de obra se admitirá la garantía escrita del fabricante de que el acero cumple con la norma correspondiente.

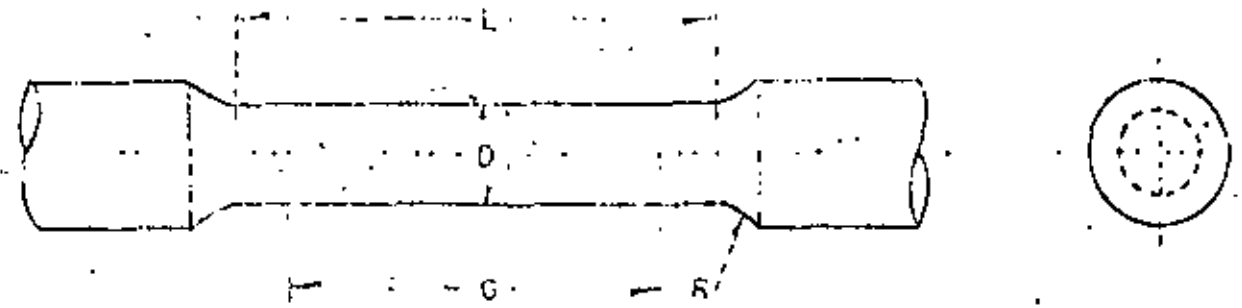
Con relación a esta última recomendación del Reglamento, aclaramos que siempre será conveniente realizar pruebas de verificación a una escala más reducida cuando se cuenta con el certificado del fabricante.



Dimensiones.

G - Longitud calibrada	50.80 mm ±0.13 mm
A - Ancho (notas 1 y 2)	12.70 mm ± 0.25 mm
E - Espesor	Espesor del material
R - Radio de la zona de transición	12.70 mm mín.
L - Longitud total	203.20 mm mín.
l - Longitud de la sección reducida	57.15 mm mín.
lm - Longitud de la zona de sujeción (nota 3)	50.80 mm mín.
A_m - Ancho de la zona de sujeción (notas 1 y 4)	19.05 mm aprox.

FIG.10.6 Espécimen rectangular para prueba de tensión con una longitud calibrada de 50.80 mm



	Espécimen estándar	Especímenes de tamaño pequeño proporcionales al estándar	
	Redondo de 12.70 mm	Redondo de 6.09 mm	Redondo de 6.35 mm
G - Longitud calibrada	50.80 mm ± 0.13 mm	35.56 mm ± 0.13 mm	25.40 mm ± 0.13 mm
D - Diámetro (nota 1)	12.70 mm ± 0.25 mm	6.09 mm ± 0.18 mm	6.35 mm ± 0.13 mm
R - Radio de la zona de transición	9.53 mm	9.53 mm	6.35 mm
L - Longitud de la sección reducida mín. (nota 2)	57.15 mm	44.45 mm	31.75 mm

FIG-10.7 Espécimen redondo estándar de 12.70 mm de diámetro y 50.80 mm de longitud calibrada y ejemplos de especímenes pequeños proporcionales a los estándar.

T A B L A 10.6

TOLERANCIAS EN PESO (a, b)

Diámetro de las varillas en [illegible]	Lote (c), en menos porciento	Varillas individuales, en menos, porciento
TODOS	3.5	6

a) Para la aplicación de esta Tabla, deben usarse los pesos nominales indicados en la Tabla VI

b) Las varillas de refuerzo se califican en base a su peso nominal. En ningún caso el sobrepeso de cualquier lote o varilla debe ser causa de rechazo, a menos que por acuerdo previo entre fabricante y consumidor se fije un porcentaje determinado.

c) El término "lote", se refiere a todas las varillas del mismo peso unitario nominal que corresponden a una orden de embarque.

T A B L A 10.4

REQUISITOS DE TENSION

	Grado 30	Grado 42	Grado 52
Resistencia a la tensión, mínima, en kgf/mm² (MPa)	50(490)	63(617)	70(686)
Límite de fluencia, mínimo, en kgf/mm² (MPa)	30(294)	42(412)	52(510)
Alargamiento en 203.2 mm, mínimo, en % Varilla Número:			
2, 2.5 y 3	11	9	8
4, 5 y 6	12	9	8
7	11	8	7
8	10	8	7
9	9	7	7
10	8	7	7
11 y 12	7	7	5
Alargamiento en 50.8 mm, mínimo, en % Varilla Número:			
11 y 12	--	9	6

T A B L A 10.5

REQUISITOS DE DOBLADO

Designación	Diámetro del mandril para doblado		
	180º	90º	
	Grado 30	Grado 42	Grado 52
2, 2.5, 3, 4 y 5	d = 4t	d = 4t	d = 5t
6	d = 5t	d = 5t	d = 6t
7 y 8	d = 5t	d = 6t	d = 7t
9, 10, 11 y 12	d = 5t	d = 8t	d = 8t

Nota d = Diámetro del mandril

t = Diámetro de la probeta.

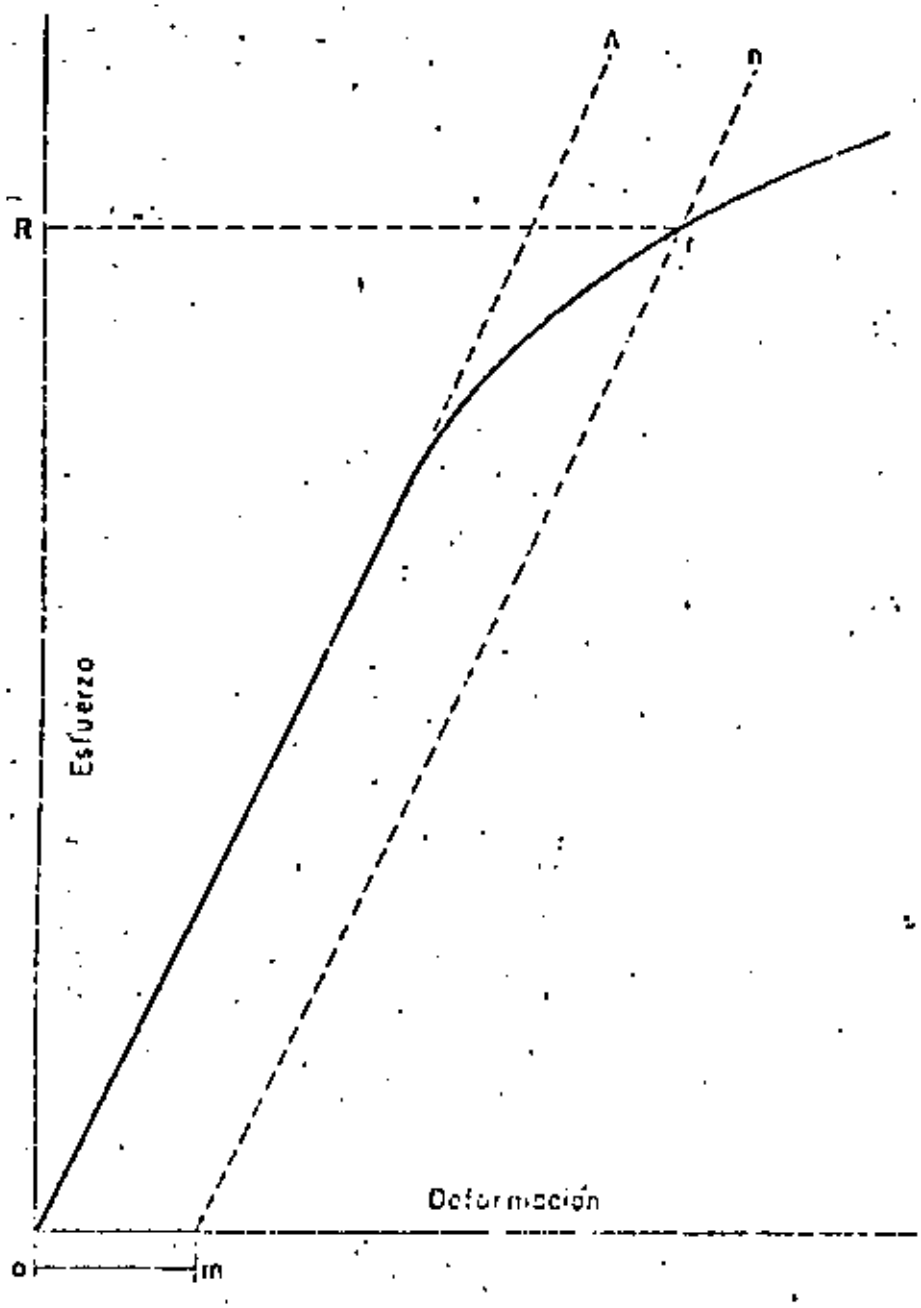
TABLA 10.3

NUMEROS DE DESIGNACION, PESOS Y DIMENSIONES NOMINALES Y REQUISITOS DE CORRUGACION PARA LAS VARILLAS (a)

Número de designación (a)	Peso y dimensiones nominales (a)				Requisitos de corrugación		
	Peso en kg/m	Diámetro, en mm	Area de la sección transversal, en mm²	Perímetro, en mm	Espaciamiento máximo, promedio, en mm	Altura mínima promedio, en mm	Distancia máxima entre extremos de corrugaciones transversales (cuerda), en mm
2	0.2[illegible]	6.4	32	20.0	4.5	0.2	2.5
2.5	0.386	7.9	49	24.8	5.6	0.3	3.1
3	0.560	9.5	7[illegible]	29.8	6.7	0.4	3.7
4	0.994	12.7	127	39.9	8.9	0.5	5.0
5	1.552	15.9	198	50.0	11.1	0.7	6.3
6	2.235	19.0	285	60.0	13.3	1.0	7.5
7	3.042	22.2	388	69.7	15.5	1.1	8.7
8	3.973	25.4	507	79.8	17.8	1.3	10.0
9	5.033	28.6	642	89.8	20.0	1.4	11.2
10	6.225	31.8	794	99.9	22.3	1.6	12.5
11	7.503	34.9	957	109.8	24.4	1.7	13.7
	8.938	38.1	1140	119.7	26.7	1.9	15.0

El diámetro nominal de una varilla corrugada es equivalente al diámetro de una varilla lisa que tenga el mismo peso lineal que la varilla corrugada.

El número de designación de las varillas corrugadas corresponde al número de octavos de pulgada de su diámetro nominal.



om= Deformación permanente especificada

Fig 10.4 Diagrama Esfuerzo-Deformación para la determinación de la resistencia de fluencia por el método de la deformación permanente (offset)

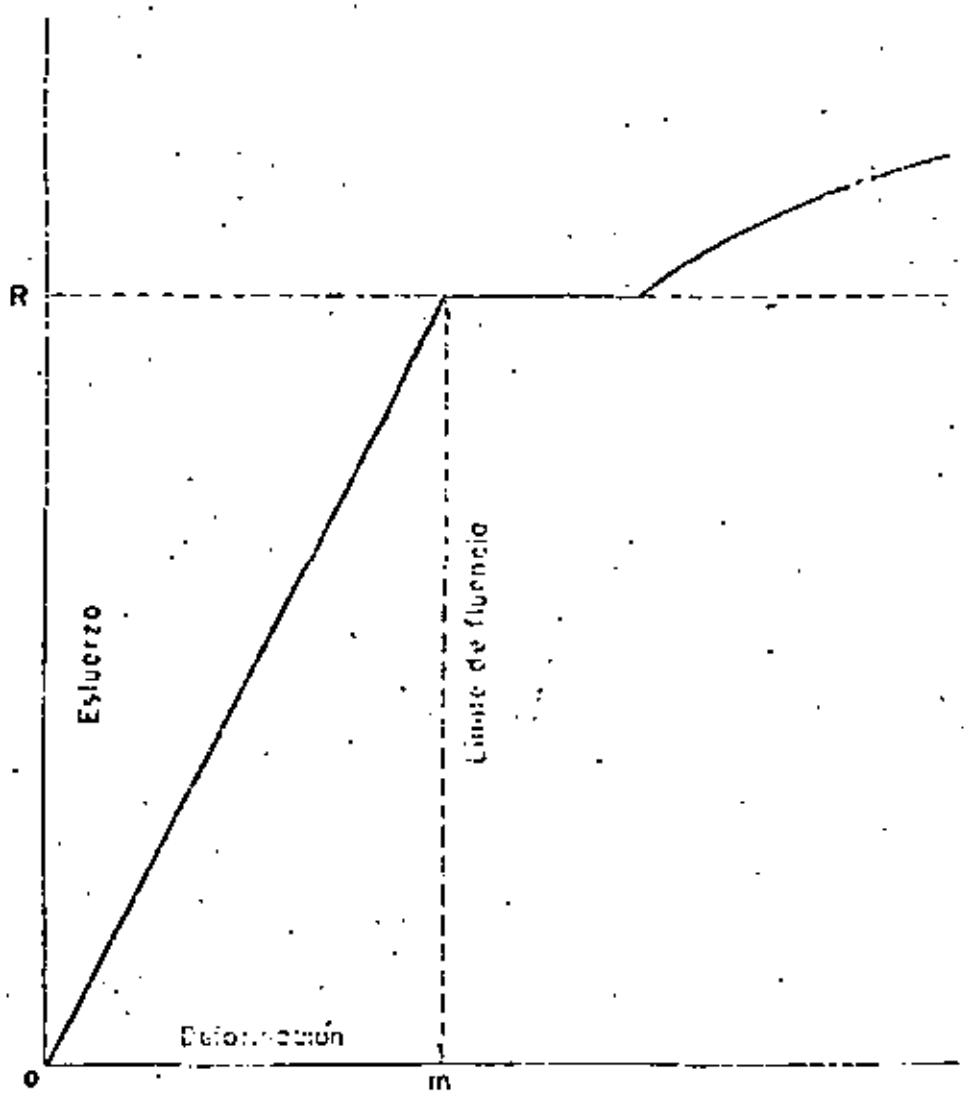


Diagrama Esfuerzo-Deformación que muestra el límite de fluencia en la rodilla de la curva.

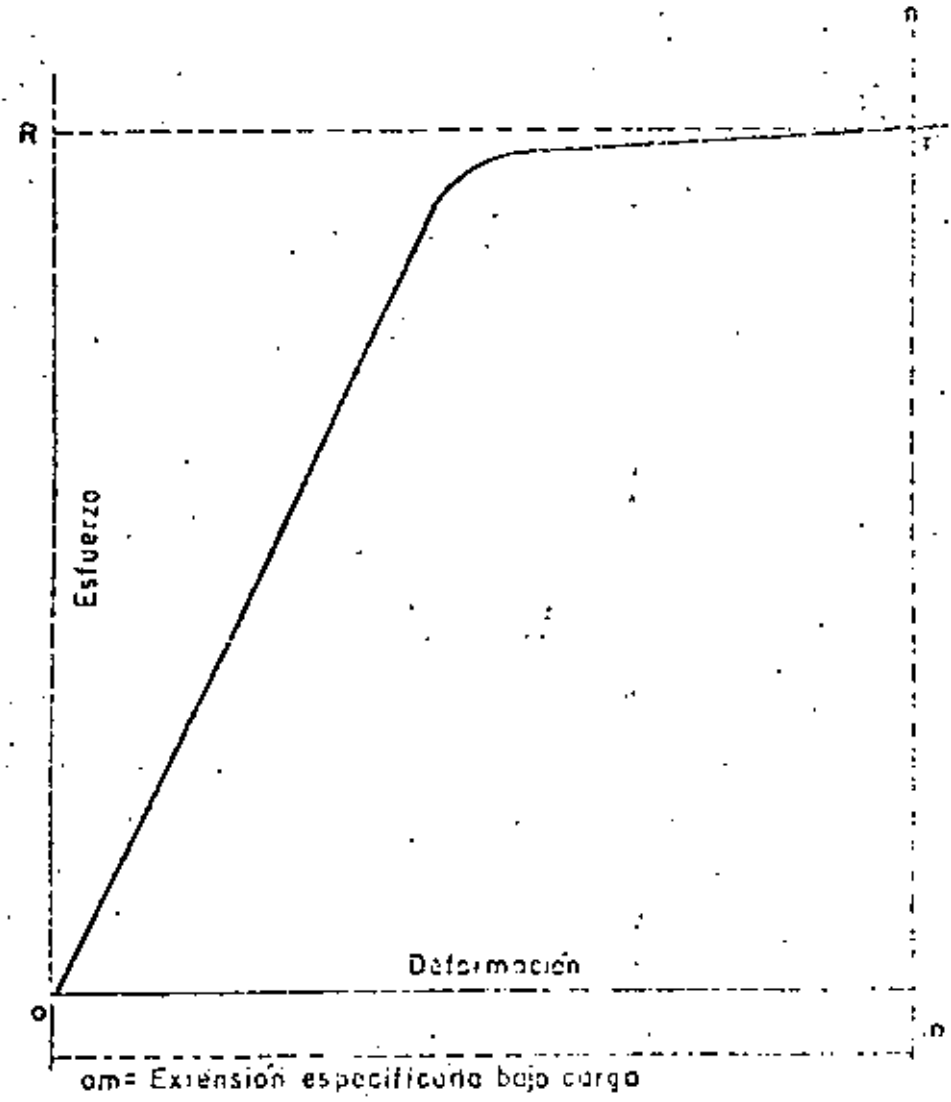
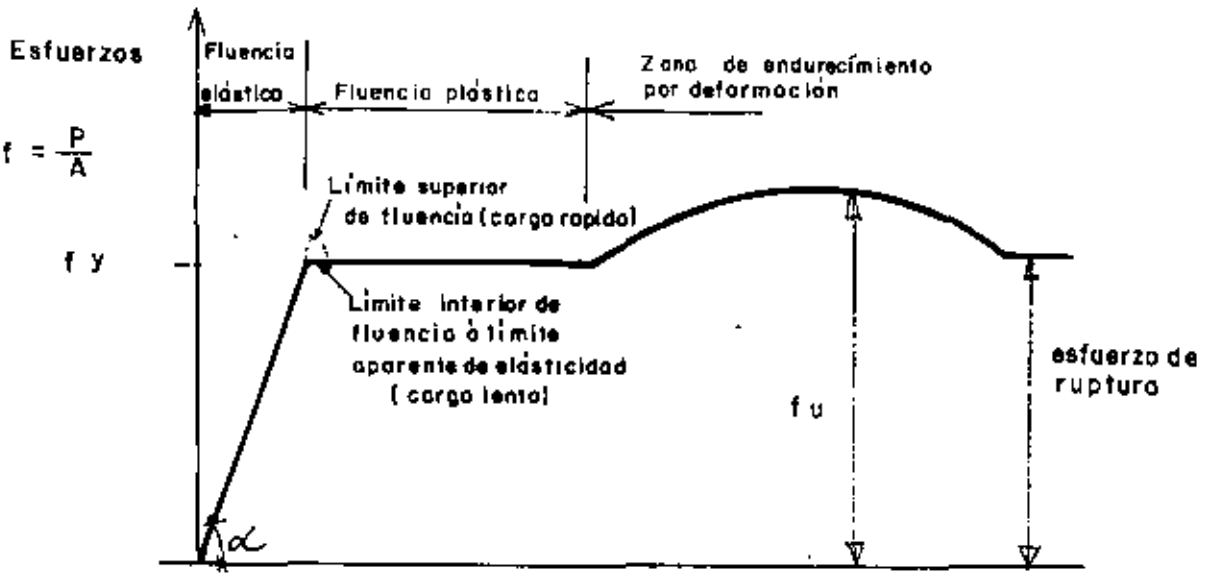


Fig 9- Diagrama Esfuerzo-Deformación que muestra el límite de fluencia o la resistencia de fluencia por el método de extensión bajo carga



Deformación unitaria $e = \frac{\Delta L}{L}$; $\Delta L = \frac{PL}{AE}$ $\therefore \frac{\Delta L}{L} = \frac{P}{AE}$

$\frac{P}{A} = f \quad \therefore \quad \frac{\Delta L}{L} = \frac{f}{E} = e$

FIGURA 10.2

$\therefore \quad E = \frac{f}{e} = \tan \alpha$

1. CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO.

El concreto como elemento constructivo de primer orden, ha tenido un desarrollo constante prácticamente a partir del presente siglo, a raíz de la aplicación del acero de refuerzo

Consideramos que es uno de los materiales técnicamente más estudiados, con el apoyo de investigadores y de los propios fabricantes del cemento su principal ingrediente.

Infinidad de sociedades e instituciones técnicas en Francia, precursora, iniciadora e innovadora del uso del concreto reforzado; en Estados Unidos en donde se han logrado avances tecnológicos con investigaciones en el concreto fresco y sobre el comportamiento del concreto endurecido, aunados al mejoramiento constante en los procesos de fabricación del cemento y de los equipos para la producción eficiente de agregados; en órdenes similares en Alemania e Inglaterra países productores de los equipos más avanzados para la fabricación del cemento.

Creemos que no habrá limitante para el uso de este material, pues el concreto presforzado, vino a ampliar considerablemente su campo de aplicación ; se utiliza desde hace tiempo en elementos estructurales sujetos a impactos repetidos, en donde se pensaba que era difícil su aplicación, como el caso de los durmientes para vías férreas. El concreto que se requiere tiene características especiales además de su elevada resistencia a la compresión.

1.1 CARACTERISTICAS DEL CONCRETO.

El concreto se conoce como un material petreo artificial, que se obtiene combinado en proporciones adecuadas, un aglutinante (cemento + agua) con los agregados (arena + grava) y eventualmente añadiendo aditivos que tiendan a mejorar las características naturales del concreto o modificar su propio comportamiento, principalmente en las primeras horas de su mezclado, retardando o acelerando su fraguado.

El estado plástico que perdura en esta mezcla de materiales por un tiempo suficiente, unos 90 minutos, permite su reacomodo en los moldes o formas que lo contendrán, en tanto adquiere resistencia para autosoportarse.

Esta cualidad de moldeo, permite la construcción de estructuras que sería difícil y costoso realizar con otro material, pudiendo por la razón señalada, obtener con el concreto, formas diversas: cilíndricas, esféricas, hiperbólicas, etc.., además un aspecto muy ventajoso es la continuidad natural que se logra, al obtener elementos monolíticos.

En un concreto bien diseñado, concurren normalmente las ventajas que deseamos aprovechar en este material, como son:

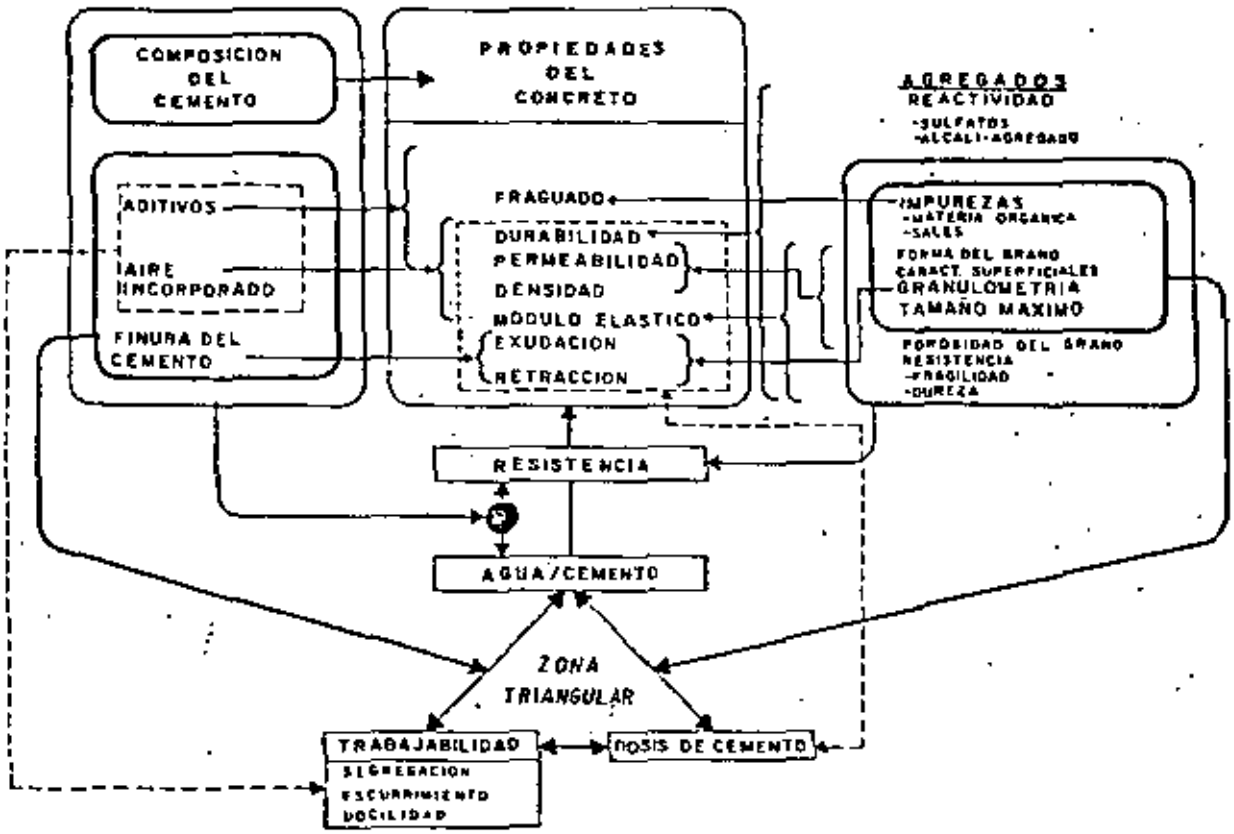
- Resistencia a la compresión compatible a los requerimientos estructurales.
- Durabilidad
- Resistencia al desgaste e intemperismo
- Contracciones reducidas
- Impermeabilidad
- Resistencia al ataque de compuestos químicos adversos.
- Densidad.

¿Qué requisitos necesitamos para lograr simultáneamente estas cualidades?

Obviamente que en la medida que se utilicen los ingredientes más adecuados y se controlen debidamente todos los pasos que involucran desde la obtención de los agregados en sus fuentes naturales, hasta los cuidados que se tengan en el concreto ya endurecido, permitirán lograrlo.

Sin embargo la versatilidad del concreto que hemos descrito, no lo hace invulnerable a toda acción: en algunas estructu -

...



Esquema general de las relaciones entre variables.

ras sobre todo del tipo industrial: silos, tanques, pisos, tolvas, - etc.., se ve sujeto al ataque de ácidos, sales sulfatos y otros -- elementos que requieren se proteja no sólo al propio concreto, -- sino también al producto almacenado, como puede ser el vino, la melaza, la malta, la cerveza, etc...., que pueden verse afectados en su sabor y color.

Es también importante evitar que a través de fisuras y - agrietamientos entren en contacto con el acero de refuerzo, materias y gases corrosivos, que pongan en peligro la estructura.

En algunos casos el ataque de las materias detrimentales, se intensifica a temperaturas mayores a las normales.

1.2 Consideramos conveniente dar a conocer en el siguiente cuadro - los tratamientos protectores del concreto, en contra del ataque - de distintas substancias.

TABLA No. 1

TRATAMIENTOS PROTECTORES DEL CONCRETO EN CONTRA DEL ATAQUE DE DISTINTAS SUBSTANCIAS

MATERIAS CORROSIVAS	ATAQUE	TRATAMIENTO (1) (2) (3)
Grasas: manteca, sebo, pescado, ballena, tiburón, ajonjolí, coco, algodón, linazas, olivo, ricino, etc.	Ligero, Al contacto con aire forman ácidos, grasos (mas) corrosivos)	Fluosilicato, Silicato, pinturas inertes.
Azúcar sólido.	Impide el fraguado y endurecimiento.	Evítese que contamine al concreto fresco.
Jarabes, melazas	Ligero ataque	Fluosilicato, Silicato, pinturas inertes.
Jugos: piña, cítricos, tomate, etc.	ligero ataque: intensificado en los pisos por desgaste mecánico	Fluosilicato, Silicato, Resinas (1).
Leche y derivados.	Por fermentación forman ácidos láctico y butírico.	Fluosilicato, Silicato, pinturas inertes.
Vinos - Mostos	Ataque ligero	Acido tartárico, Silicato, - Placas vidrio
Cereales (en silos)	Ligero ataque	Pinturas inertes, Resina Cumar.
Petróleos: pesados, densidad mayor de 0.85	No lo atacan. Buena estanquidad	(2)
Ligeros, densidad 0.80 a 0.85	Ligera pérdida por filtración	Fluosilicato, Silicato, pinturas inertes. Thiokol y Resinas (1)
Gasolina y Querosina.	Pérdida considerable si no se aplica tratamiento.	Thiokol, y, o, Resina al -- cloruro de Vinilideno y al de Vinilo. (4)
Fenol, Cresol, Creosota, Liso,	Ligero ataque.	Fluosilicato, Silicato, pinturas inertes.

MATERIAS CORROSIVAS	ATAQUE	TRATAMIENTO (1) (2) (3
uro (5)	Ligero ataque	Fluosilicato, Silicato, pinturas inertes
lfatos solubles (en especial el de amonio) (6) luoruro y nitrato de amonio	Lo desintegran	Cemento de reducido Aluminato Tricálsico. Fluosilicato, Silicato. Resinas (1)
idróxidos y Carbonatos: Sodio, Potasio, Amonio	En general no lo atacan	Deben protegerse si los agregados son silicosos Resinas (1).
cidos orgánicos: Acético (vinagre, sidra). Butírico, Fénico, Láctico, Tánico, etc..	Desintegración ligera	Membranas y pinturas bituminosas, Fluosilicato, Silicato, pinturas inertes. Resinas, (1)
cidos Minerales: Carbónico Sulfuroso, Fosfórico	Desintegración ligera	Fluosilicato, Silicato, pinturas inertes. Resinas (1)
Clorhídrico, Nítrico, Sulfórico (7)	Desintegración	Revestimiento tabiques especiales. Resinas (1)
Fluorhídrico.	Desintegración.	Bloque carbón, junteado con azufre o resinas con filler al carbón (1)
luorhídrico hasta 50% ulfúrico frío (hasta 95%) y caliente (205°C.. (hasta 50%)	Desintegración Desintegración	Puede colocarse capa bituminosa y en seguida lámina de plomo (8), Resina (1)

NOTAS REFERENTES AL CUADRO.-

1. Las resinas sintéticas: fenólicas, furfurol, poliestéricas y epoxi empleadas en la forma que el caso requiera: pintura, membrana, mastique, o mortero para el junteo de tabiques resistentes a la acción química, constituyen la base de tratamientos muy eficaces para proteger el concreto en muy distintos procesos y almacenamientos.

2. Independientemente del tratamiento protector, el concreto per se debe ser resistente, compacto, impermeable cuando convenga se emplearán admixturas y procedimientos especiales de construcción.

(Continuación de Notas referentesal cuadro

3.- Los tratamientos protectores deberán ser adecuados a las -- temperaturas de proceso, transporte o almacenamiento, pues la intensidad del ataque aumenta con la remperatura.

4.- Tanques para gasolina, conviene: a) construirlos con concreto precomprimido (para reducir al mínimo la formación de -- microfisuras y vías de filtración), b) aplicar varias manos, o colocar varias capas preformadas, de emulsión (látex) de Thiokol (polisulfuro de etileno), y, o, resina al cloruro de Vinilideno y al de Vinilo (Saran), hasta obtener una membrana impermeable, dúctil y estable, y c) reforzar dicha membrana con - tela de vidrio, y, o, lámina muy delgada (en general de uno - a dos décimos de mm) de metal apropiado como aluminio o cobre.

5.- La formación de cristales salinos en el interior de los poros del concreto motiva expansión detrimental similar a la producida por ciclos de congelación y deshielo: el concreto deberá- ser compacto e impermeable; un 4 a 5% de aire incluído le -- permite resistir mejor la acción indicada.

6.- Las sales ácidas (como bisufaltos) ejercen acción similar, -- aunque menos intensa, que los ácidos respectivos, y requie - ren tratamientos analógos.

7.- Para las condiciones de intenso ataque en los procesos químicos se requiere proteger al concreto con membrana impermeable, revestimiento sólido -tabiques y bloques- junteados con - morteros adecuados: resinas, azufre, silicato sódico, etc

8.- La lámina de plomo no debe estar en contacto con el concreto- pues los hidróxidos alcalinos tienden a atacarla; se debe intercalar entre ambos una capa bituminosa reforzada (asbesto, -- fieltro, etc.).

2. Pruebas de laboratorio en concreto fresco.

2.1 Muestréo.

La obtención de una muestra representativa del concreto entregado en obra consta de los siguientes pasos:

a) Toma al azar durante la descarga de las mezclas porciones suficientes a intervalos cortos, en general es conveniente que el muestréo se inicie cuando se ha vaciado una cuarta parte del volumen de la mezcladora, evitando el inicio y terminacio de la descarga, que pueden presentar segregación.

b) Es necesario que la muestra se tome durante el flujo continuo de la descarga, para lo cual conviene usar un cucharón amplio ó una pala, otra forma conveniente es hacer que se descargue directamente la porción necesaria, al recipiente de muestréo.

c) El volumen de las porciones que se tomen dependerá de la prueba por efectuar, en general es aconsejable que triplique el volumen del molde o recipiente en que se realice la prueba.

2.2 Revenimiento

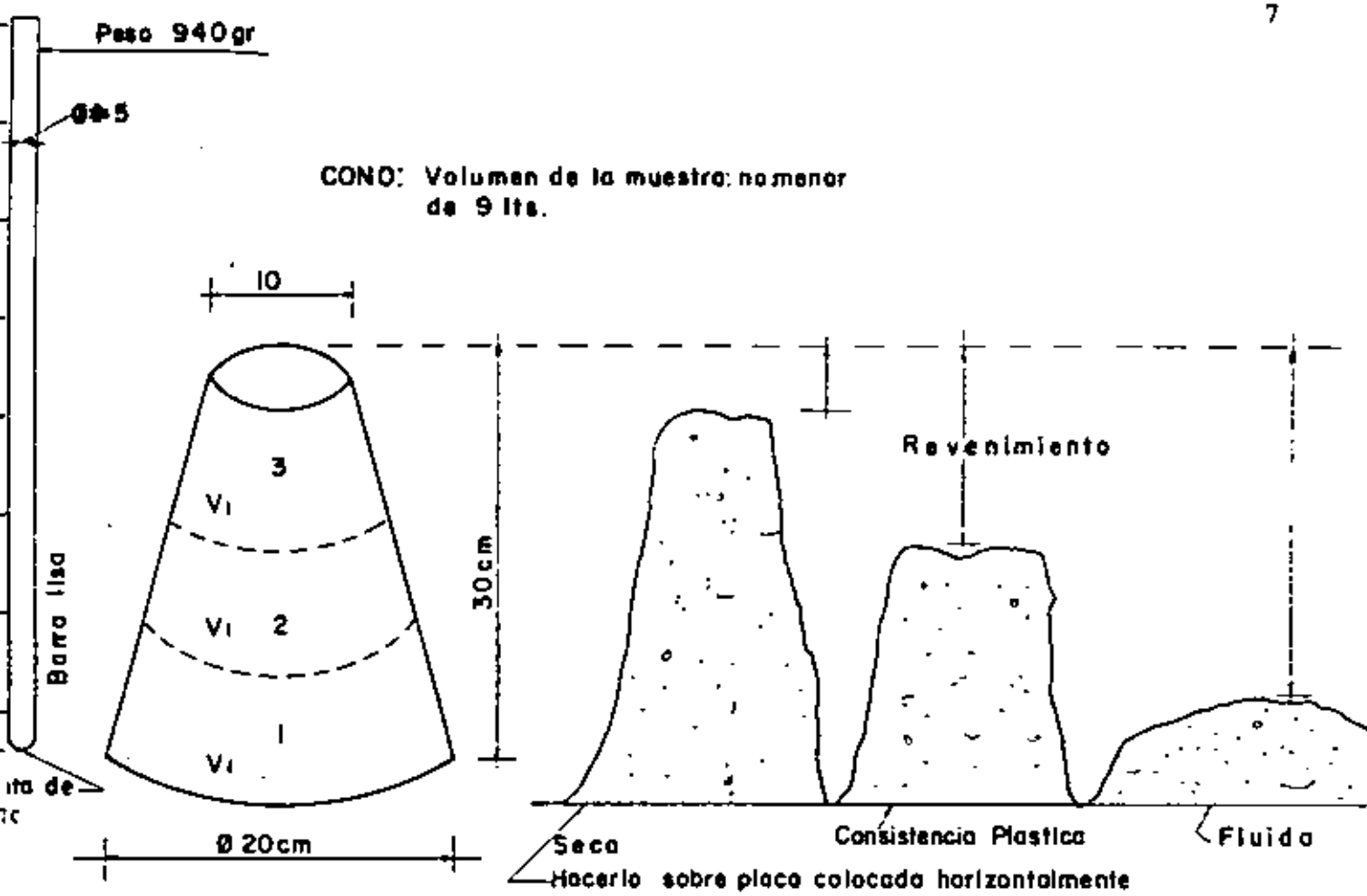
Objeto: Medir la fluidez de la revoltura.

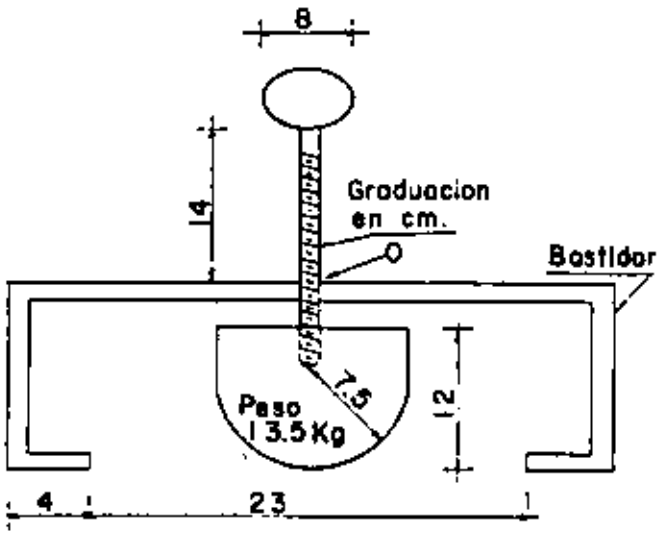
En el croquis 6A.- en forma gráfica se explica el procedimiento para efectuar la prueba por dos metodos, el del cono truncado y con la esfera de penetración; el primero se utiliza con mayor frecuencia por la comodidad de su manipulación, menores volumen de muestra y costo.

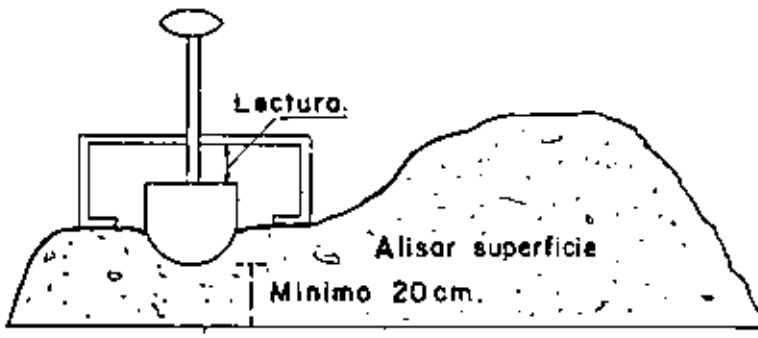
La observació:. del concreto de la muestra ya abatida, permite juzgar la plasticidad o asperesa de las revolturas así como la presencia en exceso de uno de los agregados. Estas apreciaciones señalarán la necesidad de efectuar los ajustes necesarios en las mezclas.

2.3 Metodo de prueba para determinar la resistencia a la compresión

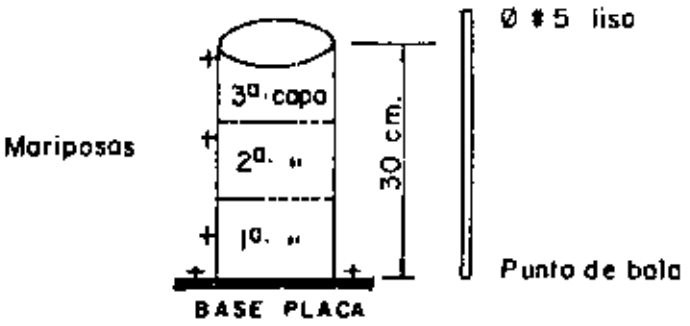
PRUEBA DE REVENIMIENTO

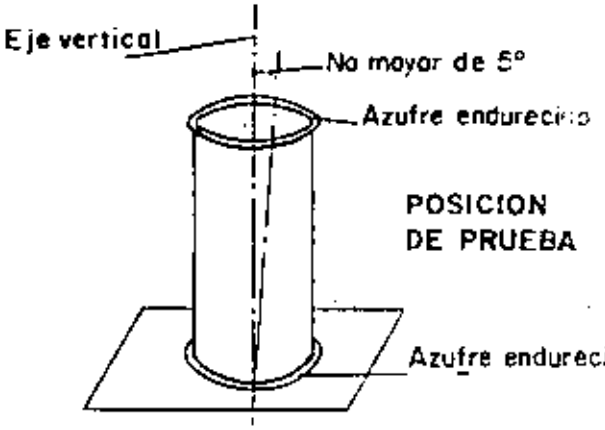


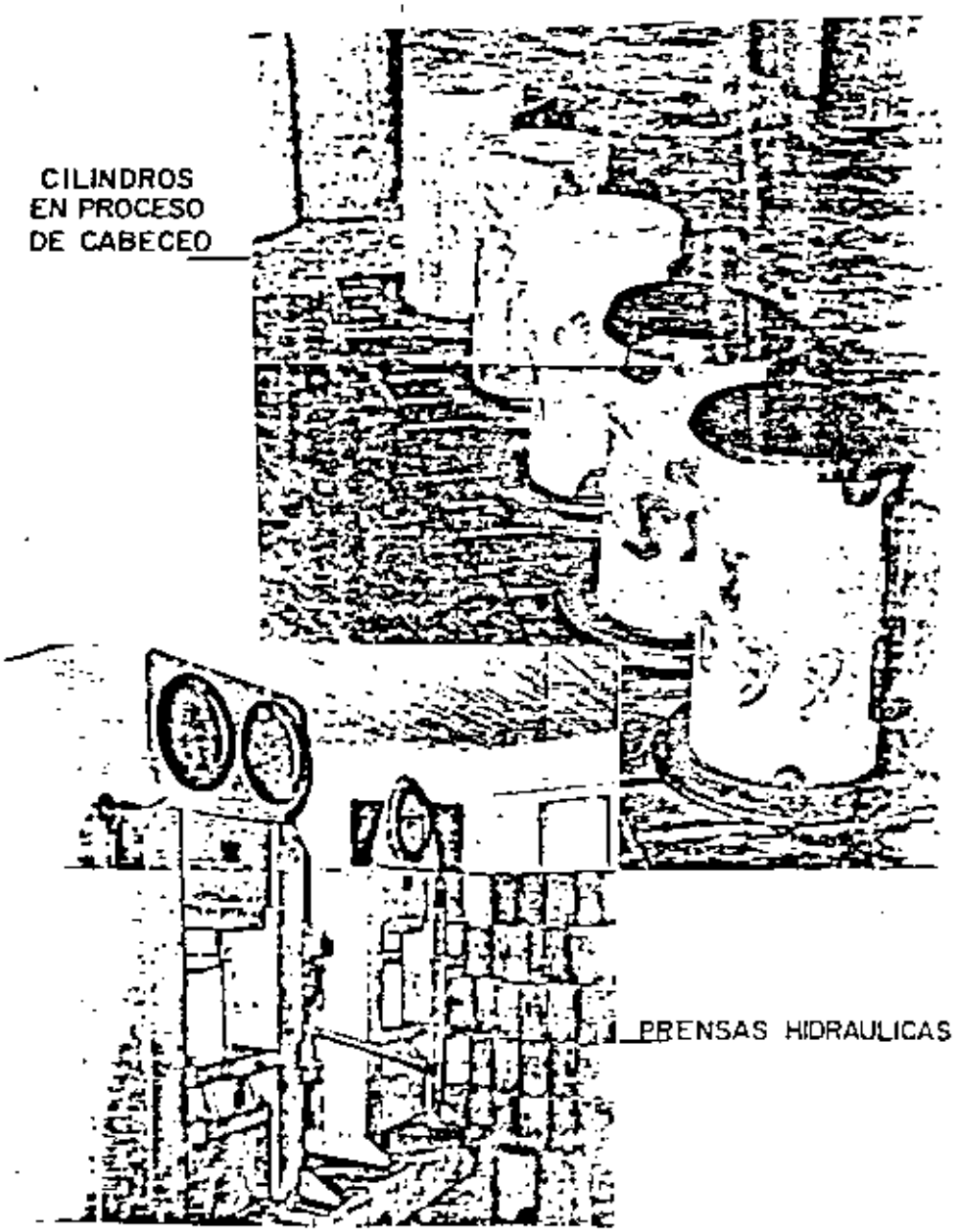




Acotaciones en cm


MOLDE
Ø # 5 liso
3ª capa
2ª. "
1ª. "
Mariposas
30 cm.
Punto de bola
BASE PLACA


Eje vertical
No mayor de 5°
Azufre endurecido
POSICION
DE PRUEBA
Azufre endurecido


CILINDROS
EN PROCESO
DE CABECEO
PRENSAS HIDRAULICAS

de cilindros moldeados de concreto.

7.3.1 Alcance.

Este método cubre el procedimiento de ensaye en comprensión de cilindros moldeados de concreto

Nota 1.- Para métodos de colado de especímenes veánse las normas de Método de Elaboración y Curado en Laboratorio de Especímenes de Concreto para Ensayes de Compresión y Flexión, y Método de Elaboración y Curado en el Campo de Especímenes de Concreto para Ensayes de Compresión y Flexión.

7.3.2 Aparatos y Equipo.

La máquina de prueba puede ser de cualquier tipo, de capacidad suficiente para que pueda proporcionar la velocidad de carga especificada en el inciso 7.3.4. Habrá suficiente espacio libre vertical entre las cabezas de la máquina y espacio libre lateral entre los elementos del marco para permitir la inclusión de anillos circulares de calibración de capacidad adecuada y las placas de apoyo necesarias.

7.3.3 Procedimiento.

Colocación del espécimen. Colóquese la placa de carga inferior, con su cara endurecida hacia arriba, sobre la placa o mesa de la máquina de ensaye, directamente abajo de la placa superior. Límpiense las superficies de apoyo de las placas superior e inferior y del espécimen de ensaye, y colóquese el espécimen sobre la placa inferior. El eje del espécimen deberá alinearse cuidadosamente con el centro de carga de la placa superior. Mientras la placa superior se baja hacia el espécime, gírese lentamente su porción móvil a mano, para que se obtenga un contacto uniforme.

7.3.4 Velocidad de aplicación de la carga. Aplíquese la carga uniformemente y sin impacto. En máquinas de prueba de tornillo, la cabeza móvil deberá desplazarse a una velocidad aproximada de 0.1 cm/min. cuando no se coloque el espécimen de prueba. En máquina hidráulicas, la velocidad de aplicación

será constante, dentro del intervalo de 1.5 a 3.5 kg/cm^2/seg. Durante la aplicación de la primera mitad de la carga máxima, se puede permitir una velocidad mayor. No deberán hacerse ajustes en los controles de la máquina de prueba mientras el espécimen está deformandose rápidamente antes de la falla.

7.3.5 Aumentese la carga hasta que el espécimen falla, y registrese la carga máxima (de ruptura) soportada para el especimen durante la prueba. Deberán anotarse el tipo de falla y la apariencia del concreto.

7.3.6 Calculos y Resultados

Calcúlese la resistencia a la compresión del espécimen dividiendo la carga máxima soportada durante la prueba entre el área promedio de la sección transversal. Exprésese el resultado con una aproximación de 1.0 kg/cm^2.

7.3.7 El informe deberá incluir lo siguiente:

(1) Número de identificación
(2) Diametro (y longitud, si no es estandar), en cm.,
(3) Area de la sección transversal, en cm^2
(4) Carga máxima, en kg.
(5) Resistencia a la compresión calculada con aproximación de 1.00 kg/cm^2
(6) Tipo de fallas, si es diferente del cono usual
(7) Defectos en el espécimen o en las cabezas, y
(8) Edad del Espécimen.

2.3.8 PRUEBAS DE LABORATORIO DE CONCRETO ENDURECIDO

Cuando las resistencias obtenidas en los cilindros de concreto estándar son insuficientes, se realizan pruebas complementarias cuyos resultados se emplean como elementos de juicio para dictaminar sobre la resistencia del concreto que se encuentra colocado en una estructura.

Estas pruebas se realizan directamente sobre estructuras, y otras sobre porciones reducidas de concreto extraído de ellas. Las primeras son verdaderas pruebas no destructivas, pero las segundas, aunque no suelen afectar la integridad estructural, sí requieren la destrucción de las porciones que se ensayan. Estas pruebas son:

dureza superficial

barrenación de núcleos

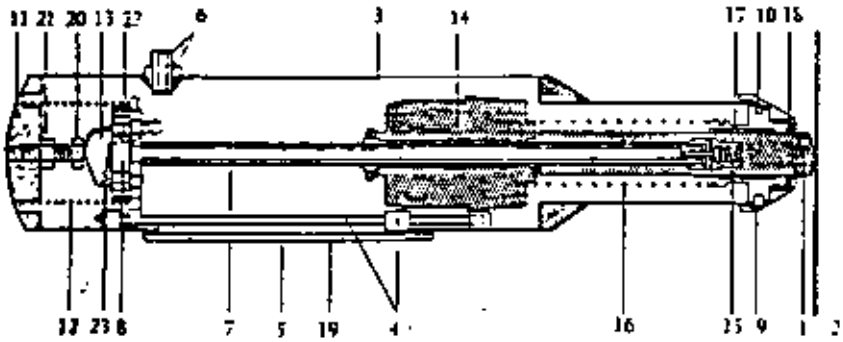
En lo que sigue, se mencionan los aspectos fundamentales de estas determinaciones.

2.3.9 PRUEBAS DE DUREZA SUPERFICIAL

Se persigue relacionar la dureza de la superficie del concreto con su resistencia a compresión, mediante correspondencias empíricas. Para ello existen dos formas de aplicación: percusión y rebote. La de percusión consiste en producir el impacto de una esfera metálica sobre la superficie del concreto empleando una energía determinada, con lo cual se produce una huella en forma de casquete esférico, cuyo mayor o menor diámetro se relaciona con la dureza del concreto, y ésta, con su resistencia a compresión. La de rebote utiliza un dispositivo denominado martillo o esclerómetro, mediante el cual se genera el impacto de una pieza en forma de émbolo accionada por un resorte, cuyo rebote depende de la dureza de la superficie. Los valores de rebote se relacionan directamente con la resistencia del concreto.

...

ESCLEROMETRO



1. Embolo de impacto
2. Superficie de prueba
3. Envoltura metálica
4. Corredera con guia
5. Escala graduada
6. Botón de seguridad
7. Barra de guia
8. Disco
9. Tapa
10. Anillo en dos partes
11. Cubierta posterior
12. Resorte de compresion
13. Trinquete
14. Masa
15. Resorte de retencion
16. Resorte de impacto
17. Camisa de guia
18. Fieltro limpiador
19. Ventana de plástico transparente
20. Tornillo de disparo
21. Contratuerca
22. Pasador
23. Resorte de trinquete

fig 7.3.9 . *Sección longitudinal del martillo Schmidt para concreto, tipo N*

De estos dos procedimientos, el segundo es el más común: se emplea el martillo Schmidt, de uso prácticamente universal que se ilustra esquemáticamente en la fig 7.3.9. Con su juiciosa aplicación, es posible, más que determinar la resistencia absoluta del concreto, tratar de establecer comparaciones entre diferentes zonas de una estructura, o bien entre la estructura y especímenes hechos con el mismo concreto. De este modo, con su empleo puede obtenerse información confiable de carácter cualitativo, pero con las debidas reservas que imponen las siguientes limitaciones sobre la uniformidad en el valor del rebote:

a) La posición del martillo durante su aplicación al concreto influye notablemente. Para tomar en cuenta este aspecto, el dispositivo se acompaña de una serie de gráficas para distintas posiciones de prueba. Es preferible realizar en una misma posición todas las determinaciones de carácter comparativo.

b) El grado de humedad de la superficie influye de modo que conforme esta disminuye, el valor del rebote aumenta.

c) La calidad y tamaño máximo del agregado se manifiesta así: con agregados ligeros, el rebote disminuye, lo mismo que con agregados de tamaño menor.

d) La presencia de acero de refuerzo cercano a la superficie aumenta el valor del rebote.

e) El estado que guarda la superficie respecto al interior del concreto es fuente de variaciones importantes. Por ejemplo, cuando para facilitar el descimbrado se aplica alguna sustancia a las formas que inhiba su adherencia con el concreto, es posible que la superficie resulte afectada y manifieste menos dureza de la que debería. Por el contrario, si la superficie se halla carbonatada, puede manifestar más dureza que el interior.

...

f) Finalmente, el grado de aspereza de la superficie también puede influir en el valor del rebote: conforme aumenta la aspereza, el rebote disminuye. Para eliminar esta posible causa de variación, se recomienda pulir el lugar de prueba con un material abrasivo que se suministra junto con el equipo.

Para reducir al mínimo posible estos motivos de error, generalmente se recomienda delimitar áreas reducidas, de unos 30 x 30cm, y efectuar en cada una de ellas de 15 a 30 impactos, en puntos distantes no menos de 3cm entre sí. Debe juzgarse la dispersión de los rebotes así obtenidos, con objeto de descartar aquellos que, por ser demasiado apartados del promedio, puedan considerarse influidos por factores ajenos a la calidad real del concreto. El promedio de los valores que permanezcan es representativo de la dureza de la superficie del concreto en el área correspondiente.

2.3.10 EXTRACCION DE NUCLEOS O CORAZONES DE CONCRETO

Estas son pruebas directas, que se realizan por medio de una máquina con barreno rotatorio provisto de una corona de acero endurecido (corona de diamante) que se considera necesario realizar con base en el criterio asentado por el Reglamento de Construcciones del Instituto Americano del Concreto, el cual difiere un poco con relación al mismo tema, el primero de los cuales indica:

- Si las pruebas individuales de especímenes curados en el laboratorio producen resistencias de más de 35 kg/cm2 por debajo de f'c, o si las pruebas de los cilindros curados en el campo indican deficiencias en la protección y curado, deben tomarse medidas para asegurar que la capacidad de carga de la estructura no se está comprometiendo. Si se confirma que el concreto es de baja resistencia, y los cálculos indican que la capacidad de carga de la estructura no se está

...

comprometiendo. Si se confirma que el concreto es de baja resistencia, y los cálculos indican que la capacidad de carga se ha reducido significativamente, se puede requerir el ensaye de corazones extraídos de la zona en duda, de acuerdo con el "Método de Obtención y Prueba de Corazones Extraídos con Broca y Vigas Aserradas de Concreto" (ASTM C 42). Deben tomarse tres corazones por cada resultado de prueba de cilindros que esté por debajo de f'c en más de 35 kg/cm2. Si el concreto de la estructura va a estar seco durante las condiciones de servicio, los corazones deberán secarse al aire (temperatura entre 15 y 30°C, humedad relativa menor del 60 por ciento), durante 7 días antes de la prueba, y deberán probarse secos. Si el concreto de la estructura va a estar muy húmedo, más que superficialmente húmedo, durante las condiciones de servicio, los corazones deberán sumergirse en agua por lo menos durante 48 horas, y probarse húmedos.

El concreto de la zona representada por los corazones, se considerará estructuralmente adecuado si el promedio de los tres corazones es por lo menos igual al 85 por ciento de f'c, y ningún corazón tiene una resistencia menor del 75 por ciento de f'c. (Para comprobar la precisión del ensaye, se pueden volver a probar los lugares que representen las resistencias dudosas de los corazones). Si estos criterios de aceptación de resistencia no se cumplen mediante las pruebas de corazones, y si las condiciones estructurales permanecen en duda, la autoridad responsable puede ordenar que se hagan pruebas de carga para la parte dudosa de la estructura, o tomar otra decisión adecuada a las circunstancias.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES DE OBRAS HIDRAULICAS
U R B A N A S

S E G U R I D A D

ING. RAUL LOPEZ CALVILLO
FEBRERO, 1979

SEGURIDAD PARA INTERFERENCIAS EN LAS OBRAS

ATENDIENDO A LOS PROBLEMAS QUE SE HAN PRESENTADO EN EL TRANSCURSO DE LA CONSTRUCCION Y DE ACUERDO CON LAS MULTIPLES INTERFERENCIAS YA EXISTENTES;- SE ELABORAN LAS SIGUIENTES NORMAS DE SEGURIDAD,- QUE PERMITIRAN GUIAR AL INGENIERO CONSTRUCTOR -- PARA UN MEJOR DESARROLLO DE LOS TRABAJOS.

I.- DESARROLLO HISTORICO DE LA SEGURIDAD INDUSTRIAL.

La historia del hombre primitivo en el mundo, la conocemos en gran parte por los vestigios que los siglos han dejado de su trabajo. Es así por lo que se supone que su primer trabajo organizado, fue la fabricación de puntas de flechas de pedernal, que requerían para suministrarse el alimento y vestido a través de la caza.

Con ésta primitiva actividad, aparecen los primeros accidentes de trabajo, que por el sentido natural del género humano a la conservación física y temor al dolor, debieron necesariamente hacerlo practicar en cierto grado la prevención de accidentes.

Esta práctica preventiva, manifestó características individualistas y defensivas, con pocos cambios a través de los siglos, hasta el triunfo de la mecanización de la industria a principios del Siglo XIX, en que las pérdidas de vidas humanas y mutilaciones derivadas del trabajo, llamaron la atención de gentes que por sentido humanitario, levantaron el clamor popular contra las detestables condiciones sociales de los obreros y la explotación de que eran objeto, dando orígen al establecimiento de las primeras leyes que regulaban el trabajo.

Es así por lo que la Seguridad Industrial pasó por tres importantes etapas de desarrollo:

La primera ya mencionada, con características individualistas y defensivas nacida de las experiencias elementales que adquirió el hombre primitivo al desempeñar su trabajo y que continuó hasta antes del advenimiento de la explotación industrial mecanizada.

La segunda etapa, se inicia como procedimiento organizado de prevención de accidentes, hasta que la administración industrial es presionada por la legislación del trabajo.

Esta etapa se originó en Inglaterra, cuna de la industrialización, a partir de 1833 en que el gobierno realizó algunas inspecciones y en 1850 comenzaron a llevarse a cabo mejoras nacidas de las recomendaciones hechas por la indignación del pueblo que sufrió las consecuencias de los accidentes de trabajo.

A partir de entonces siguieron sus pasos otros países industrializados como Estados Unidos, Alemania y Francia, estableciendo una legislación de trabajo que en materia de seguridad consistía en atacar las causas definidas, físicas y mecánicas de los accidentes, tales como los peligros que constituyen -- partes específicas de maquinaria y condiciones inseguras de - construcción o funcionamiento.

Desde este punto de vista se logró muy poco beneficio por la

dificultad de hacer cumplir las leyes. Con esa experiencia se establecieron leyes que gravan a los patrones aumentándoles -- los costos de los accidentes, obligándolos a corregir las condiciones que los originan. En 1880 en Inglaterra se promulgó el Acta de Responsabilidad de los Patrones, que permitía a los representantes del trabajador fallecido cobrar los daños por - muerte causada por negligencia.

Se estableció con lo anterior, que el patrón era legalmente - responsable de la protección de sus trabajadores contra los accidentes.

Dentro del campo del derecho civil, los tribunales y la doctrina de Bélgica y de Francia, abrieron las puertas a la teoría - del riesgo profesional, base de la ley francesa de 1898, que - impuso a las empresas la obligación de indemnizar a los trabajadores por los accidentes ocurridos por el hecho, ó en ocasión del trabajo, y en 1919 otra ley francesa extendió la responsabilidad empresarial a las enfermedades profesionales.

Este criterio constituye un factor importante que encausó al - patrón hacia la localización de las causas de accidentes para lograr su prevención.

Es conveniente hacer resaltar que en esta segunda etapa histó-

rica de la prevención de accidentes, todavía NO se consideraba a la Seguridad como parte inherente a la rutina de la industria, se consideraba como humanitarismo con algo de significación comercial en particular, por lo que al pago de indemnización por accidente de trabajo se refiere.

La tercera etapa y más importante por la que atraviesa la Seguridad, se inició gracias a una investigación realizada en 1926 por la Travelers Insurance Company, en que se determinó que la cantidad real de dinero pagado por el patrón, ya sea directamente ó a través de su aseguradora por concepto de demandas y gastos médicos resultantes de los accidentes, representaba para el patrón una quinta parte tan sólo del costo total de los accidentes.

Se encontró que las cuatro quintas partes restantes del costo de los accidentes, resultan del efecto sobre la organización: en moral, calidad, cantidad de producción, etc.

La importancia de este estudio fue confirmada en 1927 en un informe del Consejo Americano de Ingeniería (Estados Unidos), acerca de la relación de los accidentes con la producción.

En 1929 la Travelers Insurance Company (Estados Unidos), demostró que en un grupo unitario de 330 accidentes similares, solo

mente uno de ellos causó una lesión grave, mientras que 29 originaron lesiones leves y 300 no causaron lesión. Teniendo en consideración que del grupo de 330 accidentes, las causas que los provocaron fueron las mismas o similares, localizandolas en uno de esos accidentes, corrigiendolas evitaríamos la posibilidad de la ocurrencia de los restantes del grupo.

Este progreso logrado por la Seguridad Industrial, ha hecho posible que sea una actividad inherente a la administración de negocios, no sólo porque es una tarea humanitaria que bien vale la pena por si misma, sino también porque brinda beneficios económicos de considerable importancia. En toda empresa bien administrada, existe la aplicación de las técnicas de la Seguridad para controlar el problema de los accidentes.

Se ha demostrado que las causas que provocan accidentes, motivan una producción defectuosa, decrecimiento de la producción, ineficiencia y falta de economía general.

Mientras los patrones estén en posibilidad de controlar la cantidad y calidad de la producción, también lo estarán para restringir los accidentes.

Los trabajos de ingeniería requieren en ocasiones correr riesgos, pero éstos deben estar medidos y con amplio margen de éxito cuando intervienen vidas humanas, porque en caso contrario

sería irresponsable la actitud.

II.- LEYES LABORALES MEXICANAS.

NOTA: La finalidad de este capítulo, es hacer una breve síntesis únicamente de los aspectos legales que tienen relación con la prevención de accidentes o la seguridad industrial.

Las leyes Laborales Mexicanas emanan del Art. 123 de la Constitución de 1917, que fue la primera en el mundo en consignar derechos sociales o garantías sociales en favor de los trabajadores.

Artículo 123.

Fracción XIV: Indica la responsabilidad patronal en cuanto a accidentes de trabajo y enfermedades profesionales, así como el pago de las indemnizaciones correspondientes.

Fracción XV: Se consigna la responsabilidad patronal para la protección de sus trabajadores de los riesgos inherentes al trabajo.

Fracción XXIX: Considera de utilidad pública la expedición de la Ley del Seguro Social, la que comprenderá seguro de riesgos de trabajo.

(Art. 1° LFT)* La ley Federal del Trabajo, rige las relaciones

*LFT: Ley Federal del Trabajo.

de trabajo comprendidas en el Art. 123 de la Constitución.

Artículo 60, LSS *

El patrón que haya asegurado a los trabajadores a su servicio contra riesgos de trabajo, quedará relevado en los términos que señala esta Ley, del cumplimiento de las obligaciones que sobre responsabilidad por esta clase de riesgos establece la Ley Federal del Trabajo.

El Art. 473 LFT* y Art. 48 LSS*, considera como riesgos de trabajo a los accidentes y enfermedades a que están expuestos los trabajadores en ejercicio o con motivo del trabajo, entendiéndose por accidente (Art. 474 LFT y Art. 49 LSS), toda lesión orgánica o perturbación funcional, inmediata o posterior, o por la muerte producida repentinamente en ejercicio, o con motivo del trabajo, cualesquiera que sean el lugar y el tiempo en que se preste; y por enfermedad de trabajo: todo estado patológico (Art. 475 LFT y Art. 50 LSS), derivado de la acción continuada de una causa que tenga su origen o motivo en el trabajo ó en el medio en que el trabajador se vea obligado a prestar sus servicios.

Art. 62, LSS, los riesgos del trabajo pueden producir:

1.- Incapacidad temporal;

* LSS: Ley del Seguro Social.
* LFT: Ley Federal del Trabajo.

2.- Incapacidad permanente parcial;

3.- Incapacidad permanente total; y

4.- Muerte.

Art. 7 LSS, el Seguro Social cubre las contingencias y proporciona los servicios que se especifican, mediante prestaciones en especie y en dinero.

El Art. 487 LFT y Art. 63 LSS, señala que los trabajadores que sufran un riesgo de trabajo, tendrán derecho a:

I.- Asistencia médica y quirúrgica;

II.- Rehabilitación;

III.- Hospitalización, cuando el caso lo requiera;

IV.- Medicamentos y material de uración;

V.- Los aparatos de prótesis y ortopedia necesarios;

VI.- La indemnización fijada en el presente título.

Art. 65, LSS, el asegurado que sufra un riesgo de trabajo tiene derecho a las siguientes prestaciones en dinero:

1.- Si lo incapacita para trabajar, recibirá mientras dure la inhabilitación, el 100% de su salario.

2.- Al ser declarada la incapacidad permanente total del asegurado, éste recibirá una pensión mensual.

3.- Si la incapacidad declarada es permanente parcial, el asegurado recibirá una pensión calculada conforme a la tabla de valuación de incapacidad contenida en la Ley Federal del Trabajo.

El Art. 489, no libera al patrón de responsabilidad cuando:

I.- El trabajador explícita o implícitamente hubiese asumido los riesgos de trabajo.

II.- El accidente ocurra por torpeza o negligencia del trabajador.

III.- El accidente sea causado por negligencia ó imprudencia de algún compañero de trabajo o de alguna tercera persona

El Art. 490 LFT y Art. 56 LSS, señala que en los casos de falta inexcusable del patrón, la indemnización podrá aumentarse hasta en un 25%, a juicio de la Junta de Conciliación y Arbitraje. El patrón tendrá la obligación de pagar al Instituto el capital constitutivo, sobre el incremento correspondiente.

Hay falta inexcusable de los patrones:

I.- Si no cumple las disposiciones legales y reglamentarias para la prevención de los riesgos de trabajo.

II.- Si habiéndose realizado accidentes anteriores, no adopta las medidas adecuadas para evitar su repetición.

III.- Si no adopta las medidas preventivas recomendadas por las comisiones creadas por los trabajadores y los patrones, o por las autoridades del trabajo.

IV.- Si los trabajadores hacen notar al patrón el peligro que corren y éste no adopta las medidas adecuadas para evitarlo.

V.- Si concurren circunstancias análogas, de la misma gravedad a las mencionadas en las fracciones anteriores.

COMENTARIO: Con el establecimiento del Instituto Mexicano del Seguro Social (Art. 123, Frac. XXIX), que cubre los riesgos del trabajo, el patrón queda relevado de la obligación que contrae en virtud de la Frac. XIV del Art. 123, no así de su obligación en cuanto a lograr la protección de sus trabajadores de los riesgos inherentes del trabajo (Frac. XV, Art. 123).

En la Ley Federal del Trabajo, se establecen las responsabilidades y obligaciones de patrones y trabajadores, para que en esa forma quede más clara la participación patronal para la prevención de accidentes.

Artículo 47, LFT

XII: Establece que es causa de rescisión de la relación de trabajo sin responsabilidad para el patrón, el negarse el trabajador a adoptar las medidas preventivas ó a seguir los procedimientos indicados para evitar accidentes o enfermedades.

Artículo 51, LFT

Es causa de rescisión de la relación del trabajo sin responsabi

lidad para el trabajador.

VII: La existencia de un peligro grave para la seguridad o salud del trabajador o su familia, ya sea por carecer de situaciones higiénicas el establecimiento o porque no se cumplan las medidas preventivas o de seguridad que las leyes establecen; y

VIII: Comprometer el patrón, con su descuido o imprudencia inexcusables, la seguridad del establecimiento o de las personas que se encuentren en el.

Artículo 132, LFT

Señala las obligaciones de los patrones, entre ellas son las siguientes:

XV: Organizar permanentemente o periódicamente cursos o enseñanzas de capacitación profesional o adiestramiento para sus trabajadores.

XVI: Instalar, de acuerdo con los principios de seguridad e higiene, las fábricas, talleres, oficinas y demás lugares en que deban ejecutarse los trabajos....., adoptarán los procedimientos adecuados para evitar perjuicios al trabajador, procurando que no se desarrollen enfermedades epidémicas o infecciosas y organizando el trabajo que resulte para la salud y vida del trabajador la mayor garantía compatible.

XVII: Observar las medidas adecuadas y las que fijen las leyes para prevenir accidentes en el uso de maquinaria, instrumentos o material de trabajo, y disponer en todo tiempo de los medicamentos y material de curación indispensables, a juicio de las autoridades que correspondan.....

XVIII: Fijar y difundir las disposiciones conducentes de los reglamentos de higiene y seguridad en lugar visible de los establecimientos y lugares en donde se preste el trabajo

XXIV: Permitir la inspección y vigilancia que las autoridades del trabajo practiquen en su establecimiento para cerciorarse del cumplimiento de las normas.....

Artículo 134, LFT

Son obligaciones de los trabajadores:

I.- Cumplir las disposiciones de las normas de trabajo que le sean aplicables.

II.- Observar las medidas preventivas o higiénicas que acuerden las autoridades competentes y las que indiquen los patrones para la seguridad y protección de los trabajadores .....

XII.- Comunicar al patrón ó a su representante las deficiencias que adviertan, a fin de evitar daños o perjuicios a vidas de sus compañeros de trabajo ó de los patrones.

Artículo 135, LFT

Queda prohibido a los trabajadores ejecutar cualquier acto que

pueda poner en peligro su propia seguridad, la de sus compañeros de trabajo o la de terceras personas, así como la de los establecimientos o lugares en que el trabajo se desempeñe.

Artículo 422, LFT

Se establece la elaboración del reglamento interior de trabajo - entendiéndose por el mismo, el conjunto de disposiciones obligatorias para trabajadores y patrones en el desarrollo de los trabajos de la empresa y contendrá entre otras disposiciones:

VI: Normas para prevenir los riesgos de trabajo e instrucciones para prestar los primeros auxilios.

XI: Las demás normas necesarias para conseguir la mayor seguridad y regularidad en el desarrollo del trabajo.

Artículo 509, LFT

En cada empresa ó establecimiento se organizarán las Comisiones de Seguridad e Higiene que se juzguen necesarias, compuestas por igual número de representantes de los trabajadores y del patrón, para investigar las causas de los accidentes, proponer medidas - para prevenirlos y vigilar que se cumplan.

COSTO DE LOS RIESGOS PROFESIONALES.

La industria de la construcción tiene la obligación de afiliarse al Instituto Mexicano del Seguro Social, y cubrir una prima de seguro por el concepto de riesgo profesional, la que de acuerdo al Reglamento de Clasificación de Empresas, le corresponde el grupo V, grado medio, que viene siendo el 125% del monto de la prima que por vejez, cesantía o muerte, cobra ese mismo instituto a sus afiliados.

La clasificación anterior ha considerado que los riesgos de trabajo en este tipo de industria, son los máximos.

El pago de la prima de riesgo profesional, es cubierto totalmente por el patrón.

Remitiendonos a la información que nos proporciona el IMSS a través de su Departamento de Riesgos Profesionales, tenemos:

Costo de los riesgos profesionales ocurridos en 1972.

Conceptos:

a) Prestaciones en especie
b) Prestaciones en dinero
c) Gastos de administración
d) Incobrabilidades, depreciaciones e intereses actuariales.

T O T A L :	$	1,178'611,965.00
Total de casos:		319,058.00
Costo promedio por caso:	$	3,694.00

I.- DESARROLLO HISTORICO DE LA SEGURIDAD INDUSTRIAL.

La historia del hombre primitivo en el mundo, la conocemos en gran parte por los vestigios que los siglos han dejado de su trabajo. Es así por lo que se supone que su primer trabajo organizado, fue la fabricación de puntas de flechas de pedernal, que requerían para suministrarse el alimento y vestido a través de la caza.

Con ésta primitiva actividad, aparecen los primeros accidentes de trabajo, que por el sentido natural del género humano a la conservación físico y temor al dolor, debieron necesariamente hacerlo practicar en cierto grado la prevención de accidentes.

Esta práctica preventiva, manifestó características individualistas y defensivas, con pocos cambios a través de los siglos, hasta el triunfo de la mecanización de la industria a principios del Siglo XIX, en que las pérdidas de vidas humanas y mutilaciones derivadas del trabajo, llamaron la atención de gentes que por sentido humanitario, levantaron el clamor popular contra las detestables condiciones sociales de los obreros y la explotación de que eran objeto, dando orígen al establecimiento de las primeras leyes que regulaban el trabajo.

Es así por lo que la Seguridad Industrial pasó por tres importantes etapas de desarrollo:

La primera ya mencionada, con características individualistas y defensivas nacida de las experiencias elementales que adquirió el hombre primitivo al desempeñar su trabajo y que continuó hasta antes del advenimiento de la explotación industrial mecanizada.

La segunda etapa, se inicia como procedimiento organizado de prevención de accidentes, hasta que la administración industrial es presionada por la legislación del trabajo.

Esta etapa se originó en Inglaterra, cuna de la industrialización, a partir de 1833 en que el gobierno realizó algunas inspecciones y en 1850 comenzaron a llevarse a cabo mejoras nacidas de las recomendaciones hechas por la indignación del pueblo que sufrió las consecuencias de los accidentes de trabajo. A partir de entonces siguieron sus pasos otros países industrializados como Estados Unidos, Alemania y Francia, estableciendo una legislación de trabajo que en materia de seguridad consistía en atacar las causas definidas, físicas y mecánicas de los accidentes, tales como los peligros que constituyen -- partes específicas de maquinaria y condiciones inseguras de - construcción o funcionamiento.

Desde este punto de vista se logró muy poco beneficio por la

dificultad de hacer cumplir las leyes. Con esa experiencia se establecieron leyes que graven a los patrones aumentándoles -- los costos de los accidentes, obligándolos a corregir las condiciones que los originan. En 1880 en Inglaterra se promulgó el Acta de Responsabilidad de los Patrones, que permitía a los representantes del trabajador fallecido cobrar los daños por - muerte causada por negligencia.

Se estableció con lo anterior, que el patrón era legalmente - responsable de la protección de sus trabajadores contra los accidentes.

Dentro del campo del derecho civil, los tribunales y la doctrina de Bélgica y de Francia, abrieron las puertas a la teoría - del riesgo profesional, base de la ley francesa de 1898, que - impuso a las empresas la obligación de indemnizar a los trabajadores por los accidentes ocurridos por el hecho, ó en ocasión del trabajo, y en 1919 otra ley francesa extendió la responsabilidad empresarial a las enfermedades profesionales.

Este criterio constituye un factor importante que encausó al - patrón hacia la localización de las causas de accidentes para lograr su prevención.

Es conveniente hacer resaltar que en esta segunda etapa histó-

mente uno de ellos causó una lesión grave, mientras que 29 originaron lesiones leves y 300 no causaron lesión. Teniendo en consideración que del grupo de 330 accidentes, las causas que los provocaron fueron las mismas o similares, localizandolas en uno de esos accidentes, corrigiendolas evitaríamos la posibilidad de la ocurrencia de los restantes del grupo.

Este progreso logrado por la Seguridad Industrial, ha hecho posible que sea una actividad inherente a la administración de negocios, no sólo porque es una tarea humanitaria que bien vale la pena por si misma, sino también porque brinda beneficios económicos de considerable importancia. En toda empresa bien administrada, existe la aplicación de las técnicas de la Seguridad para controlar el problema de los accidentes.

Se ha demostrado que las causas que provocan accidentes, motivan una producción defectuosa, decrecimiento de la producción, ineficiencia y falta de economía general.

Mientras los patrones estén en posibilidad de controlar la cantidad y calidad de la producción, también lo estarán para restringir los accidentes.

Los trabajos de ingeniería requieren en ocasiones correr riesgos, pero éstos deben estar medidos y con amplio margen de éxito cuando intervienen vidas humanas, porque en caso contrario

sonia irresponsable la actitud.

II.- LEYES LABORALES MEXICANAS.

NOTA: La finalidad de este capítulo, es hacer una breve síntesis únicamente de los aspectos legales que tienen relación con la prevención de accidentes o la seguridad industrial.

Las leyes Laborales Mexicanas emanan del Art. 123 de la Constitución de 1917, que fue la primera en el mundo en consignar derechos sociales o garantías sociales en favor de los trabajadores.

Artículo 123.

Fracción XIV: Indica la responsabilidad patronal en cuanto a accidentes de trabajo y enfermedades profesionales, así como el pago de las indemnizaciones correspondientes.

Fracción XV: Se consigna la responsabilidad patronal para la protección de sus trabajadores de los riesgos inherentes al trabajo.

Fracción XXIX: Considera de utilidad pública la expedición de la Ley del Seguro Social, la que comprenderá seguro de riesgos de trabajo.

(Art. 1° LFT)* La ley Federal del Trabajo, rige las relaciones

*LFT: Ley Federal del Trabajo.

de trabajo comprendidas en el Art. 123 de la Constitución.

Artículo 60. LSS *

El patrón que haya asegurado a los trabajadores a su servicio contra riesgos de trabajo, quedará relevado en los términos que señala esta Ley, del cumplimiento de las obligaciones que sobre responsabilidad por esta clase de riesgos establece la Ley Federal del Trabajo.

El Art. 473 LFT* y Art. 48 LSS*, considera como riesgos de trabajo a los accidentes y enfermedades a que están expuestos los trabajadores en ejercicio o con motivo del trabajo, entendiéndose por accidente (Art. 474 LFT y Art. 49 LSS), toda lesión orgánica o perturbación funcional, inmediata o posterior, o por la muerte producida repentinamente en ejercicio, o con motivo del trabajo, cualesquiera que sean el lugar y el tiempo en que se preste; y por enfermedad de trabajo: todo estado patológico (Art. 475 LFT y Art. 50 LSS), derivado de la acción continuada de una causa que tenga su origen o motivo en el trabajo ó en el medio en que el trabajador se ven obligado a prestar sus servicios.

Art. 62, LSS, los riesgos del trabajo pueden producir:

1.- Incapacidad temporal;

* LSS: Ley del Seguro Social.
* LFT: Ley Federal del Trabajo.

2.- Incapacidad permanente parcial;

3.- Incapacidad permanente total; y

4.- Muerte.

Art. 7 LSS, el Seguro Social cubre las contingencias y proporciona los servicios que se especifican, mediante prestaciones en especie y en dinero.

El Art. 487 LFT y Art. 63 LSS, señala que los trabajadores que sufran un riesgo de trabajo, tendrán derecho a:

I.- Asistencia médica y quirúrgica;

II.- Rehabilitación;

III.- Hospitalización, cuando el caso lo requiera;

IV.- Medicamentos y material de curación;

V.- Los aparatos de prótesis y ortopedia necesarios;

VI.- La indemnización fijada en el presente título.

Art. 65, LSS, el asegurado que sufra un riesgo de trabajo tiene derecho a las siguientes prestaciones en dinero:

1.- Si lo incapacita para trabajar, recibirá mientras dure la inhabilitación, el 100% de su salario.

2.- Al ser declarada la incapacidad permanente total del asegurado, éste recibirá una pensión mensual.

3.- Si la incapacidad declarada es permanente parcial, el asegurado recibirá una pensión calculada conforme a la tabla de valuación de incapacidad contenida en la Ley Federal del Trabajo.

El Art. 489, no libera al patrón de responsabilidad cuando:

I.- El trabajador explícita o implícitamente hubiese asumido los riesgos de trabajo.

II.- El accidente ocurra por torpeza o negligencia del trabajador.

III.- El accidente sea causado por negligencia ó imprudencia de algún compañero de trabajo o de alguna tercera persona

El Art. 490 LFT y Art. 56 LSS, señala que en los casos de falta inexcusable del patrón, la indemnización podrá aumentarse hasta en un 25%, a juicio de la Junta de Conciliación y Arbitraje. El patrón tendrá la obligación de pagar al Instituto el capital constitutivo, sobre el incremento correspondiente.

Hay falta inexcusable de los patrones:

I.- Si no cumple las disposiciones legales y reglamentarias para la prevención de los riesgos de trabajo.

II.- Si habiéndose realizado accidentes anteriores, no adopta las medidas adecuadas para evitar su repetición.

III.- Si no adopta las medidas preventivas recomendadas por las comisiones creadas por los trabajadores y los patrones, o por las autoridades del trabajo.

IV.- Si los trabajadores hacen notar al patrón el peligro que corren y éste no adopta las medidas adecuadas para evitarlo.

V.- Si concurren circunstancias análogas, de la misma gravedad a las mencionadas en las fracciones anteriores.

COMENTARIO: Con el establecimiento del Instituto Mexicano del Seguro Social (Art. 123, Frac. XXIX), que cubre los riesgos del trabajo, el patrón queda relevado de la obligación que contrae en virtud de la Fracc. XIV del Art. 123, no así de su obligación en cuanto a lograr la protección de sus trabajadores de los riesgos inherentes del trabajo (Frac. XV, Art. 123)..

En la Ley Federal del Trabajo, se establecen las responsabilidades y obligaciones de patrones y trabajadores, para que en esa forma quede más clara la participación patronal para la prevención de accidentes.

Artículo 47, LFT

XII: Establece que es causa de rescisión de la relación de trabajo sin responsabilidad para el patrón, el negarse el trabajador a adoptar las medidas preventivas ó a seguir los procedimientos indicados para evitar accidentes o enfermedades.

Artículo 51, LFT

Es causa de rescisión de la relación del trabajo sin responsabi

lidad para el trabajador.

VII: La existencia de un peligro grave para la seguridad o salud del trabajador o su familia, ya sea por carecer de situaciones higiénicas el establecimiento o porque no se cumplan las medidas preventivas o de seguridad que las leyes establecen; y

VIII: Comprometer el patrón, con su descuido o imprudencia inexcusables, la seguridad del establecimiento o de las personas que se encuentren en el.

Artículo 132, LFT

Señala las obligaciones de los patrones, entre ellas son las siguientes:

XV: Organizar permanentemente o periódicamente cursos o enseñanzas de capacitación profesional o adiestramiento para sus trabajadores.

XVI: Instalar, de acuerdo con los principios de seguridad e higiene, las fábricas, talleres, oficinas y demás lugares en que deban ejecutarse los trabajos....., adoptarán los procedimientos adecuados para evitar perjuicios al trabajador, procurando que no se desarrollen enfermedades epidémicas o infecciosas y organizando el trabajo que resulte para la salud y vida del trabajador la mayor garantía compatible.

XVII: Observar las medidas adecuadas y las que fijen las leyes para prevenir accidentes en el uso de maquinaria, instrumentos o material de trabajo, y disponer en todo tiempo de los medicamentos y material de curación indispensables, a juicio de las autoridades que correspondan.....

XVIII: Fijar y difundir las disposiciones conducentes de los reglamentos de higiene y seguridad en lugar visible de los establecimientos y lugares en donde se preste el trabajo

XXIV: Permitir la inspección y vigilancia que las autoridades del trabajo practiquen en su establecimiento para cerciorarse del cumplimiento de las normas.....

Artículo 134, LFT

Son obligaciones de los trabajadores:

I.- Cumplir las disposiciones de las normas de trabajo que le sean aplicables.

II.- Observar las medidas preventivas e higiénicas que acuerden las autoridades competentes y las que indiquen los patrones para la seguridad y protección de los trabajadores .....

XII.- Comunicar al patrón ó a su representante las deficiencias que adviertan, a fin de evitar daños o perjuicios a vidas de sus compañeros de trabajo ó de los patrones.

Artículo 135, LFT

Queda prohibido a los trabajadores ejecutar cualquier acto que

pueda poner en peligro su propia seguridad, la de sus compañeros de trabajo o la de terceras personas, así como la de los establecimientos o lugares en que el trabajo se desempeñe.

Artículo 422, LFT

Se establece la elaboración del reglamento interior de trabajo - entendiéndose por el mismo, el conjunto de disposiciones obligatorias para trabajadores y patrones en el desarrollo de los trabajos de la empresa y contendrá entre otras disposiciones:

VI: Normas para prevenir los riesgos de trabajo e instrucciones para prestar los primeros auxilios.

XI: Las demás normas necesarias para conseguir la mayor seguridad y regularidad en el desarrollo del trabajo.

Artículo 509, LFT

En cada empresa ó establecimiento se organizarán las Comisiones de Seguridad e Higiene que se juzguen necesarias, compuestas por igual número de representantes de los trabajadores y del patrón, para investigar las causas de los accidentes, proponer medidas - para prevenirlos y vigilar que se cumplan.

II.- COSTO DE LOS RIESGOS PROFESIONALES.

La industria de la construcción tiene la obligación de afiliarse al Instituto Mexicano del Seguro Social, y cubrir una prima de seguro por el concepto de riesgo profesional, la que de acuerdo al Reglamento de Clasificación de Empresas, le corresponde el grupo V, grado medio, que viene siendo el 125% del monto de la prima que por vejez, cesantía o muerte, cobra ese mismo instituto a sus afiliados.

La clasificación anterior ha considerado que los riesgos de trabajo en este tipo de industria, son los máximos.

El pago de la prima de riesgo profesional, es cubierto totalmente por el patrón.

Remitiendonos a la información que nos proporciona el IMSS a través de su Departamento de Riesgos Profesionales, tenemos:

Costo de los riesgos profesionales ocurridos en 1972.

Conceptos:

a) Prestaciones en especie
b) Prestaciones en dinero
c) Gastos de administración
d) Incobrabilidades, depreciaciones e intereses actuariales.

T O T A L :	$	1,178'611,965.00
Total de casos:		319,058.00
Costo promedio por caso:	$	3,694.00

GLOSARIO DE TERMINOS PECULIARES DE LAS OPERACIONES DE VOLADURA DE USO COMUN EN MEXICO

A CARRIL (Loading)	Forma de cargar la dinamita en una columna contínua dentro del barreno.
ADEME DE POZO (Casing)	Protección que se le dá a las paredes de un pozo para evitar derrumbes.
ALAMBRES COLECTORES (Bus wires)	Alambres que comunican entre sí varias series de estopines.
ALCANCIA	Excavación hecha a un nivel inferior del piso del túnel que se utiliza para la carga de los botes de rezaga.
AL TRESBOLILLO (Staggered)	Disposición de los barrenos en filas paralelas cruzadas en diagonal.
ARTIFICIOS (Blasting Supplies)	Accesorios empleados en una voladura, tales como cápsulas explosivas, mecha, etc.
ATACAR (Tamp)	Acción de apretar o apelmazar los explosivos en el barreno.
ATACADOR O FAINERO (Tamping Pole)	Palo que se usa para atacar los explosivos.
BARRENACION ó TANDA (Round)	Conjunto de barrenos que se dispara en una sola voladura ó tronada.
BARRENO ATRASADO (Delayed Shot)	Barreno cuya carga explosiva estalla después del tiempo calculado para ello.
BARRENOS DE POZO (Well drill Holes)	Barrenos de diámetro grande (mayor de 5 cm)
BARRENOS DE EMPAREJE (Trim Holes)	Barrenos de pata, de tabla y de cielo que le dán figura al corte.
BARRENOS DE PATA	Barrenos perforados en la parte inferior de una voladura ó tronada.
BARRENOS DE TABLA	Perforaciones que se hacen en los lados derecho e izquierdo, siguiendo el perímetro de una voladura.
BARRENOS DE CIELO ó CLAVE	Perforaciones siguiendo el perímetro de la voladura en la parte superior.
BARRENOS DE CUÑA (Cut Holes)	Perforaciones que se hacen generalmente en la parte media de la voladura, las cuales tienen una inclinación hacia el centro formando una piramide ó cuña.

BARRENO QUEMADO (Burn Cut)	Perforación ó perforaciones de diámetro grande a las cuales no se les pone carga explosiva.
BARRENOS QUEDADOS (Misfires)	Barrenos cuya detonación falla total ó parcialmente.
BARRENOS ROBADOS (Cut Offs)	Barrenos que han sido cortados por el adyacente, pudiendo dejar parte del explosivo sin detonar.
BANDERILLA	Barra de perforación que queda trampada en el frente.
BARRENOS SECANTEADOS ó SECANTE. (Sprung Holes)	Barreno cuyo fondo ha sido ensanchado por una explosión preliminar, ésto se hace para dar mayor capacidad de carga .
BECERRO	Bomba para lodos de accionamiento neumático.
BOMBILLO	Cartucho de dinamita de tamaño estandar
BONIFICACION	Pago extra que se le hace al trabajador en proporción del avance obtenido en una semana
"BONI"	Bonificación en efectivo que se le entrega al trabajador por un mayor avance.
CALESA ó JAULA	Canastilla con la que se transporta verticalmente al personal, mediante el uso del malacate.
CARCAMO	Excavación hecha dentro del túnel para alojar la succión de las bombas.
CARGA DE FONDO	Colocación de una mayor densidad de carga por metro de barreno en el fondo de la perforación.
CAÑA	Huella dejada por un barreno que se manifiesta después de la voladura.
CARGAS SALTEADAS (Deck Loading)	Método de cargar un barreno dejando separadores entre cada bombillo ó cartucho.
CASTILLO	Estructura metálica o de madera que se coloca sobre las lumbreras y que sirve para el manteo de los materiales de rezaga.
CEBO ó ESPOLETA (Primer)	Bombillo en el cual se le coloca el detonador cuya finalidad es iniciar la explosión del resto de la carga.
CONTRA POZO ó CHIFLON (Raise)	Aberturas perforadas hacia arriba.

CORTE EN LADERA ó BALCON (Sidehill Cut)	Excavación en la ladera de una montaña dejando pared en un solo lado.
CORTE EN CAJON (Thorough Cut)	Excavación a través de una montaña dejando una pared a cada lado.
COYOTERA (Coyote Blart)	Túneles de diámetro pequeño donde se colocan grandes cantidades de explosivos, se usa para derrumbar grandes volúmenes.
CRUCERO (Wing o Crosscut)	(Min) Frentes transversales a las vetas. (Constr) Cualquier túnel excavado en un ángulo respecto a la dirección general del túnel principal.
CUELE (Tunel Driving)	Avance en un túnel, pozo ó contra pozo, también se usa para indicar la profundidad del barreno.
CULEBRA, BARRENOS DE (Snake Holes)	Barrenos horizontales ó inclinados que se colocan al pie de una pedrera para ayudar a la barrenación vertical.
CUÑA (Cut)	Conjunto de barrenos que forman una abertura inicial, con objeto de que los barrenos adyacentes tengan salida.
CHOCOLONES ó FUQUE (Bootlegs)	Parte de un barreno que queda en el frente, después de la voladura. También se le llama a cualquier excavación pequeña que se tenga que hacer dentro del túnel.
CHORREADERO	Parte por donde se tira la rezaga ó mineral.
DESENCAPE ó DESCAPOTE (Stripping)	Quitar el material que se encuentra arriba de la roca, en minería es quitar o remover todo el material esteril que está sobre la veta.
DISPARO ó TRONADA (Shot)	Acción de provocar una voladura ó también la voladura en sí.
DESTAPADOR ó CUCHARILLA	Instrumento hecho de una varilla de bronce ó cobre que se utiliza para descargar un barreno.
DETONADOR ELECTRICO ó ESTOPIN. (Electric blasting caps)	Cápsula explosiva que se hace estallar por medio de electricidad.
ESTOPIN DE TIEMPO (Delay caps)	Cápsula explosiva cuya acción es retardada en determinado tiempo después de emitida la corriente eléctrica, los tiempos se miden con milisegundos $\frac{1}{1000}$

EXPLOSOR	Máquina que suministra la corriente necesaria para los disparos eléctricos, hay de diferentes tipos siendo los más comunes las de condensador y de generador ó cremallera.
FRENTE (face)	Altura de una pedrera o tope de un túnel.
FULMINANTES (Basting caps)	Cápsula explosiva que se emplea con mecha
FUQUE	Fracción de barreno que queda en la frente después de la voladura.
GIRASOL	Aparato de topografía formado por un círculo graduado de 0° a 360° que va montado sobre un soporte en el que se puede deslizar, se utiliza para hacer secciones transversales de topografía mediante radiaciones.
GALVANOMETRO	Aparato con el cual se registra la continuidad de un circuito determinando si está cerrado ó abierto.
JUMBO	Estructura metálica que sirve de apoyo a las máquinas perforadoras, puede ser tubular ó de perfiles estandar, también puede ser un equipo mecánico montado sobre un vehículo.
LUMBRERA (Shaft)	Excavación vertical desde la superficie hasta el túnel, en minería cualquier excavación vertical que sale a la superficie.
MANTEO (Loading)	Operación de extraer el material de una tronada fuera del túnel, utilizando malacates.
MALACATE	Aparejo mecánico con un tambor y cable accionado con motor eléctrico, de combustión interna ó neumático que se utiliza para mantear ó en maniobras de equipo.
MARINOLA	Rueda montada sobre un aparejo que se inserta al lado de las vagonetas que al girar sobre una estructura metálica, provoca el volteo suficiente para el vaciado del material
MECHA DETONANTE (Primma Cord)	Es un cordón detonante con un corazón de explosivo de alta velocidad (6 kms por segundo).
MONEO (Secondary Blasting)	Voladura secundaria para romper piedras de gran tamaño que no caben en el boto de la rezagadora.

PLASTA	Procedimiento para romper rocas sin haber hecho un barreno, se coloca la carga sobre la roca, cubriéndola con lodo.
PERRERA	Depósito para explosivos montada sobre ruedas con capacidad para una carga y media, debe tener dos compartimentos una para los estopines y otro para los explosivos.
POBLADOR	Persona que carga los barrenos, se encarga de conectar los circuitos y hacer el disparo.
POLVORIN	Caseta para almacenar explosivos.
RETACAR	Encerrar el explosivo en un barreno con -- arena, arcilla u otro taco.
REZAGA	Material producto de la voladura ó tronada.
REZAGAR	Acción de cargar, extraer el producto de - una voladura.
TARANGO	Estructura de metal ó madera que sirve de apoyo para los trabajadores.
TOLVERO	Encargado de la descarga de los carros a - la tolva de manteo.
VOLTIOHMETRO	Es un instrumento que combina una voltímetro y un ohmetro, es decir determina intensidad de corriente y resistencia del conductor.

SEÑALAMIENTO Y DELIMITACION
esquema ilustrativo

SEÑALES TRANSITORIAS.

1.- [illegible] CON CALLE [illegible]

2.- [illegible] DE PEATONES

3.- BARRERA

4.- [illegible] SU SEGURIDAD CAUCE EN LA ESQUINA

5.- [illegible] LOS PASOS DE PEATONES.

6.- [illegible] SE [illegible] CONSERVE ANCHO CAMPO DE LA CALLE.

7.- [illegible] PROVISIONAL

8.- [illegible] ANCHO DE PEATONES

9.- [illegible] LOS ANCLAJES

10.- [illegible] CAPACIDAD DE PEATONES

11.- [illegible]

12.- [illegible] CON CORTESIA

13.- [illegible] PARA [illegible] A DESNIVEL

14.- [illegible] PISO REBASADO

15.- [illegible] DE CALLE

16.- [illegible] EN OPERACION

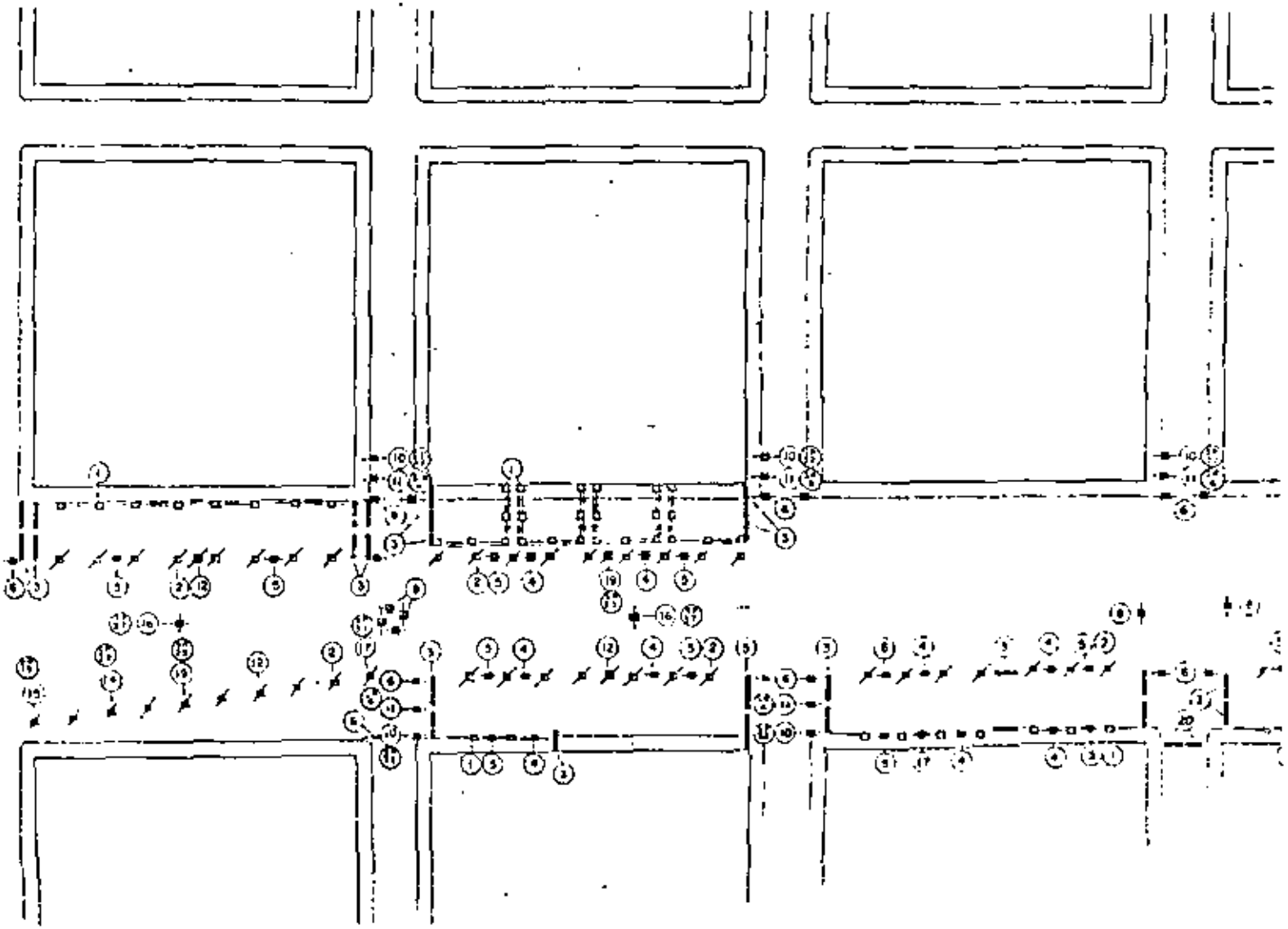
17.- [illegible] TRABAJANDO

18.- DOBLE CIRCULACION

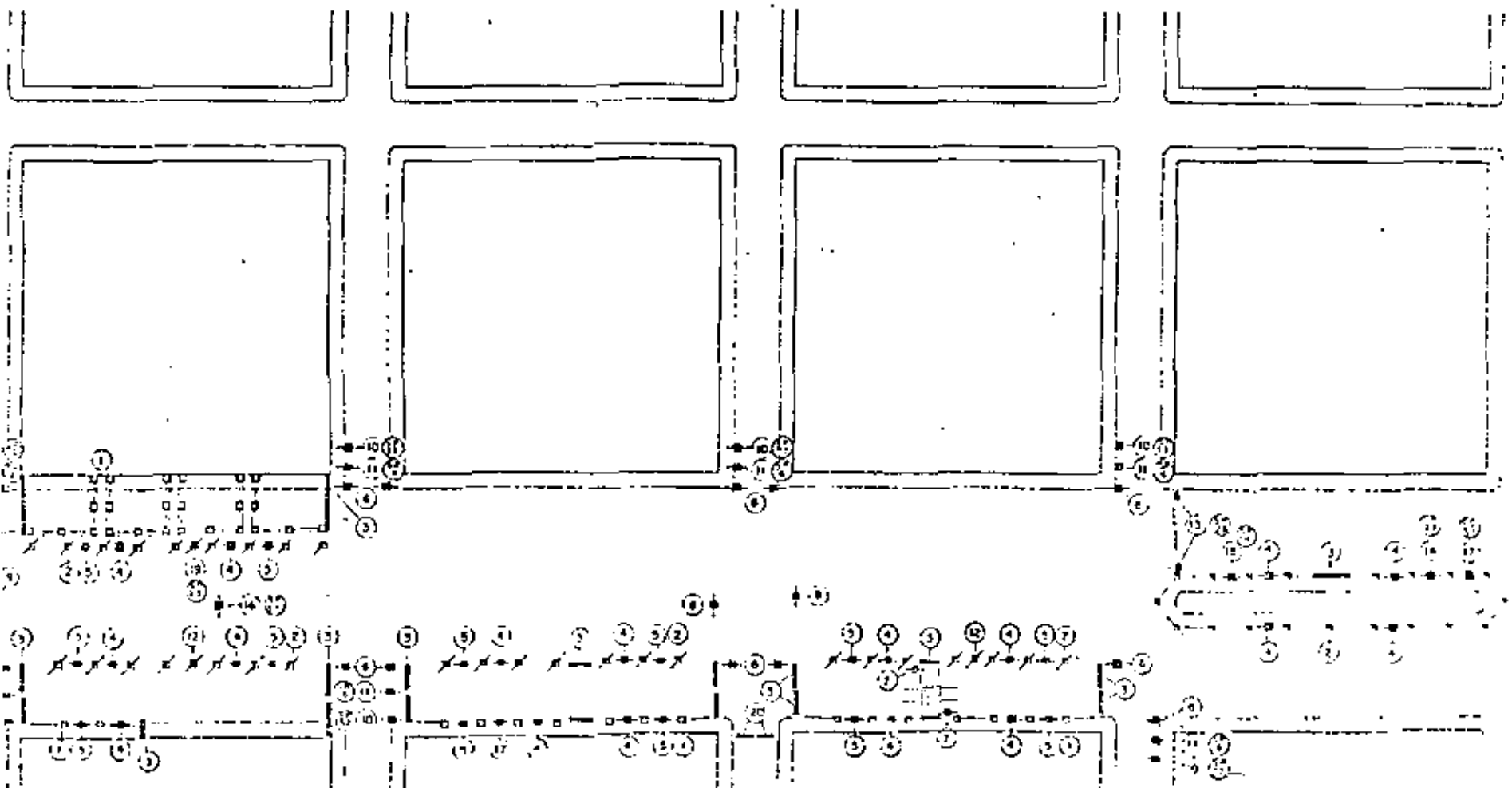
19.- NO ESTACIONARSE

20.- SOLO TRANSITO LOCAL

21.- NO CRUCE LA RAYA CONTINUA

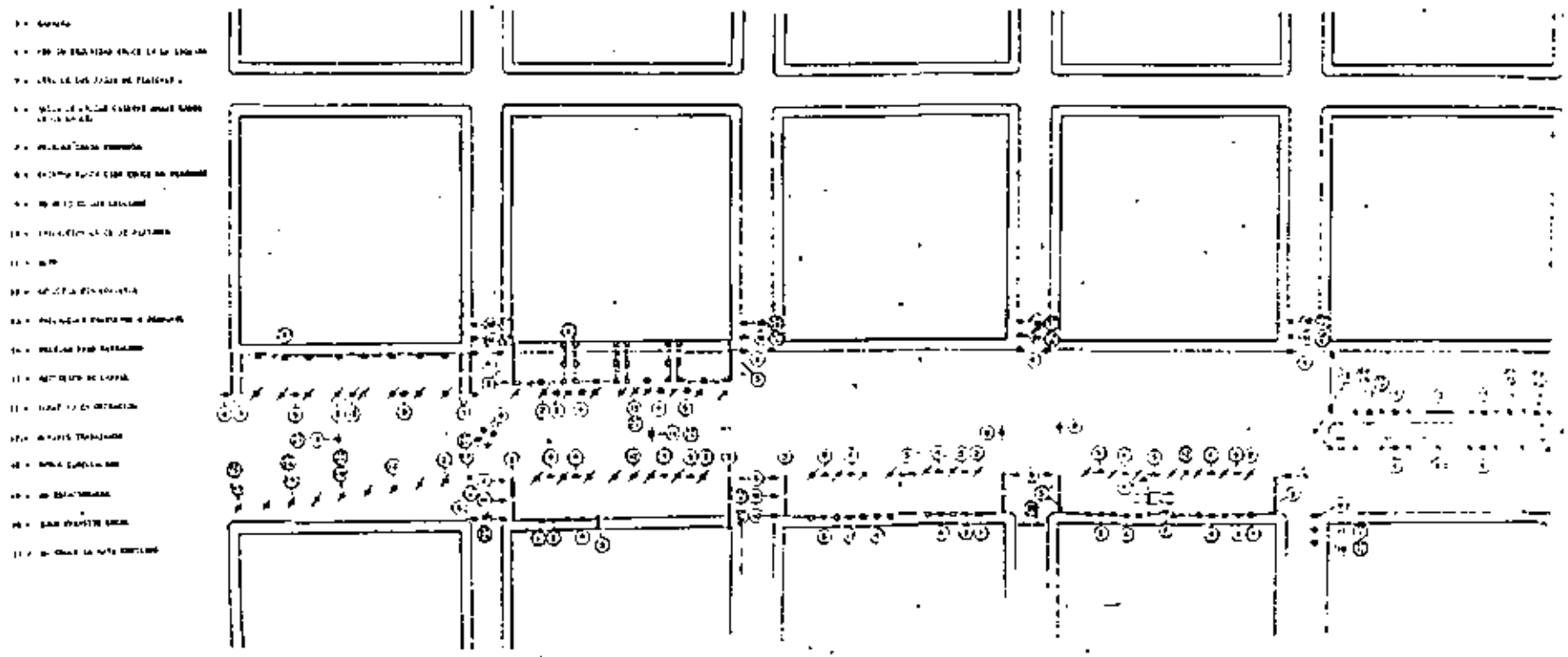


ENTO Y DELIMITACION DE AREAS
esquema ilustrativo



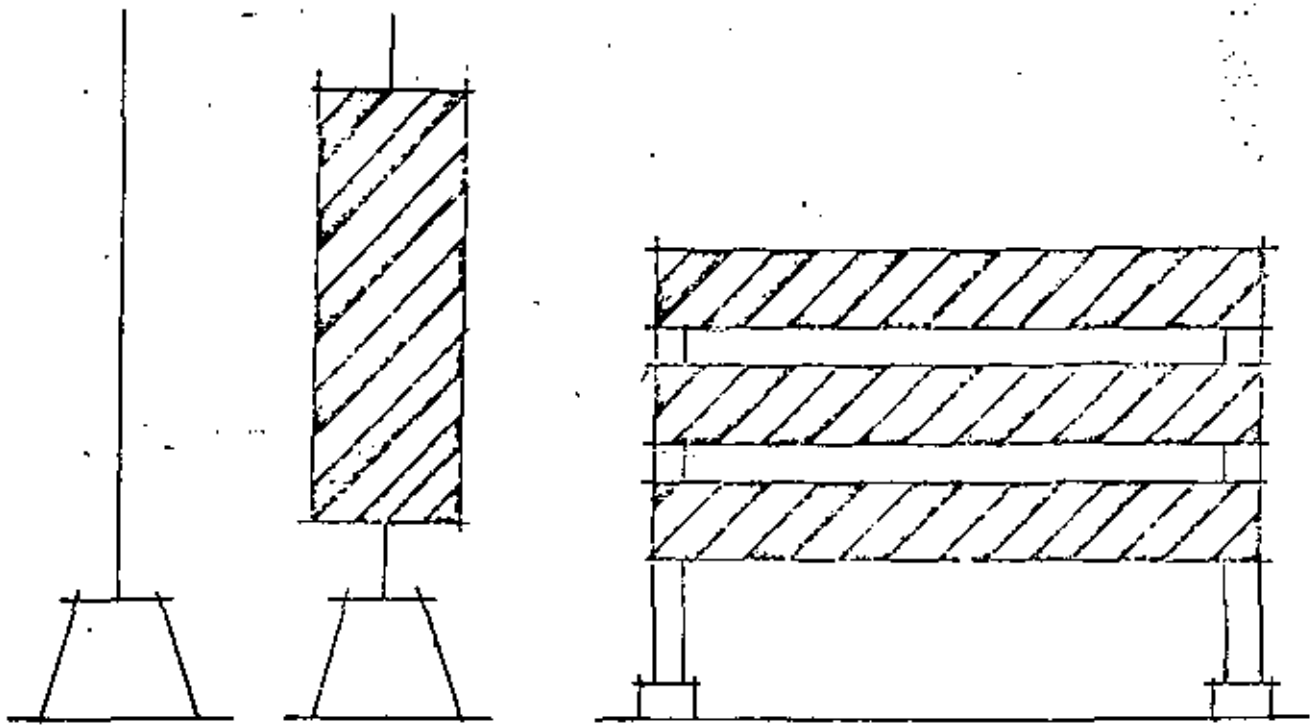
SEÑALAMIENTO Y DELIMITACION DE AREAS

esquema ilustrativo

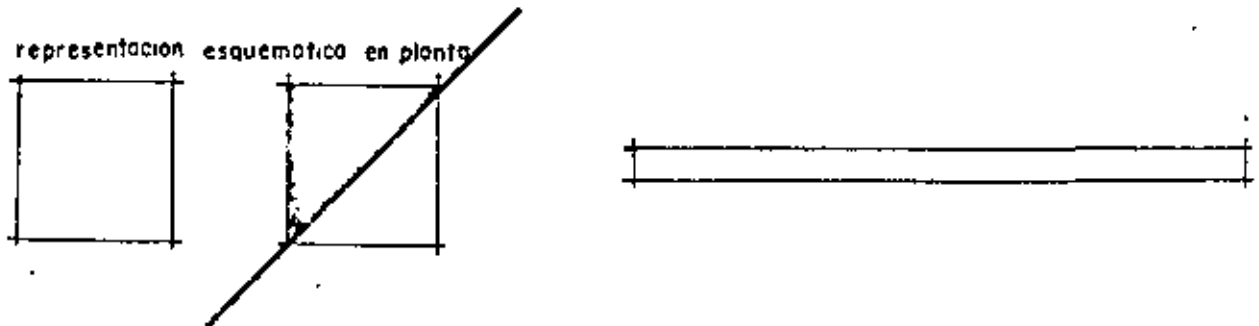


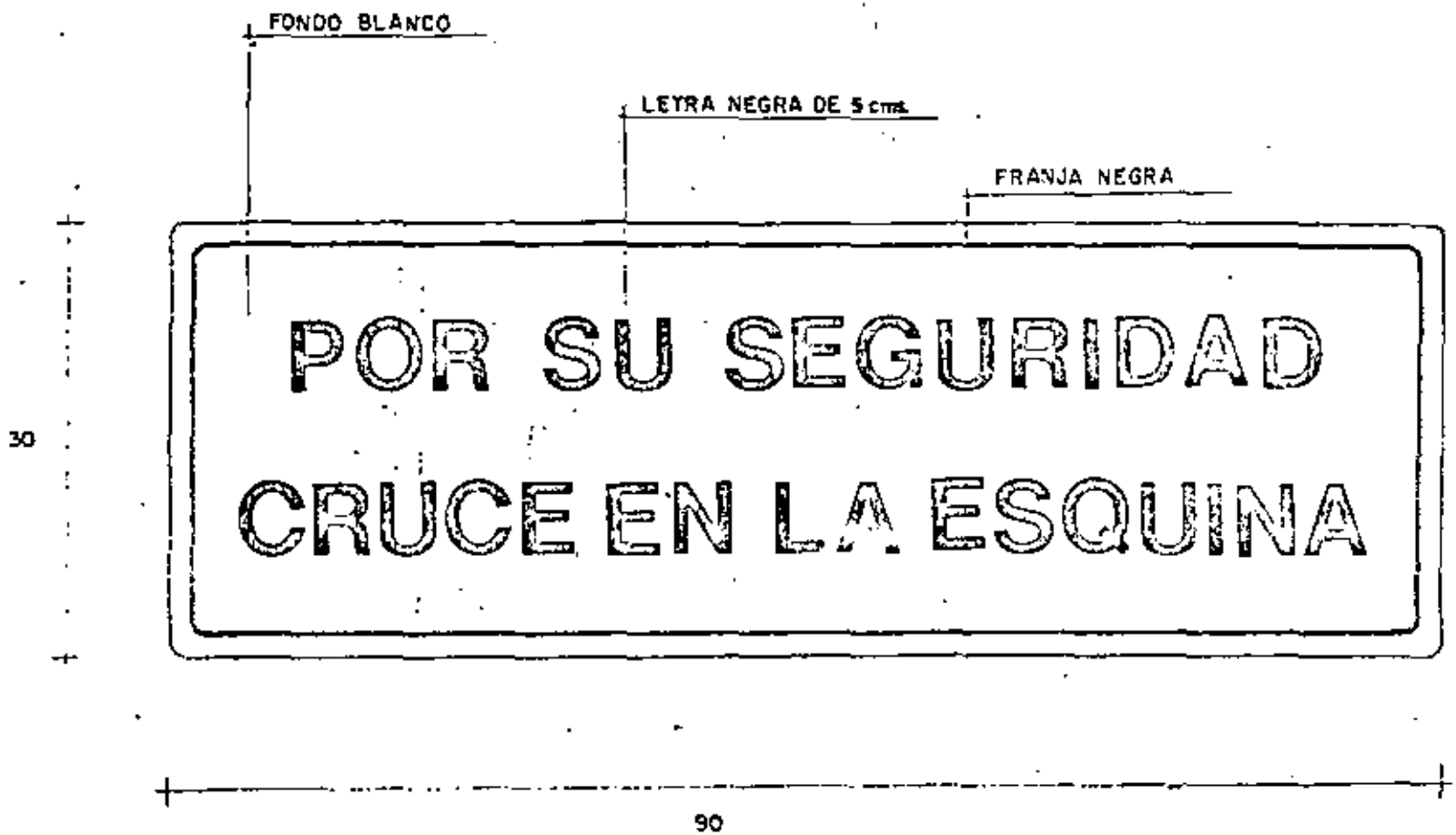
DISPOSITIVOS DE SEGURIDAD

ALZADO



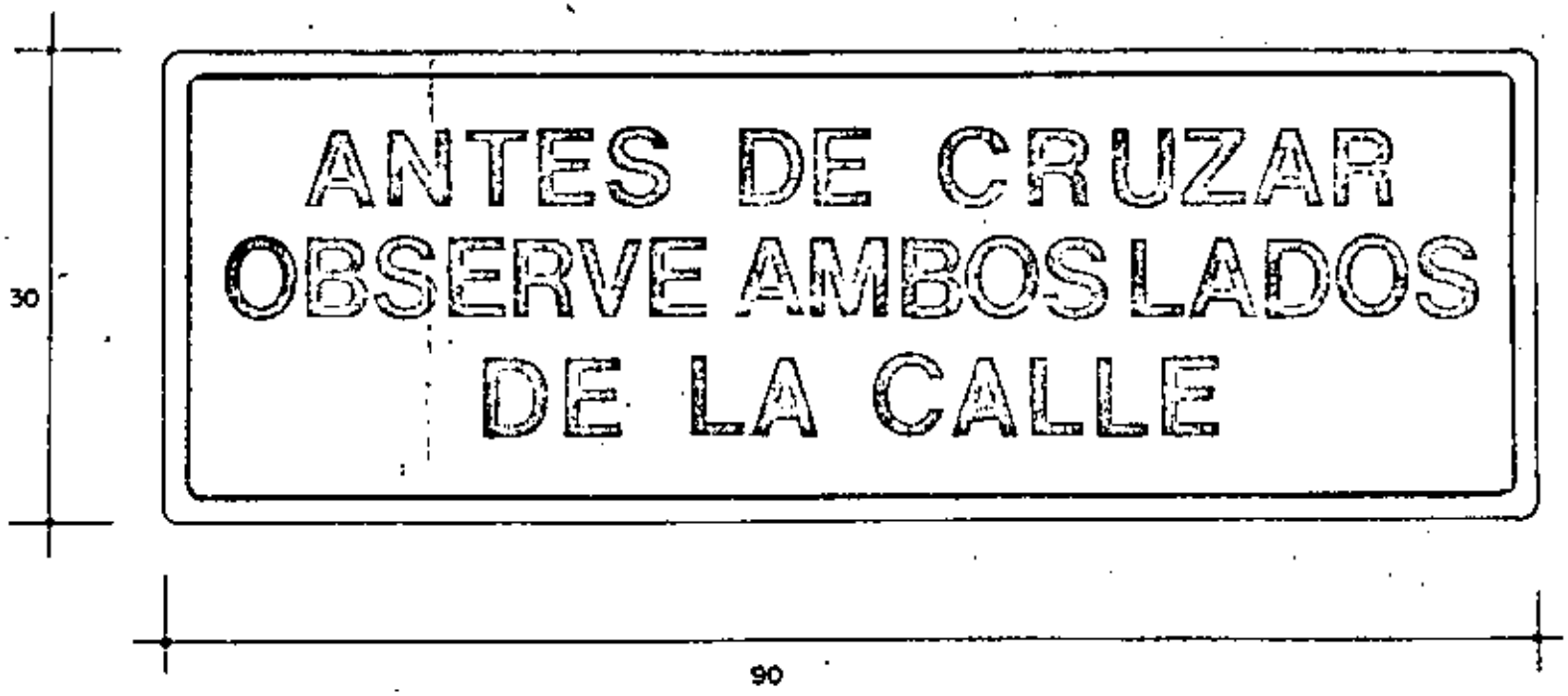
representacion esquematica en planta



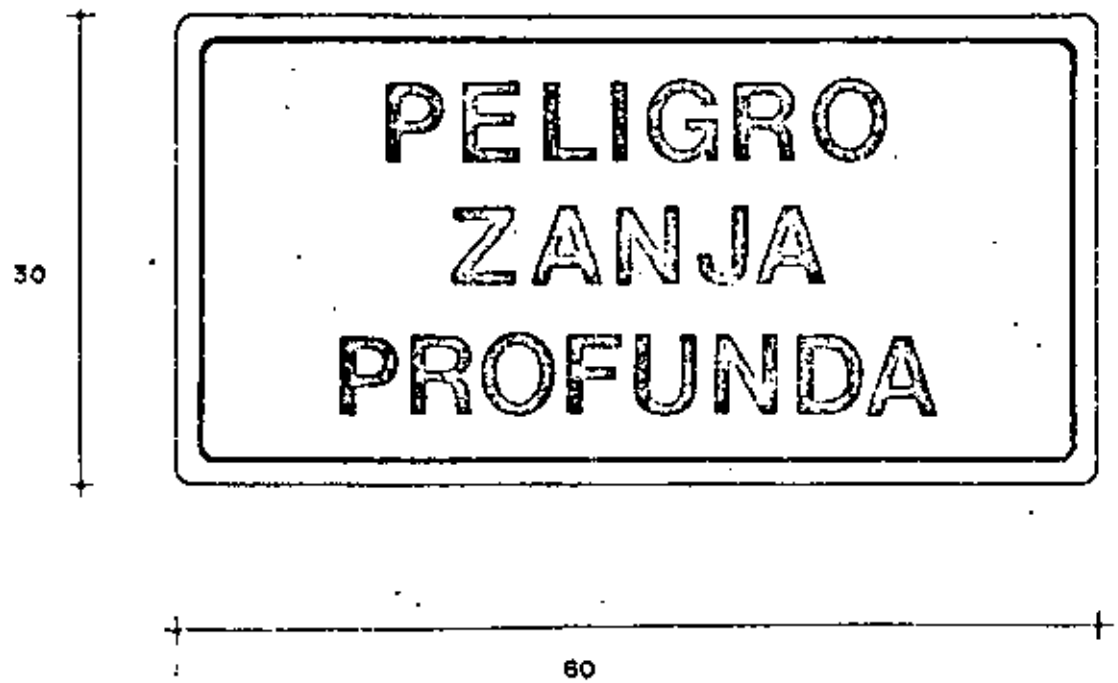

FONDO BLANCO
LEYRA NEGRA DE 5 cms.
FRANJA NEGRA
POR SU SEGURIDAD
CRUCE EN LA ESQUINA
30
90

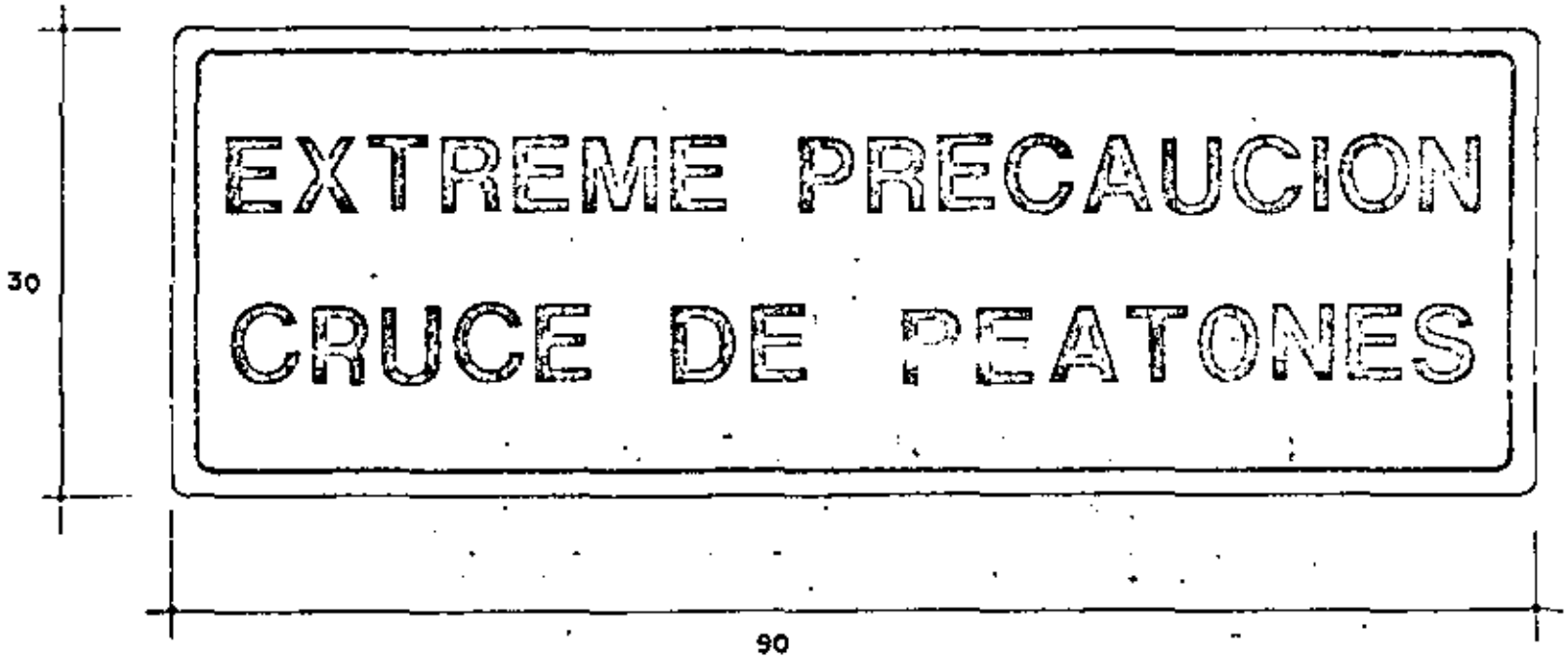
CLAVE- 4

CLAVE 5

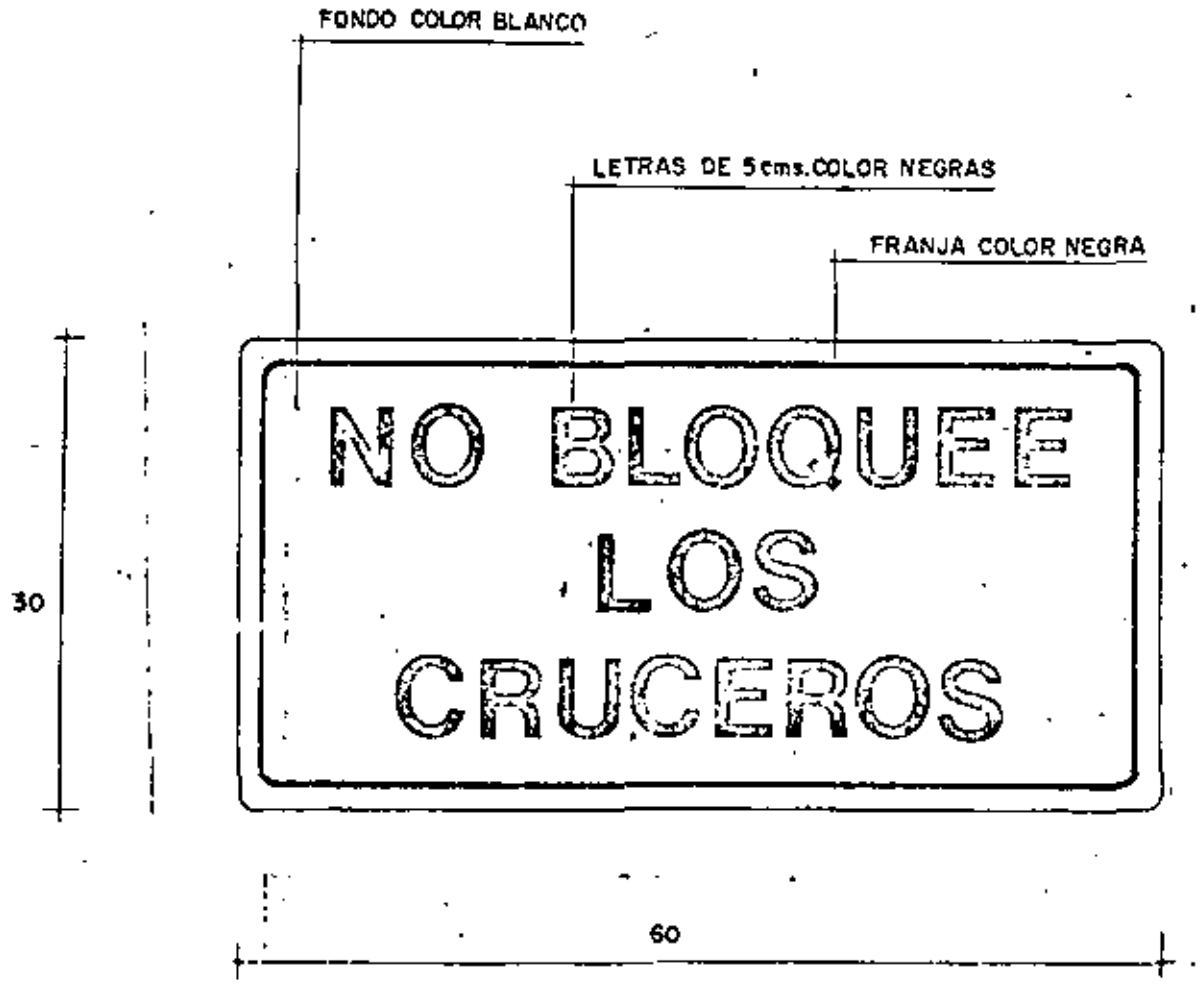


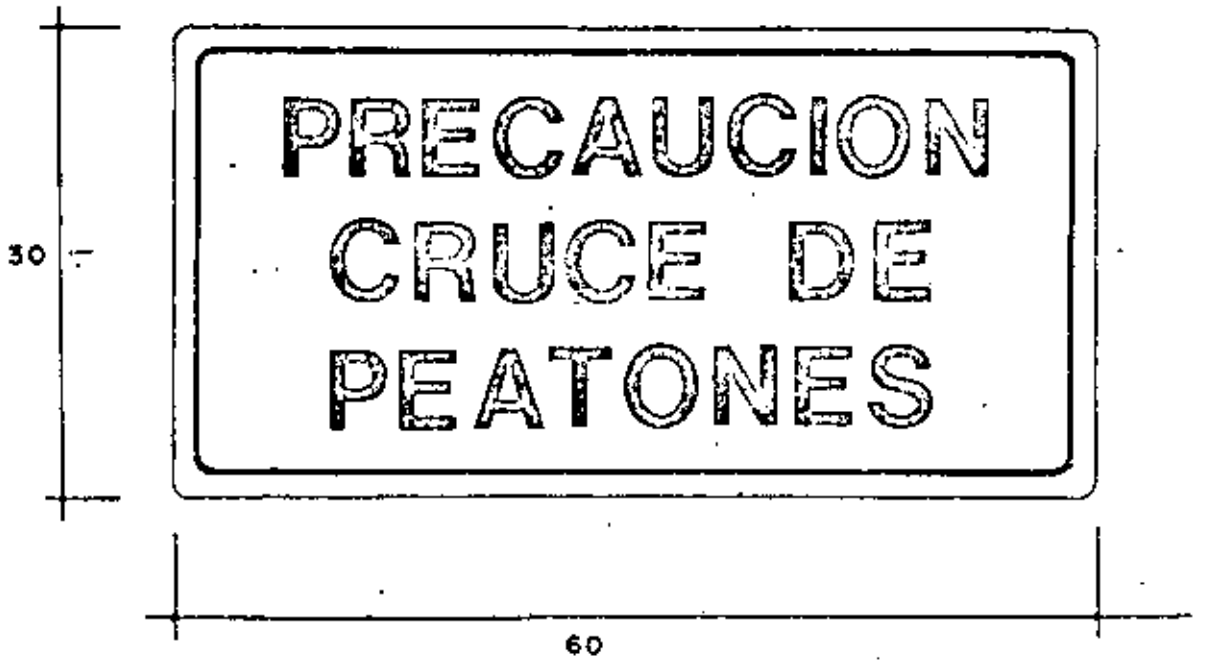
CLAVE 6


PELIGRO
ZANJA
PROFUNDA
30
60



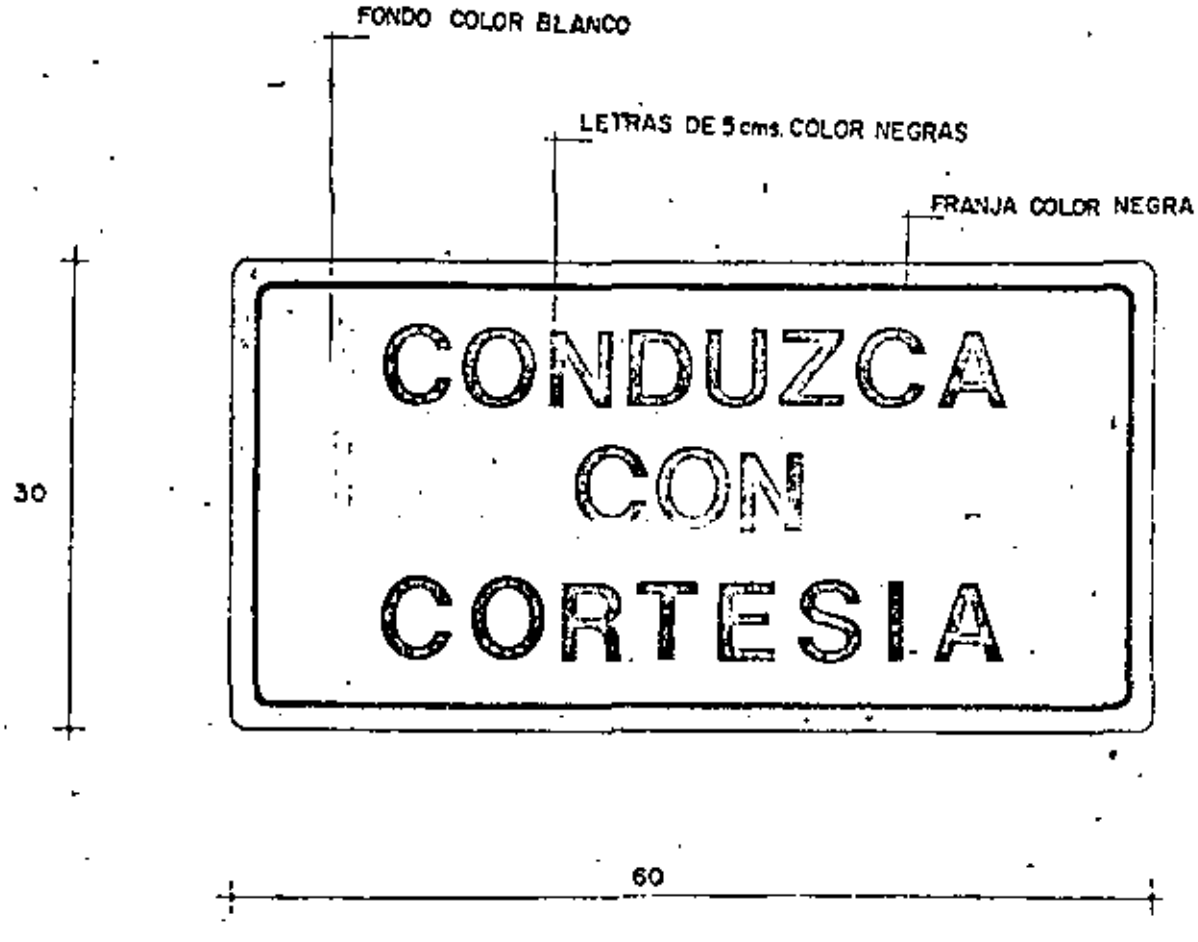
CLAVE 8


FONDO COLOR BLANCO
LETRAS DE 5cms.COLOR NEGRAS
FRANJA COLOR NEGRA
NO BLOQUEE
LOS
CRUCEROS
30
60

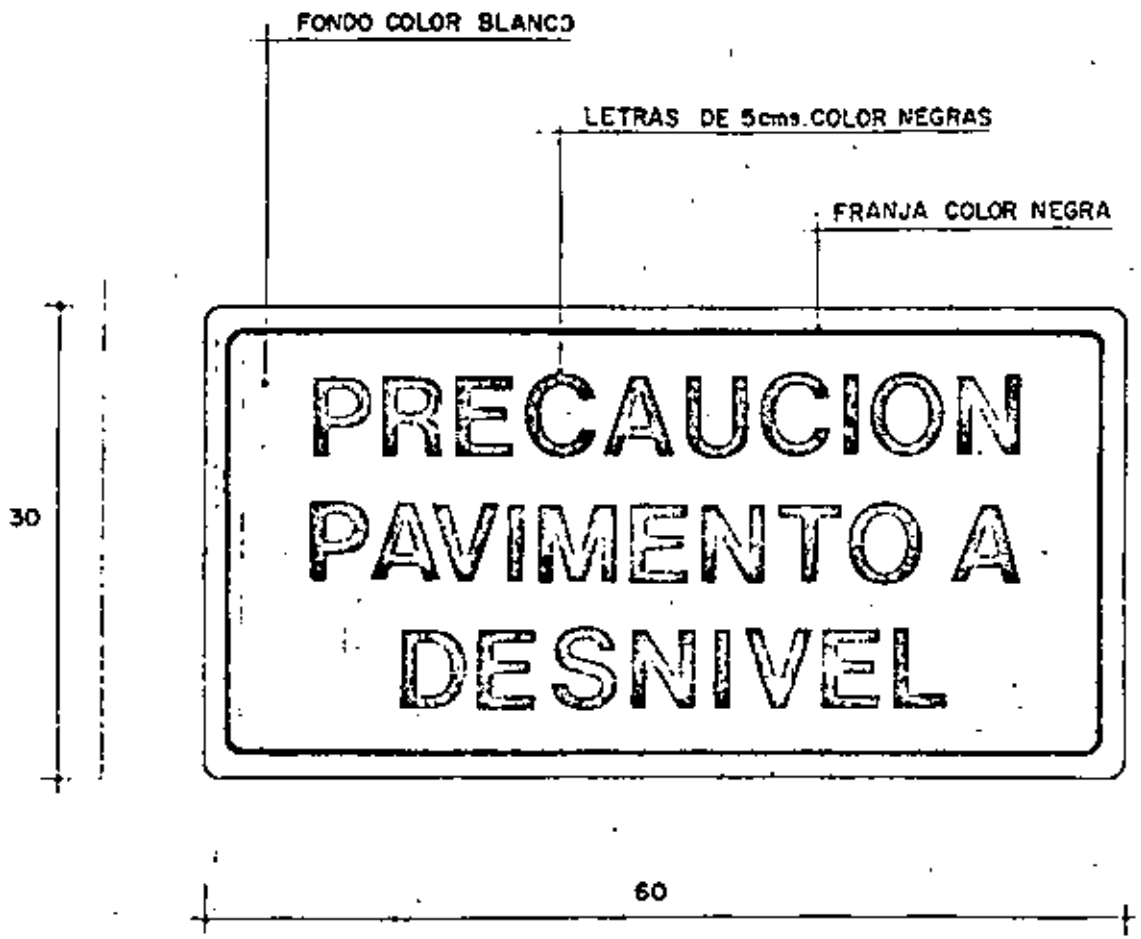


CLAVE 10 SP-32


ALTO


FONDO COLOR BLANCO
LETRAS DE 5 cms. COLOR NEGRAS
FRANJA COLOR NEGRA
CONDUZCA
CON
CORTESIA
30
60

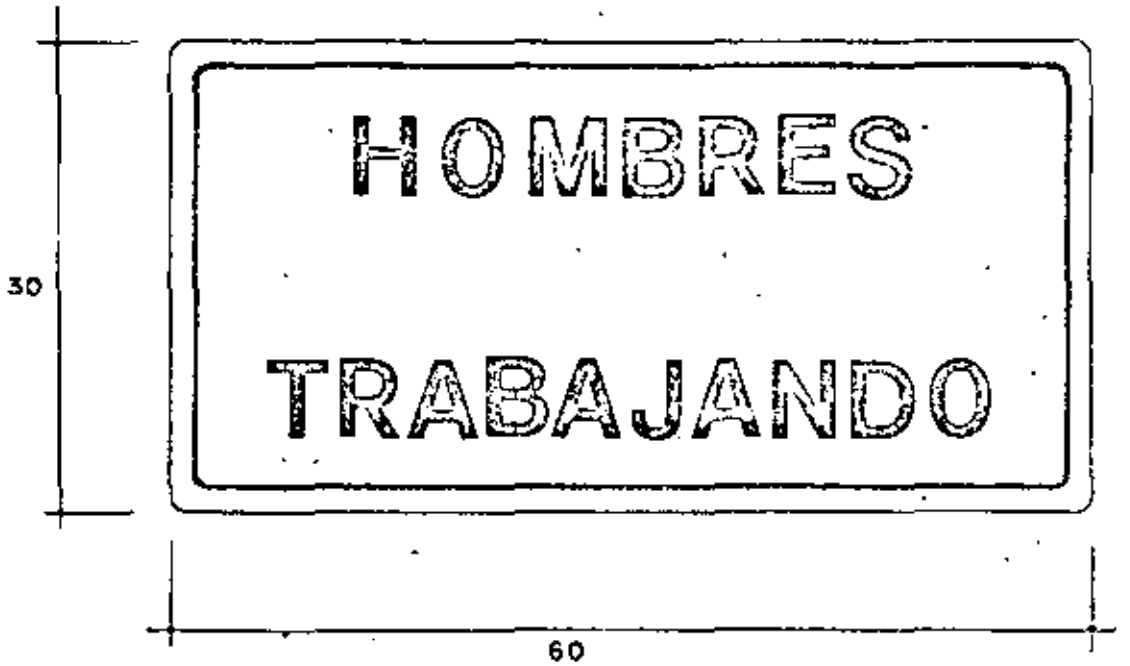
CLAVE 12

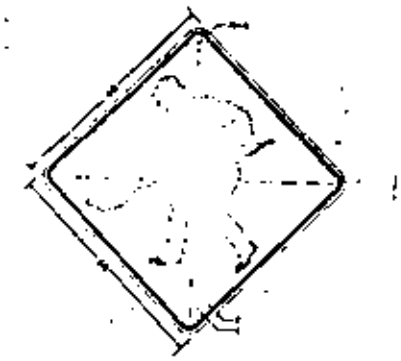

FONDO COLOR BLANCO
LETRAS DE 5cms.COLOR NEGRAS
FRANJA COLOR NEGRA
PRECAUCION
PAVIMENTO A
DESNIVEL
30
60

CLAVE 14 SP-28

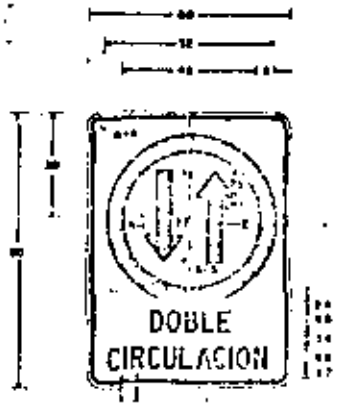

REDUCCION
DE
CARRIL
30
60

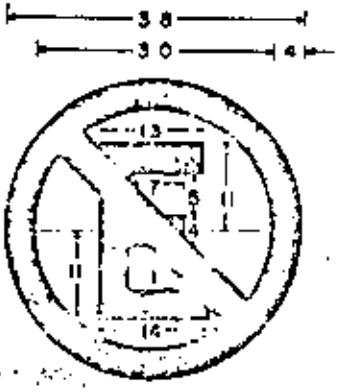
CLAVE . 16 SP-37


HOMBRES
TRABAJANDO
30
60



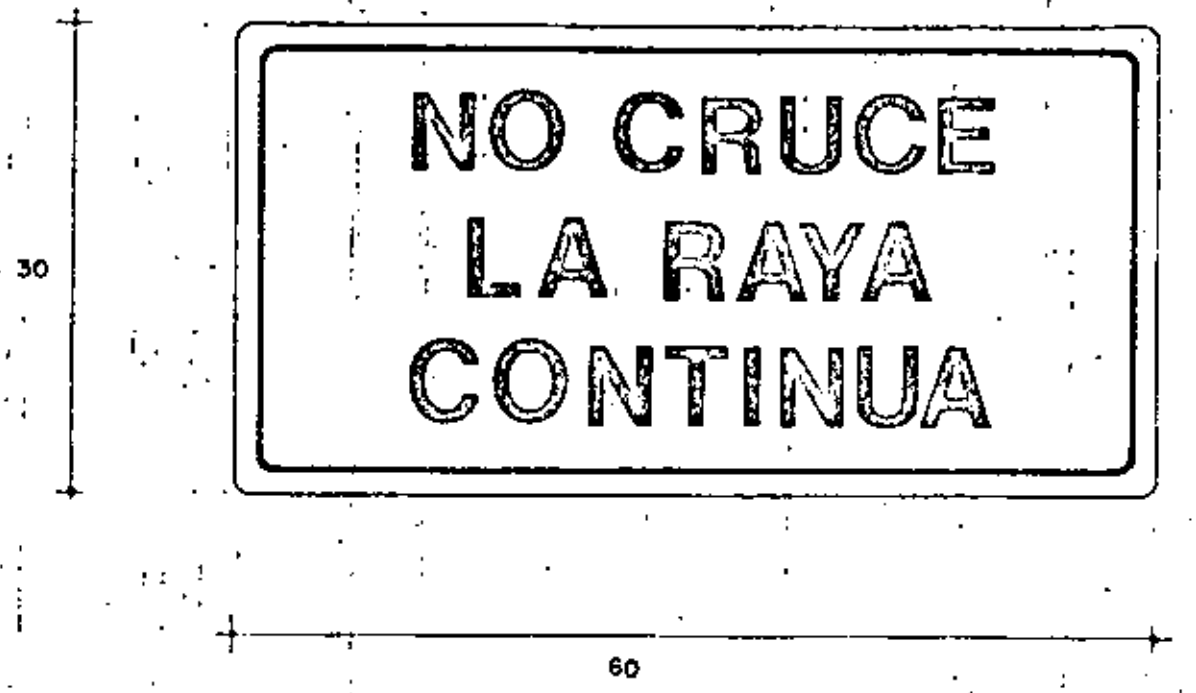
CLAVE 17 SP-31


DOBLE
CIRCULACION



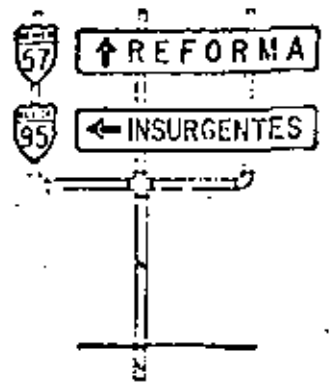
CLAVE 19 SR-25


SOLO
TRANSITO
LOCAL
30
60

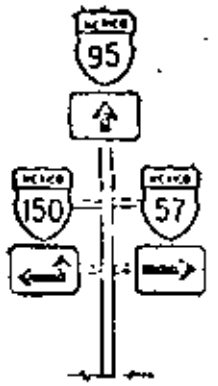


CLAVE 21 SR-19

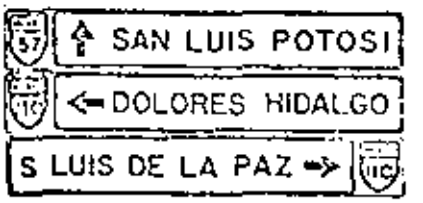
SEÑALES INFORMATIVAS



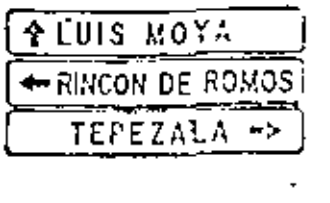
SI-20

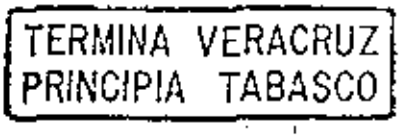


SI-14



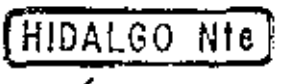
SI-15

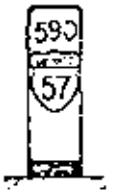




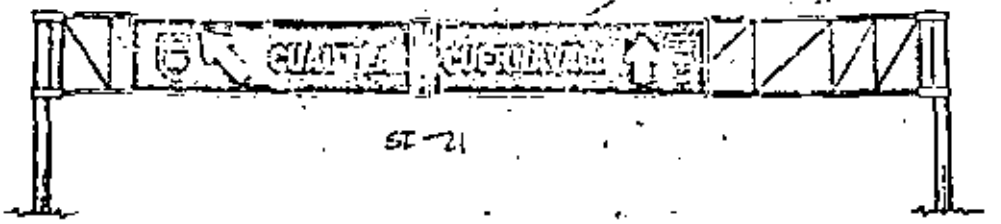
SI-24

SI-19

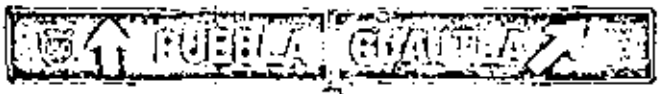


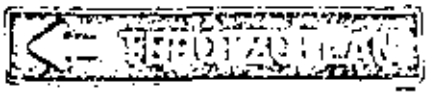


SI-25



SI-21





SI-21

DP-21

SI-23

SI-26

SI-27

SI-28

SI-29

SI-30

SI-31

SI-32

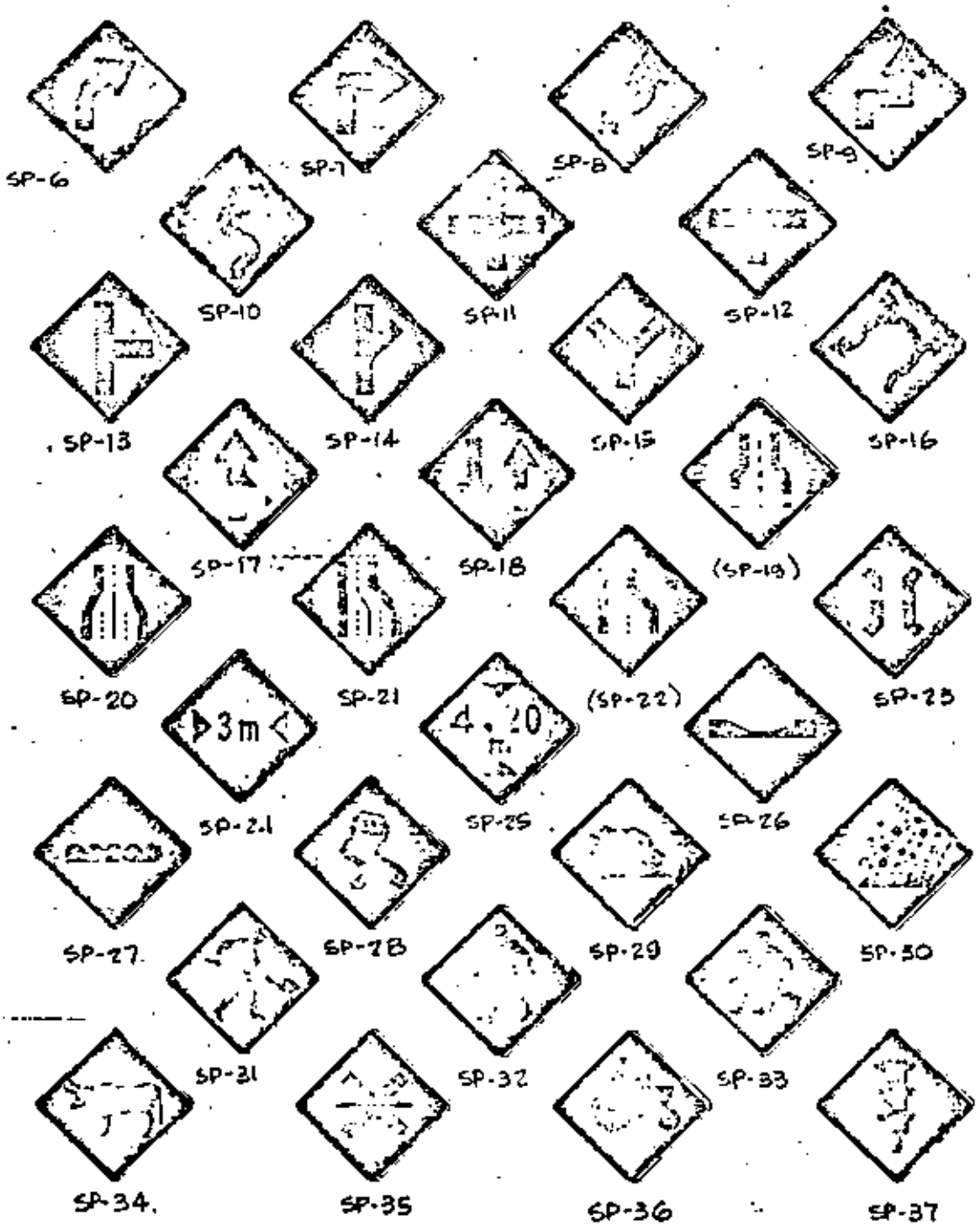
SI-33

SI-34

SI-35

SI-36

SEÑALES PREVENTIVAS



SEÑALES RESTRICTIVAS

SR-6

SR-7

SR-8

SR-9

SR-10

SR-11

SR-12

SR-13

SR-14

SR-15

SR-16

SR-17

SR-26

SR-27

SR-29

SR-28

SR-18

SR-35

SR-30

SR-31

SR-32

SR-33

SR-19

SR-34

SR-20

SR-21

SR-22

SR-23(24)

SR-25

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

PRIMER CURSO DE ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES

DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

CONTROL PARA LA REHABILITACION DE POZOS

ING. PEDRO MASETTO ORTIZ

FEBRERO, 1979

INTRODUCCION DEL CONTROL DE ACTIVIDADES EN LA REHABILITACION DE POZOS.

Para llevar a cabo cualquier actividad, trabajo, o Empresa, es necesario el contar con una serie de actividades tendientes a controlar, de manera eficaz, el buen desempeño del trabajo ó empresa a desarrollar, que en algunos casos, incluso, puede ser de mayor envergadura que el volúmen mismo por ejecutar.

Para la rehabilitación de pozos, el poder controlar la serie de actividades que se realizan, pueden ir desde las muy simples, realizando solo tres visitas semanales y un solo reporte diario de campo, hasta las altamente complejas, pudiendo requerirse, en un momento dado, del uso de un sistema de computación, para la formulación de programas, rendimientos, costos, etc.

En el caso de la rehabilitación de los pozos de la Cuenca Alta del Río Lerma los controles que se han llevado a cabo pertenecen a una categoría intermedia alta ya que aparte de la información en si, recabada varias veces durante el día, se entrega información adicional al propio Departamento del Distrito Federal.

Para el control del aspecto técnico se han formulado y probado varios tipos de reportes, optandose por el que se ha considerado como el mejor.

Por otro lado se controla, también en el aspecto ténico, los avances, rendimientos y procedimientos que se llevan a cabo, revisando que los equipos, herramientas, procedimientos y técnicas independiente del personal empleados, cumplen con los requisitos y especificaciones para el desarrollo óptimo de la actividad realizada, ya que en caso contrario, redundará en perjuicio del pozo, avance y costo de la propia rehabilitación.

Toda ésta serie de datos se vacian en tablas, por pozo y por día, para poder tener el control diario a dicho avance.

Para el control del aspecto administrativo, es necesario también llevar una serie de formas de control tendientes a optimizar y controlar los estados de cuenta para estimaciones y costo de los pozos en cada una de las actividades y poder presentar el cuadro comparativo de los mismos.

Esta información es depurada, analisando los grandes aspectos para poder presentar al Departamento del Distrito Federal la clasificación cuantificada del avance de obra en forma quincenal.

PARA UN BUEN CONTROL SE REQUIERE CONTAR CON ANTECEDENTES, LOS QUE PRESENTO LOS CONSIDERO LOS MAS REPRESENTATIVOS.

EN PRIMER TERMINO.

1.- CROQUIS DE LOCALIZACION Y FECHA DE CONSTRUCCION.

2.- DATOS DE CONSTRUCCION DEL POZO
Entre los mas importantes destacan.

2.1.- CORTE GEOLOGICO

2.2.- REGISTRO ELECTRICO

El registro eléctrico tiene un objetivo importante que es detectar la zona productiva del acuifero.

2.3.- ENTUBAMIENTO DEL POZO

2.4.- FILTRO DE GRAVA

Es importante de acuerdo a las características del material de la perforación.

2.5.- EL AFORO

El aforo permite conocer las características reales del - equipo a colocar.

2.6.- DATOS DEL EQUIPO DE BOMBEO

2.7.- DATOS DEL EQUIPO ELECTRICO

2.8.- ESTADO ACTUAL DE LA OBRA CIVIL

2.9.- CONDICIONES ACTUALES DE OPERACION DEL EQUIPO EN GENERAL (Electromecánico)

2.10.- REHABILITACIONES ANTERIORES EN CASO DE QUE LAS HUBIERA.

Con esto se concluye lo relativo a antecedentes que como se menciona al inicio, son los datos mas significativos.

III CONTROL ADMINISTRATIVO

El control administrativo se refiere fundamentalmente a la selección de la Compañía, para la ejecución de los trabajos, una buena selección asegura la calidad, entre los requisitos que debe tener dicha Compañía se mencionan los siguientes.

- SOLVENCIA MORAL.

  Prestigio reconocido en cuanto a la calidad del trabajo.

- SOLVENCIA ECONOMICA.

  De acuerdo con la solvencia moral y la económica se determina el volumen de obra por realizar, así como también, el monto total del contrato.

- PRESENTACION DEL PROGRAMA.

  La Compañía presentará posterior a la contratación, un programa general de trabajo.

- El equipo que pretende utilizar en estos trabajos.

  Perforadoras Percusión
  Gruas
  Bombas Aforo
  Compresores

- Tuberías para el sifoneo.

- Además de una relación de equipo auxiliar como:
- Plantas de soldar
- Equipo de registro de verticalidad

  Así como una relación de herramientas y accesorios que se requieren en estos trabajos y sus especificaciones.

  ~~Por último un aparato para correr registro eléctrico~~.

CONTROL TECNICO.

La persona responsable del control, debe asegurarse, que el contratista conosca ampliamente las causas por las que se rehabilito el pozo, para que el personal de la Compañía, tenga un mayor rendimiento y en consecuencia abatir los tiempos empleados.

1.- CAUSAS DE LA REHABILITACION DEL POZO.

1.1.- Productor de arena

Se determina que un pozo es productor de arena cuando:

- El tamaño de la abertura del cedazo no es la correcta.
- La gramelometria del filtro de grava no es la correcta.

CORROSION DE CEDAZO

- Rotura del ademe por golpes o desacopamiento en las uniones.
- Por falta de reacomodo del filtro de grava.
- Por velocidades de flujo del agua hacia el pozo (tazones de 14" de Ø)
- Por bombeo excesivo

1.2.- Por abatimiento

1.3.- Mala calidad del agua

1.4.- Azolvado

2.- CONTROL DEL EQUIPO QUE SE UTILIZA.

- De acuerdo a las condiciones encontradas en el acuifero donde requerirse el siguiente equipo:

  Perforadora de Percusión o bien un compresor de Alta Presión de:

  250 Lbs./°M2

- En este aspecto el control se refiere a que el equipo empleado sea acorde con los requerimientos del pozo.

- PERSONAL.

  Es recomendable que el personal de campo, tenga la suficiente experiencia en este tipo de trabajos, ademas de contar con el apoyo permanente de un técnico de la Compañía.

Para que el control del desarrollo del plan sea lo mas efectivo posible es importante contar con un sistema de información que permita conocer la cantidad y calidad del trabajo realizado, dicha información debe ser continua y reciente además de concretizar los elementos mas significativos.

El reporte es un medio que manejado correctamente sirve a este proposito; los reportes que se manejan son los siguientes:

REPORTES.

DATOS DEL POZO ORIGINAL
CROQUIS DE LOCALIZACION
DATOS DE CASETA ORIGINAL
DATOS DE EQUIPO ELECTRICO
DATOS DE EQUIPO DE BOMBEO
DATOS GENERALES DE LA INSPECCION DEL POZO
REPORTE GRAFICO DE TIEMPOS
REHABILITACION
DIARIO DE SUPERVISION
DATOS POZO REHABILITADO
REPORTE DE DATOS CASETA REHABILITADA
REGISTRO DE AFORO
REPORTE DE ESTIMACION SEMANAL
DIARIO PARA ESTIMACION
MENSUAL O FINAL DE ESTIMACION
ANALISIS QUIMICO DEL AGUA
CURVA CARACTERISTICA DEL AFORO
SELECCION DEL EQUIPO

Es muy importante mencionar que nuestro compromiso de suministrar caudal de agua para satisfacer las demandas, asi como el mantenimiento y rehabilitación del Sistema no debe desligarse de que la explotación de los acuiferos sea de manera racional y programada ya que en caso contrario afectarian seriamente los siguientes aspectos.

1.- Abatimientos excesivos de los niveles regionales de las aguas subterraneas.
2.- Que las obras de captación (pozos) sean ineficientes, es decir cada vez deberan ser mas profundas y costosas.
3.- La agricultura de la Región.
4.- Desequilibrio ecologico.

*

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

PRIMER CURSO DE ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES
DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

COLOCACION DE TUBERIAS PARA
D R E N A J E

ING. EDUARDO MERCADO FLORES

FEBRERO, 1979

INSTALACION DE TUBERIAS PARA ALCANTARILLADO

ACTIVIDADES

1. TRABAJOS PRELIMINARES
2. TRAZO
3. RUPTURA DE PAVIMENTOS
4. EXCAVACION
5. ADEMES
6. CAMA
7. BOMBEO
8. INSTALACION DE TUBERIA
9. DESCARGAS DOMICILIARIAS
10. RELLENO DE CEPAS
11. POZOS DE VISITA
12. TUBERIA
13. ACARREOS
14. MEDICION Y PAGO DE LOS DIFERENTES CONCEPTOS QUE INTERVIENEN.

COLOCACION DE TUBERIAS PARA ALCANTARILLADO

1.- Trabajos preliminares:

a).- De gabinete

b).- De campo

TRABAJOS DE GABINETE

a)-1 Revisión del proyecto y estudio de los planos, con objeto de familiarizarse con su simbología y con las especificaciones propias del proyecto a fin de interpretarlos debidamente. Una vez hecho ésto, es conveniente establecer contacto con el proyectista para hacer los comentarios correspondientes.

a)-2 Revisión de las cantidades de obra, de los materiales y de los accesorios que se requieran.

a)-3 Revisión del programa para determinar su factibilidad.

a)-4 De acuerdo con el programa de obra, determinar el número de frentes que deberán ser atacados.

a)-5 Verificar si el programa de entrega de tuberías, es congruente con el programa general de la obra.

a)-6 Checar, en el caso de que haya cruces con vías del Ferrocarril, Viaductos, Carreteras Federales, Olioductos, etc., si ya se tienen las licencias correspondientes.

a)-7 Investigar ante las Oficinas de Agua Potable, Compañía de Luz, Comisión Federal de Electricidad, Petroleos Mexicanos, Compañía de Teléfonos, etc., si no existen ins

....

talaciones subterráneas de estas dependencias que interfieran con la obra a realizarse.

TRABAJOS DE CAMPO

b)-1 Reconocimiento del terreno, punto de descarga y bancos de nivel que sirvieron de base al proyecto en cuestión.

b)-2 Verificación de obstáculos.- Al mismo tiempo que se hace el reconocimiento del terreno, deberá checarse si a simple vista no hay obstáculos que impidan la ejecución de esta obra y que no estén consignados en el proyecto.

b)-3 Marcar en el plano los sentidos de las calles para el estudio de la señalización que vaya a necesitarse, coordinando esta acción con las autoridades de Tránsito, sobre todo cuando vaya a requerirse de algún libramiento.

b)-4 Determinar y marcar en el plano los sitios más adecuados para la descarga de tuberías, con objeto de poder indicarles a los proveedores las zonas donde deben depositar éstas.

T R A Z O

2. El trazo deberá apegarse al proyecto, a menos que exista una incongruencia con éste y el terreno, o bien que hubiera alguna otra alternativa, que a juicio de ustedes mejorara la obra; si ésto ocurriera se deberá informar al coordinador y consultarse con el proyectista.

2.1. Verificar físicamente si la cota del punto de descarga coincide con la cota del proyecto, si ésta es correcta, se continuará con el trazo, de lo contrario, deberá --

....

consultarse con el proyectista, ya que si la discrepancia es grande nos puede cambiar todo el proyecto.

2.2. Verificar el perfil del proyecto, marcándo cada crucero y referenciándolo a puntos fijos, tanto su cota, como su localización.

2.3 Checar la distancia entre cruceros y entre pozos de visita.

2.4. Verificar si con las pendientes del proyecto y las distancias obtenidas entre cruceros ó pozos de visita, no hay error en las cotas de los mismos.

2.5. Verificar si los colchones de la tubería que resultan del proyecto son adecuados para cada caso.

RUPTURA DE PAVIMENTOS

3.-. Se entiende por ruptura de pavimentos, el trabajo de demoler y remover éstos, previo a la excavación de la cepa.

3.1. Los pavimentos de concreto asfáltico ó hidráulico antes de romperlos deberán cortarse con sierra de disco, haciendo una ranura de 1 a 2 cm. de profundidad, marcándo el ancho de la cepa, con objeto de que el corte quede definido dentro de 2 líneas paralelas y sea más fácil su reposición.

3.2. Cuando el pavimento sea de adoquín ó empedrado, este material deberá removerse con cuidado y conservarse para reposición posterior.

...

3.3. Reposición de pavimentos.- Deberán ser del mismo material y características del pavimento original, debiéndo quedar al mismo nivel que el pavimento existente; por lo que las cepas al rellenarse deberán tener la compactación adecuada, para recibir el nuevo pavimento.

(C o m e n t a r i o s)

EXCAVACION DE CEPAS

4. Las excavaciones de cepas podrán ser con taludes verticales ó inclinados, según se especifique en el proyecto, siguiendo el trazo del mismo, para alojar en ellas la tubería.

4.1. Ancho de cepas.- Los anchos de las cepas, serán de acuerdo al diámetro de las tuberías que se vayan a instalar; cuando estos anchos no estén especificados en el proyecto se tomarán los siguientes:

Ø TUBERIA (m)	ANCHO DE CEPA (m)
0.20	0.60
0.30	0.75
0.38	0.90
0.45	1.00
0.60	1.20
0.76	1.50
0.91	1.75
1.07	1.90
1.22	2.00
1.37	2.20
1.52	2.50
1.62	2.70
1.83	2.80
2.13	3.20
2.44	3.60
2.15	4.70
3.50	5.30

...

La tabla anterior nos da los anchos mínimos necesarios para poder trabajar, éstos deberán variar cuando se vayan a colocar ademes para el sostenimiento de los taludes o en función de la profundidad de la cepa.

4.2. Cuando los paramentos de las cepas sean verticales, éstos deberán quedar sensiblemente a plomo y entre dos ejes paralelos, conservando su ancho en toda su altura; se podrán permitir tolerancias en salientes ± 5 cm., cuidando de que este error no sea sistemático.

Es conveniente afinar a mano los taludes sobre todo si se van a colocar ademes. Los anchos de las cepas se medirán en el fondo de la excavación.

4.3. Fondo de las excavaciones.- Para este tipo de obra es de vital importancia que el fondo de las cepas sea afinado con herramienta de mano minuciosamente, siguiendo la pendiente del proyecto, con objeto de que el espesor de la plantilla que se coloque posteriormente nos quede uniforme y la tubería quede a la profundidad especificada y con la pendiente requerida.
(Comentarios sobre la resistencia del terreno en el fondo de la cepa y en caso de sobre excavación).

4.4. Es adecuado que la excavación de cepas de 0 a 2 m., se haga con herramienta de mano (pico y pala), con objeto de no dañar las instalaciones existentes, como descargas domiciliarias, tomas de agua, instalaciones de teléfonos, etc. Se deberán hacer la localización de estas instalaciones previamente a la excavación de cepa y marcarlas en las guarniciones o paramentos de las casas ó edificios a fin de que al ir excavando, se extre

.....

men las precauciones en estos sitios.

4.5. Las instalaciones existentes deberán recibirse con pu
tes a base de vigas de madera o viguetas metálicas, l
que tendrán capacidad adecuada, cuidando que sus apoy
no produzcan una sobrecarga a la cepa.

4.6. Cuando la excavación sea de profundidad mayor de 2 m.
se vaya a realizar a mano, deberá usarse tarimas para
el traspaleo del producto de la excavación. Si se deci
de prolongar la excavación con máquina, deberá tomars
en cuenta la sobrecarga que la máquina produce y adema
adecuadamente.

(C o m e n t a r i o s)

4.7. Si el material producto de la excavación es de buena c
lidad y se decide usarse como relleno, se deberá acame
llonar a un lado de la cepa dejando un pasillo de 60 ±
cm., para no interferir con los trabajos posteriores y
se depositará preferentemente, del lado contrario a do
de esté colocada la tubería.

4.8. Cuando el material no vaya a usarse como relleno, debe
rá ser retirado de inmediato del lugar de la obra, par
evitar molestias, eliminar obstáculos y trabajar con -
mayor limpieza.

4.9. Cuando las excavaciones se vayan a realizar en terreno
rocoso, deberán emplearse cuña y marro ó rompedoras ne
máticas; el uso de explosivos en zonas urbanas no es -
conveniente y en la Ciudad de México lo tenemos prohib
do. En este caso también el material producto de la ex
cavación, deberá ser retirado de inmediato de la obra.

....

4.10 La excavación de cepas deberá ser congruente con la instalación de las tuberías, de tal manera que no se tengan tramos excavados que se queden días sin colocar las tuberías; dentro de la zona urbana de la Ciudad de México, es conveniente que atrás de la excavación de la cepa se vaya colocándo la plantilla y acto seguido la tubería, es decir, que el trabajo se realice en forma secuencial.

A D E M E S

5. Cuando los taludes de las cepas no sean estables, se deben colocar ademes para su sostenimiento, que podrán ser de madera, metálicos ó la combinación de ambos.

5.1. Estos ademes pueden ser cerrados ó abiertos, según se requieran. Las características y secciones de los ademes, dependerán del tipo del terreno, de la profundidad de la cepa y de la sobrecarga que se vaya a tener.

Los más usados en nuestro medio son á base de tablones de madera de segunda de 2" X 8" X 8' y largueros y puntales con sección de 6" ó 6" X 8' a las separaciones que determine el cálculo en cada caso. Cuando se tengan profundidades del orden de 8 a 10 m., se debe pensar en tablaestaca de madera ó metálica.

Hay que tener siempre presente la seguridad del personal que se encuentra dentro de la cepa, es preferible en caso de duda invertir un poco de dinero en puntales ó ademe abierto que tener que lamentar un accidente.

5.2. El retiro de ademe deberá hacerse conforme se vaya rellenando la cepa. Habrá casos en que se tendrá que dejar ---

el ademe perdido, cuando se tengan instalaciones ó edificaciones en peligro de colapso.

C A M A

6. Se entenderá por cama, la capa de tezontle que se coloca en el fondo de las cepas para formar una plantilla de apoyo al lomo inferior de los tubos.

6.1. La cama será con grava de tezontle del tamaño máximo de 1½" y mínimo de ¼", colocándola en todo el ancho de la cepa.

6.2. Espesores de la cama:- El espesor de la cama variará de acuerdo con el diámetro de la tubería a colocarse; cuando el proyecto no especifique los espesores de la cama se podrán tomar los siguientes:

Ø del Tubo	Espesor de la cama
de 30 a 60 cm.	15 cm.
de 76 a 1.20 cm.	20 cm.
de 152 a 183 cm.	25 cm.
de 244 a 300 cm.	40 cm.
de 350 a 500 cm.	40 a 60 cm.

6.3. Las camas de tezontle deberán ser compactadas con pizón de mano hasta lograr el rebote de éste, teniendo especial cuidado de que siga la pendiente de la tubería que se vaya a colocar, (usar escantillón de madera).

B O M B E O

7. Cuando se tenga agua en las cepas será necesario extraerla por medio de bombeo, con objeto de poder afinar el fondo de la excavación, colocar la cama de tezontle e instalar la tubería en seco; por ningún motivo se debe-

...

rá permitir colocar la cama y la tubería con agua.

7.1. Cárcamos de bombeo.- Para recolectar el agua de las cepas se drenará ésta hacia unos cárcamos de bombeo que se construirán lateralmente a la cepa teniéndo su fondo más profundo que ésta, donde se instalará la bomba.

7.2. Las bombas pueden ser de diferentes tipos, las más usadas en nuestro medio son las centrífugas, autocebantes, con motor de gasolina. Existen otras bombas inatascables que operan con aire (Willden).

La elección de la bomba dependerá de la cantidad de agua a bombear y del contenido de arcilla en suspensión.

7.3. El agua deberá canalizarse antes de afinar el fondo de cepa con objeto de no remover la arcilla y producir lodo que será mucho más difícil de sacar, ya que de no hacerlo contaminaría la cama.

7.4. En colectores de diámetros mayores de 1.52 m., es común que se coloque abajo de la cama de tezontle un tubo perforado de concreto de 10 ó 15 cm. de diámetro, para que sirva de dren. Este tubo deberá estar rodeado en todo su contorno por una cama de tezontle y descargará en los cárcamos para de ahí bombear el agua.

7.5. Cuando el agua bombeada se pueda descargar a una alcantarilla, ésto se deberá hacer a través de un arenero que se construya exprofeso para no asolvar el drenaje. Cuando no se tenga alcantarilla, deberá desalojarse

...

lo mas distante posible de la zona de trabajo.

INSTALACION DE TUBERIA

8. Una vez terminada y nivelada la cama de tezontle se procederá a instalar la tubería.

8.1. Bajada de tubos.- La bajada de tubos deberá hacerse con todo cuidado, evitándo golpearlos, debiéndo hacer uso de la herramienta y equipo adecuado.

El bajado de tubería puede hacerse en forma manual con ayuda de un cable de henequén para diámetros pequeños, o bien, con el uso de marco de madera ó metálico provistos de malacate para diámetros intermedios y para diámetros mayores con grúa o draga.

En el supuesto caso de que un tubo sufra desperfectos en esta maniobra, deberá ser repuesto por cuenta del Contratista.

8.2. La instalación de la tubería se hará colocándo las campanas o cajas, hacia aguas arriba y el sentido de su colocación, siempre será de aguas abajo hacia aguas arriba.

8.3. Niveles.- Cuando se habló del trazo, se dijo que en cada crucero o pozo de visita se tendría fija la cota del mismo; corresponderá a la Contratista y deberá checarla la Supervisión, correr la nivelación entre crucero y crucero, o bien entre pozo y pozo de visita.
(Comentarios. Procedimiento para correr niveles).

Estos niveles se marcan sobre crucetas colocadas exprofeso sobre la cepa, colocándo sobre ellas un cordón - -

(hilo) que nos representará físicamente una línea paralela a la pendiente que deberá tener la tubería;a partir de éste y con un escantillón de madera que se apoye a lo largo del eje longitudinal de la tubería, se verifique la pendiente de ésta.

8.4. Alineación.- La tubería deberá quedar alojada en el centro de la cepa y su eje longitudinal deberá coincidir con el eje que une centro a centro los cruceros y pozos de visita correspondientes a cada tramo. Se pueden permitir tolerancias en la alineación de tubería de 5 mm., en tubos de diámetros menores de 60 cms., y de 10 mm., en tubos de diámetros mayores, siempre y cuando estos errores no sean sistemáticos.

8.5. Soporte de la tubería.- Cada tubo deberá quedar apoyado en toda su longitud sobre la cama de tezontle; no se admitirá que la tubería quede sobre calzas de madera ó piedra ó cualquier otro elemento. Cuando se instalen tuberías de macho y campana se deberá rebajar la cama (aconchar) en las zonas de la campana, para lograr que el tubo apoye en toda su longitud.

8.6. Juntas.- Previamente a la inserción de cada tubo se deberán limpiar con cepillo de alambre, tanto el macho y campana ó espiga y caja, según sea el caso y humedecerse perfectamente, Una vez realizada esta operación se llenará la semicircunferencia inferior de la campana ó caja del tubo ya colocado y la semicircunferencia superior del macho o espiga del tubo por colocarse, con mortero-cemento-arena en proporción 1-4, formándo una capa suficiente para llenar la junta. Acto seguido, se insertarán los tubos de tal manera que el macho ó espiga pene-

...

tre en la campana o caja totalmente, botando la parte sobrante del mortero.

El mortero excedente, en el interior del tubo se limpiará y se rellenarán los huecos que hubiere con el mismo mortero. En la parte exterior se rellenarán también los huecos que hubiere y en los tubos de campana se hará con el mortero un chaflán a 45° con la campana; y en los de caja se formará un anillo con el mortero cubriendo la junta.

8.7. Deberán checarse que las superficies interiores de la tubería queden rasantes en el interior.

8.8. Acostillado.- Una vez colocados, nivelados, alineados y junteados varios tubos, se procederá a acostillarlos en forma simultánea en ambos lados del tubo, para evitar que éstos se desalinien, haciendo esta operación por etapas según sea el diámetro del tubo, apisonando por capas no mayores de 20 cm., con pisón de mano ó neumático cuando ésto sea factible y usando siempre material de muy buena calidad.

Cuando se requiera hacer una prueba hidrostática, deberán dejarse libres las cajas ó campanas al acostillarse.

8.9. En los sitios donde se vaya a construir pozos de visita, de caida o cajas, se dejarán separados los tubos. La distancia que especifique el proyecto para estas estructuras.

8.10 Prueba de impermeabilidad de los tubos de concreto y sus juntas.

...

8.10.1 Prueba hidrostática accidental.- Consiste en dar la tubería en la parte más baja del tramo a probar, -- una carga de agua que no exceda de 2 m., con objeto de verificar si no existen fugas en las juntas, en- caso de existir éstas, se ordenará su reparación y- se repetirá la prueba.

Esta prueba se hará cuando la Supervisión tenga sos pechas fundadas de que las juntas son de mala cali- dad.

8.10.2 Prueba hidrostática sistemática.- Esta prueba se ha rá en todos los casos, siempre y cuando no se haya- hecho la prueba accidental. Consiste en vaciar en - el pozo de visita de aguas arriba del tramo que se- vaya a probar, el contenido de agua de un camión -- tanque de 6 M^3 de capacidad, a través de una mangue ra de 15 cm., de diámetro y dejarla correr libremen te a través del tramo de tubería a probarse. En el- pozo de visita aguas abajo del tramo de prueba se - colocará un tapón y una bomba para achicar esta - - agua y evitar que se forme un tirante. Mediante es- ta prueba se comprobará si no existen fugas en las- juntas de la parte inferior de la tubería, en caso- de existir éstas, la Contratista las reparará a en- tera satisfacción de la Supervisión.

La Supervisión solamente recibirá tramos de tubería totalmente terminados, entre pozo y pozo de visita, comprobando que se encuentran limpios y libres de - obstáculos.

DESCARGAS DOMICILIARIAS

....

9. Estas se instalarán en los sitios marcados exprofeso en los paramentos de las casas o de acuerdo con el cadenamiento previsto.

Tanto las descargas domiciliarias como las coladeras pluviales se conectarán al lomo del tubo de la alcantarilla, usando para ello, un slant y un codo de 90° y a partir de este punto se colocará el tubo de albañal del diámetro fijado, hasta el paramento del predio; la pendiente será de 1% cuidando de que el albañal tenga un colchón mínimo de 90 cms., de relleno.

las descargas domiciliarias formarán con la tubería de alcantarillado un ángulo de 90° en planta. (Comentarios sobre pendientes y salidas del albañal en predio).

RELLENO DE CEPAS

10. El relleno de cepas propiamente dicho, se hará después de haber efectuado la prueba y terminado el acostillado de las juntas.

10.1 Deberá tenerse especial cuidado de recibir todas aquellas instalaciones que se hubieran suspendido a lo largo de la cepa.

10.2. La compactación del relleno, deberá satisfacer los requisitos de la prueba "Proctor" con un porcentaje del 90%., como mínimo.

....

POZOS DE VISITA

11. Construcción de pozos de visita de caida o cajas.- Los pozos de visita son las estructuras diseñadas para permitir el acceso a las tuberías para su inspección y limpieza; también se usan para efectuar deflexiones en la tubería y conectar 2 ó más líneas.

11.1. Estas estructuras se construirán de acuerdo al proyecto y plano correspondiente aprobado por la D.G. de C. y O.H.

11.2. La construcción de la cimentación de estas estructuras deberá realizarse antes de la colocación de la tubería, para evitar que se tenga que excavar bajo los extremos de la misma y puedan desalinearse ó desnivelarse.

11.3 Los pozos de visita se harán de mampostería a base de tabique recocido de 28 cm. de espesor, colocado a tizón dejando juntas de 1.5 cm. Cada hilada horizontal deberá traslaparse con respecto al anterior con objeto de que las juntas verticales no sean coincidentes.

11.4. Al construirse la base de los pozos de visita se harán en ellas los canales o medias cañas del diámetro mayor del tubo que conecten.

11.5. La media caña, también se puede hacer con la mitad del tubo, en este caso el tubo pasará corrido y después se romperá para formar la media caña.

....

11.6. Se deberán construir esas estructuras inmediatamente después del tendido de la tubería, terminándose totalmente y colocándo su brocal y tapa para evitar que las llenen de basura y piedra.

El brocal y tapa deberán quedar al mismo nivel del pavimento existente.

La instalación de brocales deberán quedar debidamente ancladas según las especificaciones de la D.G. de C. y O.H.

11.7. Para diámetros mayores de 1.07 y en lugar de pozos de visita, se construyen cajas de concreto reforzado; que deberán estar debidamente especificadas en el proyecto y serán de acuerdo a los planos aprobados por la D.G.C.O.H.

11.8. El relleno de estas estructuras, deberán hacerse en forma semejante al de la tubería.

T U B E R I A

12. Dependiendo del diámetro y de las condiciones de trabajo, la tubería puede ser de concreto simple o reforzado, según se especifique en el proyecto.

Previo a la recepción de la tubería, se deberá entregar al proveedor, un plano de la obra donde se marquen los sitios donde se deberá depositar ésta.

12.1. La descarga de la tubería, deberá ser a través de un

....

plano inclinado o con equipo mecánico; no deberá aceptarse que la tubería se descargue tirándola sobre llantas, montones de tierra o arena.

12.2. Una vez colocada la tubería en el sitio indicado, deberá hacerse una inspección ocular de cada tubo, en la que se verifique que los planos de sus extremos sean perpendiculares a su eje longitudinal, que estén libres de burbujas, grietas o superficies rugosas que presenten salientes en su interior.

12.3. Deberá checarse con el proveedor, cual es la altura máxima del relleno para el cual fué calculado el tubo en cuestión y verificar que no se tengan rellenos mayores que éste en la obra, de lo contrario, deberá solicitarse tubo especial para ese relleno.

12.4. Es conveniente que la tubería esté en la obra antes de iniciar las excavaciones.

No deberán colocarse tuberías, frente a las entradas de vehículos y deberá troquelarse debidamente para que no las muevan.

12.5. Deberá tenerse especial cuidad de volver a hacer una inspección ocular a cada tubo antes de colocarse, con objeto de verificar de que no haya sido golpeado en el tiempo que transcurrio entre su recepción y su colocación.

A C A R R E O S

13. Acarreos del producto de las excavaciones.- Es muy importante localizar lo más cerca posible, un tira

...

dero, ya que el concepto de acarreos puede influir considerablemente en el costo de la obra.

13.1 Una vez elegido el tiradero, deberán estudairse todos sus accesos, para elegir la ruta más corta, indicándosela al Contratista y obteniendo su kilometraje.

14. Medicion y pago. De los diferentes conceptos que intervienen.

14.1 Trazo, en metros cuadrados

14.2 Ruptura de pavimento, en M^2.

14.3 Excavación, en M^3, ademes en pies tablón.

14.4 Cama de tezontle, en M^3.

14.5 Colocación de tubería, en metros lineales de acuerdo con el diámetro del tubo.

14.6 Bombeo, hora efectiva de bombeo.

14.7 Relleno en M^3.

14.8 Pozos de visita, por pieza en función de su profundidad

14.9 Tubería, en metro lineal.

14.10 Acarreos, en M^3- Kilómetro.

centro de educación continua
divisi n de estudios superiores
facultad de ingeniería. unam

PRIMER CURSO DE ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES
DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

COLOCACION DE TUBERIAS PARA
D R E N A J E

ING. EDUARDO MERCADO FLORES

FEBRERO, 1979

INSTALACION DE TUBERIAS PARA ALCANTARILLADO

ACTIVIDADES

1. TRABAJOS PRELIMINARES
2. TRAZO
3. RUPTURA DE PAVIMENTOS
4. EXCAVACION
5. ADEMES
6. CAMA
7. BOMBEO
8. INSTALACION DE TUBERIA
9. DESCARGAS DOMICILIARIAS
10. RELLENO DE CEPAS
11. POZOS DE VISITA
12. TUBERIA
13. ACARREOS
14. MEDICION Y PAGO DE LOS DIFERENTES CONCEPTOS QUE INTERVIENEN.

COLOCACION DE TUBERIAS PARA ALCANTARILLADO

1.- Trabajos preliminares:

a).- De gabinete

b).- De campo

TRABAJOS DE GABINETE

a)-1 Revisión del proyecto y estudio de los planos, con objeto de familiarizarse con su simbología y con las especificaciones propias del proyecto a fin de interpretarlos debidamente. Una vez hecho ésto, es conveniente establecer contacto con el proyectista para hacer los comentarios correspondientes.

a)-2 Revisión de las cantidades de obra, de los materiales y de los accesorios que se requieran.

a)-3 Revisión del programa para determinar su factibilidad.

a)-4 De acuerdo con el programa de obra, determinar el número de frentes que deberán ser atacados.

a)-5 Verificar si el programa de entrega de tuberías, es congruente con el programa general de la obra.

a)-6 Checar, en el caso de que haya cruces con vías del Ferrocarril, Viaductos, Carreteras Federales, Olioductos, etc., si ya se tienen las licencias correspondientes.

a)-7 Investigar ante las Oficinas de Agua Potable, Compañía de Luz, Comisión Federal de Electricidad, Petroleos Mexicanos, Compañía de Teléfonos, etc., si no existen ins

....

talaciones subterráneas de estas dependencias que interfieran con la obra a realizarse.

TRABAJOS DE CAMPO

b)-1 Reconocimiento del terreno, punto de descarga y bancos de nivel que sirvieron de base al proyecto en cuestión.

b)-2 Verificación de obstáculos.- Al mismo tiempo que se hace el reconocimiento del terreno, deberá checarse si a simple vista no hay obstáculos que impidan la ejecución de esta obra y que no estén consignados en el proyecto.

b)-3 Marcar en el plano los sentidos de las calles para el estudio de la señalización que vaya a necesitarse, coordinando esta acción con las autoridades de Tránsito, sobre todo cuando vaya a requerirse de algún libramiento.

b)-4 Determinar y marcar en el plano los sitios más adecuados para la descarga de tuberías, con objeto de poder indicarles a los proveedores las zonas donde deben depositar éstas.

T R A Z O

2. El trazo deberá apegarse al proyecto, a menos que exista una incongruencia con éste y el terreno, o bien que hubiera alguna otra alternativa, que a juicio de ustedes mejorara la obra; si ésto ocurriera se deberá informar al coordinador y consultarse con el proyectista.

2.1. Verificar físicamente si la cota del punto de descarga coincide con la cota del proyecto, si ésta es correcta, se continuará con el trazo, de lo contrario, deberá --

....

consultarse con el proyectista, ya que si la discrepancia es grande nos puede cambiar todo el proyecto.

2.2. Verificar el perfil del proyecto, marcándo cada crucero y referenciándolo a puntos fijos, tanto su cota, como su localización.

2.3 Checar la distancia entre cruceros y entre pozos de visita.

2.4. Verificar si con las pendientes del proyecto y las distancias obtenidas entre cruceros ó pozos de visita, no hay error en las cotas de los mismos.

2.5. Verificar si los colchones de la tubería que resulten del proyecto son adecuados para cada caso.

RUPTURA DE PAVIMENTOS

3.-. Se entiende por ruptura de pavimentos, el trabajo de demoler y remover éstos, previo a la excavación de la cepa.

3.1. Los pavimentos de concreto asfáltico ó hidráulico antes de romperlos deberán cortarse con sierra de disco, haciendo una ranura de 1 a 2 cm. de profundidad, marcándo el ancho de la cepa, con objeto de que el corte quede definido dentro de 2 líneas paralelas y sea más fácil su reposición.

3.2. Cuando el pavimento sea de adoquín ó empedrado, este material deberá removerse con cuidado y conservarse para reposición posterior.

...

3.3. Reposición de pavimentos.- Deberán ser del mismo material y características del pavimento original, debiéndo quedar al mismo nivel que el pavimento existente; - por lo que las cepas al rellenarse deberán tener la -- compactación adecuada, para recibir el nuevo pavimen-- to.

(C o m e n t a r i o s)

EXCAVACION DE CEPAS

4. Las excavaciones de cepas podrán ser con taludes verticales ó inclinados, según se especifique en el proyecto, siguiendo el trazo del mismo, para alojar en ellas la tubería.

4.1. Ancho de cepas.- Los anchos de las cepas, serán de acuerdo al diámetro de las tuberías que se vayan a instalar, cuando estos anchos no estén especificados en el proyecto se tomarán los siguientes:

Ø TUBERIA (m)	ANCHO DE CEPA (m)
0.20	0.60
0.30	0.75
0.38	0.90
0.45	1.00
0.60	1.20
0.76	1.50
0.91	1.75
1.07	1.90
1.22	2.00
1.37	2.20
1.52	2.50
1.62	2.70
1.83	2.80
2.13	3.20
2.44	3.60
2.15	4.70
3.50	5.30

...

La tabla anterior nos da los anchos mínimos necesarios para poder trabajar, éstos deberán variar cuando se vayan a colocar ademes para el sostenimiento de los taludes o en función de la profundidad de la cepa.

4.2. Cuando los paramentos de las cepas sean verticales, éstos deberán quedar sencibiemente a plomo y entre dos ejes paralelos, conservando su ancho en toda su altura; se podrán permitir tolerancias en salientes ± 5 cm., cuidando de que este error no sea sistemático.

Es conveniente afinar a mano los taludes sobre todo si se van a colocar ademes. Los anchos de las cepas se medirán en el fondo de la excavación.

4.3. Fondo de las excavaciones.- Para este tipo de obra es de vital importancia que el fondo de las cepas sea afinado con herramienta de mano minuciosamente, siguiendo la pendiente del proyecto, con objeto de que el espesor de la plantilla que se coloque posteriormente nos quede uniforme y la tubería quede a la profundidad especificada y con la pendiente requerida.
(Comentarios sobre la resistencia del terreno en el fondo de la cepa y en caso de sobre excavación).

4.4. Es adecuado que la excavación de cepas de 0 a 2 m., se haga con herramienta de mano (pico y pala), con objeto de no dañar las instalaciones existentes, como descargas domiciliarias, tomas de agua, instalaciones de teléfonos, etc. Se deberán hacer la localización de estas instalaciones previamente a la excavación de cepa y marcarlas en las guarniciones o paramentos de las casas ó edificios a fin de que al ir excavando, se extre

.....

men las precauciones en estos sitios.

4.5. Las instalaciones existentes deberán recibirse con puentes a base de vigas de madera o viguetas metálicas, las que tendrán capacidad adecuada, cuidando que sus apoyos no produzcan una sobrecarga a la cepa.

4.6. Cuando la excavación sea de profundidad mayor de 2 m. y se vaya a realizar a mano, deberá usarse tarimas para el traspaleo del producto de la excavación. Si se decide prolongar la excavación con máquina, deberá tomarse en cuenta la sobrecarga que la máquina produce y ademar adecuadamente.

(C o m e n t a r i o s)

4.7. Si el material producto de la excavación es de buena calidad y se decide usarse como relleno, se deberá acamellonar a un lado de la cepa dejando un pasillo de 60 cm., para no interferir con los trabajos posteriores y se depositará preferentemente, del lado contrario a donde esté colocada la tubería.

4.8. Cuando el material no vaya a usarse como relleno, deberá ser retirado de inmediato del lugar de la obra, para evitar molestias, eliminar obstáculos y trabajar con mayor limpieza.

4.9. Cuando las excavaciones se vayan a realizar en terreno rocoso, deberán emplearse cuña y marro ó rompedoras neumáticas; el uso de explosivos en zonas urbanas no es conveniente y en la Ciudad de México lo tenemos prohibido. En este caso también el material producto de la excavación, deberá ser retirado de inmediato de la obra.

....

4.10 La excavación de cepas deberá ser congruente con la instalación de las tuberías, de tal manera que no se tengan tramos excavados que se queden días sin colocar las tuberías; dentro de la zona urbana de la Ciudad de México, es conveniente que atras de la excavación de la cepa se vaya colocándo la plantilla y acto seguido la tubería, es decir, que el trabajo se realice en forma secuencial.

A D E M E S

5. Cuando los taludes de las cepas no sean estables, se deben colocar ademes para su sostenimiento, que podrán ser de madera, metálicos ó la combinación de ambos.

5.1. Estos ademes pueden ser cerrados ó abiertos, según se requieran. Las características y secciones de los ademes, dependerán del tipo del terreno, de la profundidad de la cepa y de la sobrecarga que se vaya a tener.

Los más usados en nuestro medio son a base de tablones de madera de segunda de 2" X 8" X 8' y largueros y puntales con sección de 6" ó 6" X 8' a las separaciones que determine el cálculo en cada caso. Cuando se tengan profundidades del orden de 8 a 10 m., se debe pensar en tablaestaca de madera ó metálica.

Hay que tener siempre presente la seguridad del personal que se encuentra dentro de la cepa, es preferible en caso de duda invertir un poco de dinero en puntales ó adame abierto que tener que lamentar un accidente.

5.2. El retiro de ademe deberá hacerse conforme se vaya rellenando la cepa. Habrá casos en que se tendrá que dejar ...

el ademe perdido, cuando se tengan instalaciones ó edificaciones en peligro de colapso.

C A M A

6.- Se entenderá por cama, la capa de tezontle que se coloca en el fondo de las cepas, para formar una plantilla de apoyo al lomo inferior de los tubos.

6.1. La cama será con grava de tezontle del tamaño máximo de $1\frac{1}{2}$" y mínimo de $\frac{1}{4}$", colocándola en todo el ancho de la cepa.

6.2. Espesores de la cama.- El espesor de la cama variará de acuerdo con el diámetro de la tubería a colocarse; cuando el proyecto no especifique los espesores de la cama se podrán tomar los siguientes:

Ø del Tubo	Espesor de la cama
de 30 a 60 cm.	15 cm.
de 76 a 1.20 cm.	20 cm.
de 152 a 183 cm.	25 cm.
de 244 a 300 cm.	40 cm.
de 350 a 500 cm.	40 a 60 cm.

6.3. Las camas de tezontle deberán ser compactadas con pizón de mano hasta lograr el rebote de éste, teniendo especial cuidado de que siga la pendiente de la tubería que se vaya a colocar, (usar escantillón de madera).

B O M B E O

7. Cuando se tenga agua en las cepas será necesario extraerla por medio de bombeo, con objeto de poder afinar el fondo de la excavación, colocar la cama de tezontle e instalar la tubería en seco, por ningún motivo se debe-

...

rá permitir colocar la cama y la tubería con agua.

7.1. Cárcamos de bombeo.- Para recolectar el agua de las cepas se drenará ésta hacia unos cárcamos de bombeo que se construirán lateralmente a la cepa teniéndo su fondo más profundo que ésta, donde se instalará la bomba.

7.2. Las bombas pueden ser de diferentes tipos, las más usadas en nuestro medio son las centrífugas, autocebantes, con motor de gasolina. Existen otras bombas inatascables que operan con aire (Willden).

La elección de la bomba dependerá de la cantidad de agua a bombear y del contenido de arcilla en suspensión.

7.3. El agua deberá canalizarse antes de afinar el fondo de cepa con objeto de no remover la arcilla y producir lodo que será mucho más difícil de secar, ya que de no hacerlo contaminaría la cama.

7.4. En colectores de diámetros mayores de 1.52 m., es común que se coloque abajo de la cama de tezontle un tubo perforado de concreto de 10 ó 15 cm. de diámetro, para que sirva de dren. Este tubo deberá estar rodeado en todo su contorno por una cama de tezontle y descargará en los cárcamos para de ahí bombear el agua.

7.5. Cuando el agua bombeada se pueda descargar a una alcantarilla, ésto se deberá hacer a través de un arenero que se construya exprofeso para no asolvar el drenaje. Cuando no se tenga alcantarilla, deberá desalojarse

...

lo mas distante posible de la zona de trabajo.

INSTALACION DE TUBERIA

8. Una vez terminada y nivelada la cama de tezontle se procederá a instalar la tubería.

8.1. Bajada de tubos.- La bajada de tubos deberá hacerse con todo cuidado, evitándo golpearlos, debiéndo hacer uso de la herramienta y equipo adecuado.

El bajado de tubería puede hacerse en forma manual con ayuda de un cable de henequén para diámetros pequeños, o bien, con el uso de marco de madera ó metálico provistos de malacate para diámetros intermedios y para diámetros mayores con grúa o draga.

En el supuesto caso de que un tubo sufra desperfectos en esta maniobra, deberá ser repuesto por cuenta del Contratista.

8.2. La instalación de la tubería se hará colocándo las campanas o cajas, hacia aguas arriba y el sentido de su colocación, siempre será de aguas abajo hacia aguas arriba.

8.3. Niveles.- Cuando se habló del trazo, se dijo que en cada crucero o pozo de visita se tendría fija la cota del mismo; corresponderá a la Contratista y deberá checarla la Supervisión, correr la nivelación entre crucero y crucero, o bien entre pozo y pozo de visita.
(Comentarios. Procedimiento para correr niveles).

Estos niveles se marcan sobre crucetas colocadas exprofeso sobre la cepa, colocándo sobre ellas un cordón - -

...

(hilo) que nos representará físicamente una línea paralela a la pendiente que deberá tener la tubería; a partir de éste y con un escantillón de madera que se apoye a lo largo del eje longitudinal de la tubería, se verifique la pendiente de ésta.

8.4. Alineación.- La tubería deberá quedar alojada en el centro de la cepa y su eje longitudinal deberá coincidir con el eje que une centro a centro los cruceros y pozos de visita correspondientes a cada tramo. Se pueden permitir tolerancias en la alineación de tubería de 5 mm., en tubos de diámetros menores de 60 cms., y de 10 mm., en tubos de diámetros mayores, siempre y cuando estos errores no sean sistemáticos.

8.5. Soporte de la tubería.- Cada tubo deberá quedar apoyado en toda su longitud sobre la cama de tezontle; no se admitirá que la tubería quede sobre calzas de madera ó piedra ó cualquier otro elemento. Cuando se instalen tuberías de macho y campana se deberá rebajar la cama (aconchar) en las zonas de la campana, para lograr que el tubo apoye en toda su longitud.

8.6. Juntas.- Previamente a la inserción de cada tubo se deberán limpiar con cepillo de alambre, tanto el macho y campana ó espigo y caja, según sea el caso y humedecerse perfectamente. Una vez realizada esta operación se llenará la semicircunferencia inferior de la campana ó caja del tubo ya colocado y la semicircunferencia superior del macho o espiga del tubo por colocarse, con mortero-cemento-arena en proporción 1-4, formándo una capa suficiente para llenar la junta. Acto seguido, se insertarán los tubos de tal manera que el macho ó espina pene-

...

tro en la campana o caja totalmente, botando la parte sobrante del mortero.

El mortero excedente, en el interior del tubo se limpiará y se rellenarán los huecos que hubiere con el mismo mortero. En la parte exterior se rellenarán también los huecos que hubiere y en los tubos de campana se hará con el mortero un chaflán a 45° con la campana; y en los de caja se formará un anillo con el mortero cubriendo la junta.

8.7. Deberán checarse que las superficies interiores de la tubería queden rasantes en el interior.

8.8. Acostillado.- Una vez colocados, nivelados, alineados y junteados varios tubos, se procederá a acostillarlos en forma simultánea en ambos lados del tubo, para evitar que éstos se desalinien, haciendo esta operación por etapas según sea el diámetro del tubo, apisonando por capas no mayores de 20 cm., con pisón de mano o neumático cuando ésto sea factible y usando siempre material de muy buena calidad.

Cuando se requiera hacer una prueba hidrostática, deberán dejarse libres las cajas ó campanas al acostillarse.

8.9. En los sitios donde se vaya a construir pozos de visita, de caida o cajas, se dejarán separados los tubos, la distancia que especifique el proyecto para estas estructuras.

8.10 Prueba de impermeabilidad de los tubos de concreto y sus juntas.

...

8.10.1 Prueba hidrostática accidental.- Consiste en dar la tubería en la parte más baja del tramo a probar, -- una carga de agua que no exceda de 2 m., con objeto de verificar si no existen fugas en las juntas, en- caso de existir éstas, se ordenará su reparación y- se repetirá la prueba.

Esta prueba se hará cuando la Supervisión tenga sos pechas fundadas de que las juntas son de mala calidad.

8.10.2 Prueba hidrostática sistemática.- Esta prueba se hará en todos los casos, siempre y cuando no se haya- hecho la prueba accidental. Consiste en vaciar en - el pozo de visita de aguas arriba del tramo que se- vaya a probar, el contenido de agua de un camión -- tanque de 6 M^3 de capacidad, a través de una mangue ra de 15 cm., de diámetro y dejarla correr libremen te a través del tramo de tubería a probarse. En el- pozo de visita aguas abajo del tramo de prueba se - colocará un tapón y una bomba para achicar este - - agua y evitar que se forme un tirante. Mediante es- ta prueba se comprobará si no existen fugas en las- juntas de la parte inferior de la tubería, en caso- de existir éstas, la Contratista las reparará a en- tera satisfacción de la Supervisión.

La Supervisión solamente recibirá tramos de tubería totalmente terminados, entre pozo y pozo de visita, comprobando que se encuentran limpios y libres de - obstáculos.

DESCARGAS DOMICILIARIAS

9. Estas se instalarán en los sitios marcados exprofeso en los paramentos de las casas o de acuerdo con el cadenamiento previsto.

Tanto las descargas domiciliarias como las coladeras pluviales se conectarán al lomo del tubo de la alcantarilla, usando para ello, un slant y un codo de 90° y a partir de este punto se colocará el tubo de albañal del diámetro fijado, hasta el paramento del predio; la pendiente será de 1% cuidando de que el albañal tenga un colchón mínimo de 90 cms., de relleno.

las descargas domiciliarias formarán con la tubería de alcantarillado un ángulo de 90° en planta. (Comentarios sobre pendientes y salidas del albañal en predio).

RELLENO DE CEPAS

10. El relleno de cepas propiamente dicho, se hará después de haber efectuado la prueba y terminado el acostillado de las juntas.

10.1 Deberá tenerse especial cuidado de recibir todas aquellas instalaciones que se hubieran suspendido a lo largo de la cepa.

10.2. La compactación del relleno, deberá satisfacer los requisitos de la prueba "Proctor" con un porcentaje del 90%, como mínimo.

....

POZOS DE VISITA

11. Construcción de pozos de visita de caida o cajas.- Los pozos de visita son las estructuras diseñadas para permitir el acceso a las tuberías para su inspección y limpieza; también se usan para efectuar deflexiones en la tubería y conectar 2 ó más líneas.

11.1. Estas estructuras se construirán de acuerdo al proyecto y plano correspondiente aprobado por la D.G. de C. y O.H.

11.2. La construcción de la cimentación de estas estructuras deberá realizarse antes de la colocación de la tubería, para evitar que se tenga que excavar bajo los extremos de la misma y puedan desalinearse ó desnivelarse.

11.3 Los pozos de visita se harán de mampostería a base de tabique recocido de 28 cm. de espesor, colocado a tizón dejando juntas de 1.5 cm. Cada hilada horizontal deberá traslaparse con respecto al anterior con objeto de que las juntas verticales no sean coincidentes.

11.4. Al construirse la base de los pozos de visita se harán en ellas los canales o medias cañas del diámetro mayor del tubo que conecten.

11.5. La media caña, también se puede hacer con la mitad del tubo, en este caso el tubo pasará corrido y después se romperá para formar la media caña.

....

11.6. Se deberán construir esas estructuras inmediatamente después del tendido de la tubería, terminándose totalmente y colocándo su brocal y tapa para evitar que las llenen de basura y piedra.

El brocal y tapa deberán quedar al mismo nivel del pavimento existente.

La instalación de brocales deberán quedar debidamente ancladas según las especificaciones de la D.G. de C. y O.H.

11.7. Para diámetros mayores de 1.07 y en lugar de pozos de visita, se construyen cajas de concreto reforzado; que deberán estar debidamente especificadas en el proyecto y serán de acuerdo a los planos aprobados por la D.G.C.O.H.

11.8. El relleno de estas estructuras, deberán hacerse enforma semejante al de la tubería.

T U B E R I A

12. Dependiendo del diámetro y de las condiciones de trabajo, la tubería puede ser de concreto simple o reforzado, según se especifique en el proyecto.

Previo a la recepción de la tubería, se deberá entregar al proveedor, un plano de la obra donde se marquen los sitios donde se deberá depositar ésta.

12.1. La descarga de la tubería, deberá ser a través de un

....

plano inclinado o con equipo mecánico; no deberá aceptarse que la tubería se descargue tirándola sobre llantas, montones de tierra o arena.

12.2. Una vez colocada la tubería en el sitio indicado, deberá hacerse una inspección ocular de cada tubo, en la que se verifique que los planos de sus extremos sean perpendiculares a su eje longitudinal, que estén libres de burbujas, grietas o superficies rugosas que presenten salientes en su interior.

12.3. Deberá checarse con el proveedor, cual es la altura máxima del relleno para el cual fué calculado el tubo en cuestión y verificar que no se tengan rellenos mayores que éste en la obra, de lo contrario, deberá solicitarse tubo especial para ese relleno.

12.4. Es conveniente que la tubería esté en la obra antes de iniciar las excavaciones.

No deberán colocarse tuberías, frente a las entradas de vehículos y deberá troquelarse debidamente para que no las muevan.

12.5. Deberá tenerse especial cuidad de volver a hacer una inspección ocular a cada tubo antes de colocarse, con objeto de verificar de que no haya sido golpeado en el tiempo que transcurrio entre su recepción y su colocación.

A C A R R E O S

13. Acarreos del producto de las excavaciones.- Es muy importante localizar lo más cerca posible, un tira

dero; ya que el concepto de acarreos puede influir considerablemente en el costo de la obra.

13.1 Una vez elegido el tiradero, deberán estudiarse todos sus accesos, para elegir la ruta más corta, indicándosela al Contratista y obteniendo su kilometraje.

14. Medición y pago. De los diferentes conceptos que intervienen.

14.1 Trazo, en metros cuadrados

14.2 Ruptura de pavimento, en M^2.

14.3 Excavación, en M^3, ademes en pies tablón.

14.4 Cama de tezontle, en M^3.

14.5 Colocación de tubería, en metros lineales de acuerdo con el diámetro del tubo.

14.6 Bombeo, hora efectiva de bombeo.

14.7 Relleno en M^3.

14.8 Pozos de visita, por pieza en función de su profundidad

14.9 Tubería, en metro lineal.

14.10 Acarreos, en M^3- Kilómetro.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

CURSOS DE ACTUALIZACION PARA SUPERVISIORES DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS.

CARPETAS DE MEZCLAS

ING. EMILIO GIL VALDIVIA.

Febrero, 1979

CARPETAS DE MEZCLAS

ING. EMILIO GIL VALDIVIA.

OBJETIVOS:

Conocer

* Diferentes tipos de mezclas.
* Sus procedimientos de construcción.
* Equipo que se emplea.

TEMARIO:

Mezclas

* Elaboradas en el lugar.
* De emulsión.
* De riegos sucesivos.
* Elaboradas en plantas.

Procedimiento de construcción.

* Mezclado
* Tendido
* Compactación.

E Q U I P O S :

* De mezclado y tendido.
* De mezclado *
* De tendido
* De compactación.

* Plantas de Bachas

Plantas de producción continua.

1).- MEZCLAS.

Clasificación:

Las mezclas asfálticas pueden clasificarse como sigue:

Frías : Elaboradas con asfaltos rebajados y con emulsiones asfálticas.

Calientes: Elaboradas en planta estacionaria.

Carpetas de riegos:

Las mezclas llamadas "frías" son producidas en el lugar; como en su nombre se indica, se incorporan los agregados con el cementante en frío; el cementante usa como vehículo: gasolina, para el caso de los asfaltos rebajados; agua, en el caso de las emulsiones, la mezcla pueda transportarse a la temperatura ambiente, lo que solamente se ve limitado por bajas temperaturas.

Se usan asfaltos rebajados de fraguado rápido que se incorporan al pétreo, previamente "acamellonado"; la dosificación se hace en volúmen, en forma aproximada, por lo que no se logra un producto homogeneo. Por ello, generalmente se usan materiales en "greña" cuya granulometría no ha sido controlada. El asfalto mas comunmente usado en México, para estos propósitos es el denominado FR-3 que contiene 73% de Residuo y 27% de Solventes.

Se emplean estas mezclas en bacheos de carreteras, reconstrucciones de caminos, sobrecarpetas, recomendándose que su uso se vea limitado a caminos con intensidad de tránsito de menos de 1000 vehículos por día.

Es importante que antes del tendido y compactación hayan sido eliminados, por evaporación, la mayor parte de los solventes y de la humedad contenida por los agregados. Se recomienda colocar la mezcla cuando la humedad sea del 1% aproximadamente. Ello impone una limitación más a su uso en lugares donde la humedad del medio ambiente sea elevada, pues el contenido de agua en los agregados nunca será menor que la del aire.

No deben usarse cuando se requieran altos niveles de servicio en la superficie de rodamiento, ó cuando las cargas sean de importancia, por su frecuencia, ó por su magnitud. El tendido se hace con motoconformadora por lo que el acabado es defectuoso, además no es posible fabricarlos impermeables y están limitados también por condiciones climatológicas (lluvias y temperaturas bajas, cercanas a los 5° C).

MEZCLAS DE EMULSION

Las emulsiones de asfalto usan agua como vehículo, la que, ubicada entre las partículas del cemento las separan, permitiendo su transporte en forma de líquido.

Se clasifican en: Aniónicas
Catiónicas.

Al incorporarse al pétreo, según la carga eléctrica que presente, habrá de permitir su acercamiento con el cementante, expulsando al agua, que hasta entonces había mantenido separadas a las partículas de cementante; así se formará una estructura de agregados y cemento que constituye a la mezcla.

Al momento la expulsión del agua se le conoce como "rompimiento" de la emulsión y es hasta entonces cuando debe procederse a la compactación.

Las mezclas pueden hacerse en camellones ó en máquinas revolvedoras.

Pueden esperarse de estas mezclas, características de bases estabilizadas.

Su uso queda entonces restringido a carpetas de caminos de poca intensidad del tránsito, bacheos y desde luego bases estabilizadas de autopistas y aeropuertos, y se prefieren para lugares lluviosos, ó de alta humedad del ambiente, donde es particularmente difícil el uso de mezclas de asfaltos rebajados.

CARPETA DE RIEGOS

Son de uso muy generalizado en nuestro país y se reducen a la colocación de un riego de asfalto caliente sobre la base terminada, para regarles - un producto pétreo fino (materiales 3-A ó 3-E) los que se adhieren a la base, la sellan y la protegen de la acción del tránsito.

No añaden capacidad estructural a las capas de sub-base y base, las que habrán de soportar los esfuerzos que imponen las cargas.

MEZCLAS ELABORADAS EN PLANTA.

Son mezclas, de pétreos y cementantes asfálticos. Sin embargo pueden -- considerarse de calidad controlada.

Conviene entonces mencionar que para obtener una buena mezcla, debe con-- tarse con un control de calidad adecuado para cada uno de los componentes.

Haremos mención de las cualidades necesarias de los componentes y de - -- ellos una vez constituidos en mezcla.

Corresponden al primer grupo:

- Naturaleza y calidad de los agregados. (dureza, forma, afinidad con el cementante).
- Granulometría.- Distribución de tamaños.
- Calidad del cemento asfáltico.- En general se usa en México el cemento - asfáltico No. 6, su penetración varía entre 80 - 100 debe cuidarse esta cualidad ya que los cementos "duros" en mezclas de alta compactación, -- producen carpetas "frágiles".

Como cualidades de la mezcla se pueden mencionar:
- Resistencia.
- Durabilidad.
- Textura.

Los pétreos y el cementante combinan sus cualidades al ser mezclados. Se requiere en esta etapa del cuidado para que la mezcla sea homogénea, que las proporciones de los componentes sea la adecuada (diseño de la mezcla) y que el mismo equipo usado para su elaboración no altere las propiedades del cemento por defecto en el control de la temperatura.

II).- PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

Tanto en las mezclas frías como en las calientes pueden distinguirse 3 fases bien definidas en el procedimiento de construcción.

Mezclado.
Tendido
Compactación.

Se agregan a los anteriores:

- Para el caso de mezclas frías, en algunos casos, el disgregado de materiales, operación previa al mezclado, tendiente a corregir defectos granulométricos del material en "greda", sobre todo cuando exista un porcentaje alto de partículas mayores.

- Y para el caso de mezclas producidas en planta, el transporte del producto.

MEZCLADO

- Para carpeta de rebajados:

Se lleva a cabo mediante motoconformadoras, una vez que ha sido incorporado el asfalto aproximadamente a 80°C, en el pétreo previamente colocado en camellones, se da el número de pasadas necesario, hasta que se han evaporado los solventes, vehículo del asfalto, operación que es controlada por el Laboratorio. En caso de que se eliminen durante el proceso de mezclado y "desfluxado" la totalidad de los solvent4s, obtendremos una mezcla de muy difícil trabajabilidad.

Conviene conservar una pequeña proporción de solventes que faciliten la operación de extendido. Durante ella y en la primera etapa de vida, de la carpeta dichos solventes se perderán por evaporación. Sin embargo si se dejan solventes residuantes en exceso, la carpeta será deformable bajo la acción de las cargas.

Cuando el contenido de humedad de los agregados es superior al especificado, con anterioridad a la incorporación del asfalto rebajado, habrá necesidad de secar los agregados. Esta operación se consigue mediante el uso de la motoconformadora con lq que se mueve repetidamente el material para exponer al medio ambiente las caras del pétreo a fin de que, por evaporación pierda la humedad excedente.

Como se mencionó se recomienda una humedad residual del 1%, sin embargo ello debe revisarse en función de la humedad ambiente y de la absorción natural del agregado pétreo.

- Para mezclas de emulsión:

La operación es similar a la del caso anterior; una vez que se ha conseguido una distribución uniforme, la mezcla se deja reposar hasta su "rompimiento"; en este momento ya se puede iniciar la compactación.

- Mezclas en planta:

Como su nombre lo indica, esta operación se lleva a cabo en plantas diseñadas para este propósito:

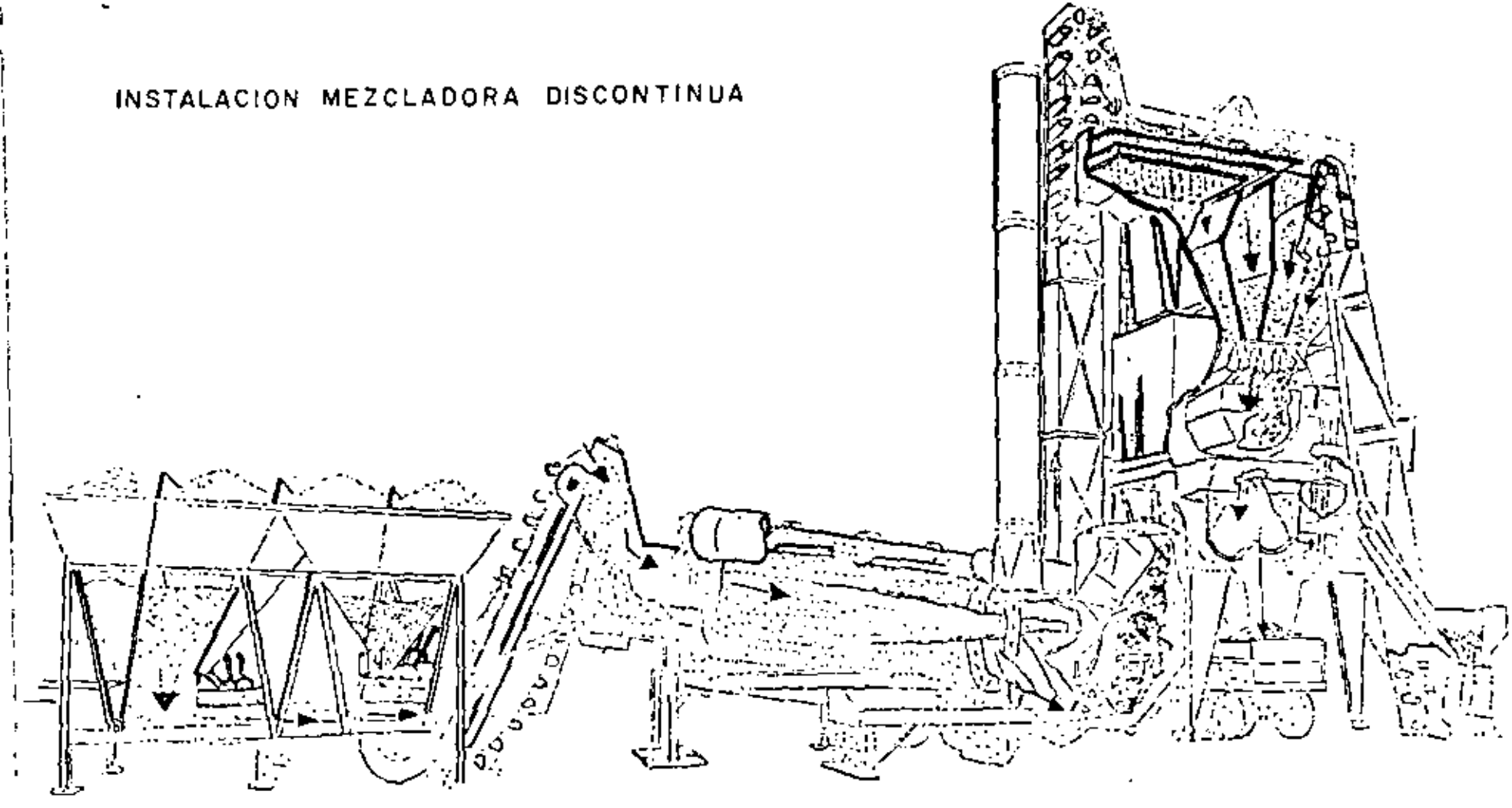
Se distinguen plantas de producción discontinua ó de bachas.

Y plantas de producción continua; a continuación se hace la descripción de las plantas:

DESCRIPCION Y FUNCIONAMIENTO DE

UNA PLANTA DE " BACHAS "

INSTALACION MEZCLADORA DISCONTINUA



El material procedente del almacén se alimenta a la planta, depositándose en las tolvas para material frío (1), por lo general son cuatro tolvas,-- dispuestas para recibir material pétreo de distintos tamaños. Estas tolvas están equipadas, en su descarga, con compuertas ajustables para regular la caída del material al alimentador de frío (2), (el cual puede - - ser de banda o de vaivén), por lo que es posible dosificar el material -- pétreo frío, para que caiga al depósito (3) con una primera graduación -- granulométrica. De este depósito es llevado por el elevador de cangilo-- nes (4), hasta la tolva de entrada del secador (5), en esta parte se encuentra una rejilla para impédir la entrada de objetos mayores al tamaño fijado. Al entrar el material al secador (7), el polvo (6), puede ser -- reincorporado, en caso necesario , en el recipiente (8), en donde se une al material que sale del secador. De allí es llevado por un segundo elevador de cangilones (9), hasta las cribas vibratorias (10), para ser separado por tamaños depositándose en las tolvas de material caliente (11), - por las compuertas de estas tolvas se extrae de cada una la cantidad en - peso que fija la granulometría de proyecto, valiéndose del recipiente pesador (12), y adicionando por la válvula (13), el cemento asfáltico caliente. Los materiales ya dosificados, así como el cemento asfáltico pasan - al mezclador (14), en donde se homogeniza la mezcla y se descarga el ca- - mión que la ha de transportar.

DESCRIPCION DE UNA PLANTA DE

PRODUCCION CONTINUA.

DESCRIPCION Y FUNCIONAMIENTO

La descripción de una planta de producción contínua, se puede hacer dividiéndola en tres secciones:

A.- Dosificación de áridos (fig. 1).

B.- Secador y colector de polvo (fig. 2).

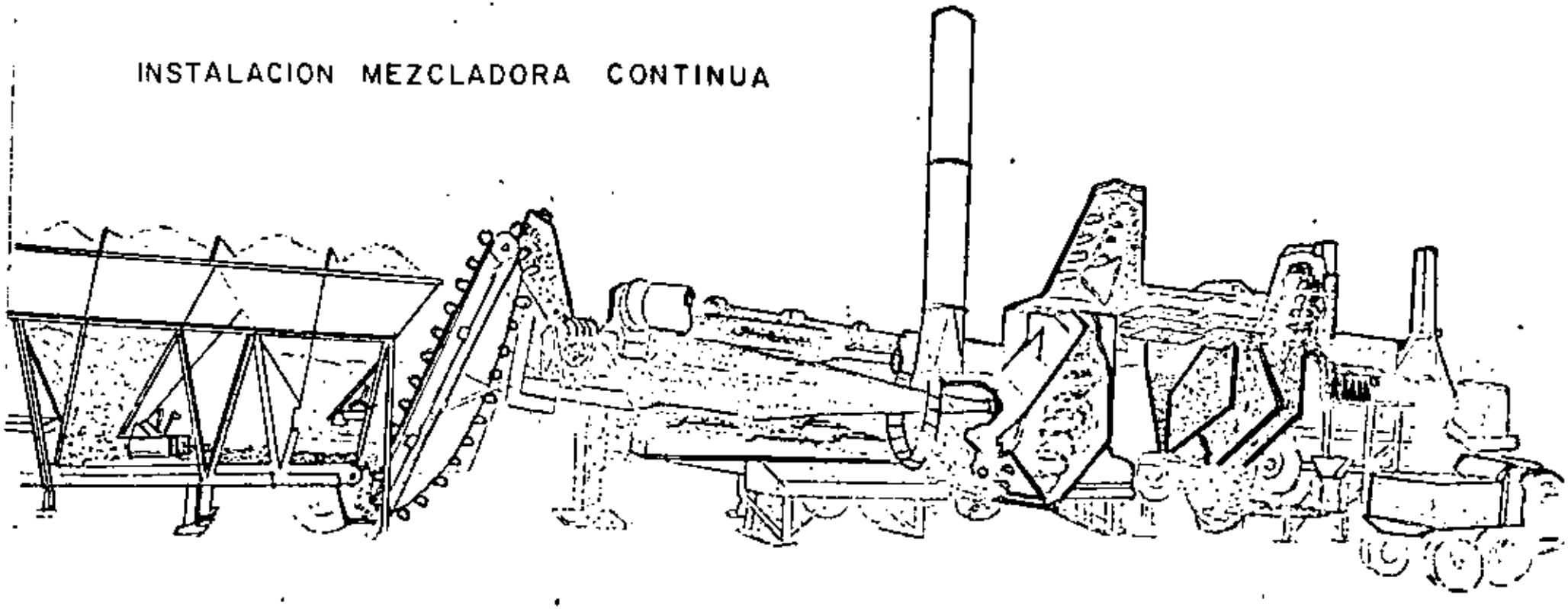
C.- Dosificación y mezclado de materiales calientes (fig. 3).

El funcionamiento de una planta de este tipo es el siguiente (fig. 4).

El material procedente del almacén se alimenta a la planta, depositándose en las tolvas para material frío (1), por lo general son cuatro tolvas, dispuestas para alimentar material pétreo de distintos tamaños. Estas tolvas están equipadas, en su descarga, con compuertas ajustables para regular la caida del material al alimentador de fríos (2),(el cual puede ser de banda ó de vaivén; por lo que es posible dosificar el material pétreo frío, para que caiga al depósito (3) con una primera graduación granulométrica. De este depósito es llevado por el elevador de cangilones (4), hasta la tolva de entrada del secador (5), en esta parte se encuentra una rejilla para impedir la entrada de objetos mayores al tamaño fijado. Al entrar el material al secador (7), el polvo (5), puede ser reincorporado, en caso necesario, en el recipiente (8), en donde se une al material que sale del secador. De allí es llevado por un segundo elevador de cangilones (9), hasta las cribas vibratorias (10), para ser separado por tamaños depositándose en las tolvas de material saliente (11), por las compuertas (12) de estas tolvas se extrae de cada una la cantidad que fija la granulometría de proyecto, y adicionando por la válvula (13), el cemento asfáltico caliente.

Los materiales ya dosificados, así como el cemento asfáltico pasan al mezclador (14), en donde se homogeniza la mezcla y se descarga al camión que la ha de transportar.

INSTALACION MEZCLADORA CONTINUA



En este tipo de plantas contínuas el material procedente de las tolvas de almacenaje en caliente se dosifica por medio de compuertas regulables que descargan sobre los alimentadores de material caliente. Todos los materiales son transportados al mezclador en forma contínua.

El asfalto también afluye en forma contínua, y se regula con un sistema de bombeo conectado con el mecanismo de dosificación (fig. 5), de tal manera que se obtiene una relación constante entre la cantidad total de los agregados pétreos y el producto asfáltico empleado, en forma independiente de la velocidad de producción de la carpeta.

TENDIDO

Mezclas frías: Se usa el mismo equipo que para el mezclado: la motoconformadora. Mediante la altura de la cuchilla, se controla el espesor que desea colocarse. Este procedimiento tiene como desventaja que clasifica los materiales por efecto de arrastre, sin embargo, dada la calidad esperada de la mezcla, se considera adecuado.

En algunos casos, sobre todo para bases estabilizadas, puede usarse la máquina extendedora ó "finisher", cuando se ha empleado emulsión; con ello se evitan las clasificaciones de tamaños del pétreo y se consigue un mejor control de espesores.

* Mezclas calientes:

Se tienden con equipo especialmente diseñado para este fin. Por lo tanto cuentan con los dispositivos necesarios para garantizar:

- Un extendido contínuo.
- Un espesor controlado.
- Una compactación primaria.
- Una mezcla uniforme.

COMPACTACION

MEZCLAS FRIAS:

Su comportamiento a la compactación y a la circulación puede ser muy diferente, según sea la granulometría del material:

Gruesa
Buena
Fina

Se llevan a cabo mediante el uso de rodillos lisos y se deja una parte -- del proceso al tráfico.

Según Arquié en su libro : COMPACTACION lo anterior es válido siempre que se usen granulometrías gruesas, lo que da estructuras permeables y posi-- blemente con granulometrías buenas, se presentan bajas compactaciones y - perfiles defectuosos.

Para las mezclas de emulsión será necesario permitir la expulsión del - - agua y evitar que se presenten inestabilidades mecánicas por ello.

MEZCLAS CALIENTES

Intervienen 2 equipos: rodillos lisos y rodillos de neumáticos.

Es bien conocido el efecto compactador de cada uno:

Liso.- Accionando de arriba hacia abajo.

De Neumáticos.- Todo el espesor. En la práctica conocida consiste en - - aplicar primero el rodillo liso, para "armar" y posteriormente el de neumáticos para alcanzar el grado deseado de compactación.

No obstante lganterior es interesante observar la técnica francesa moderna:

"Se debe emplear en cabeza, muy cerca de la extendedora, hasta casi tocarle , un compactador de neumáticos, para aprovechar el efecto de amasado".

Las huellas que marca son borradas por el rodillo liso.

Son factores importantes para lograr una buena compactación:

El espesor de la capa.
El tipo de agregados, granulometría y forma de las particulas.
El diseño de la mezcla.
El peso y tipo del compactador.
La temperatura de compactación.

CALIDAD DE LA MEZCLA

La supervisión y control deben comenzar al momento de iniciarse la producción, sin embargo, es conveniente que se observe la maniobra de instalación y armado de la planta, con objeto de obtener, desde un principio los datos necesarios sobre las condiciones del equipo, como bandas, elevadores, quemadores, cribas, compuertas, etc., y poder preveer las probables causas de futuros problemas de producción.

Actualmente las reglamentaciones de la S.A.H.O.P., dejan a juicio y criterio del contratista los ajustes y calibración de las plantas. De no efectuarse la calibración la granulometría será defectuosa, de aquí que no siempre debe achacarse a los bancos de material o a los procesos de trituración los defectos en curvas de granulometría.

Debe evitarse que al principiar un trabajo de pavimentación, se produzcan bachas fuera de lo especificado, para lograr producir la mezcla con una granulometría y contenido de cemento asfáltico aceptables, y como para determinar si son aceptables las bachas producidas es necesario conocer su granulometría y contenido de cemento asfáltico, por lo general cuando se obtienen estos datos, la mezcla analizada ya fué tendida. Para evitar - -

esto es necesario que no se inicie el tendido de la mezcla asfáltica -- mientras no se haya elaborado una mezcla de prueba que demuestre que ya se han logrado las condiciones exigidas por el proyecto.

Hay que tener en cuenta, al trabajar el concreto asfáltico que:

Una buena mezcla, mal tendida y mal compactada nos dá una - mala carpeta.

Una mala mezcla bien tendida y bien compactada nos dá una -- mala carpeta.

Es decir, que en el concreto asfáltico no puede descuidarse ni la elaboración, ni el tendido ni la compactación.

Características	Uso de la mezcla asfáltica elaborada con cemento asfáltico	Para carreteras Hasta 2,000 Veh.pesados.	Más de 2,000 Veh.pesados.	Para Aeropistas.
No. de golpes por cara.		50	75	75
Estabilidad mínima Kgs.	Para carpetas - capas de renivelación, bases - asfálticas y bacheo.	450	700	700
Flujo, en milímetros.	Para carpetas, capas de renivelación, bases - asfálticas y bacheo.	2-4.5	2-4	2-4
Por ciento de vacíos en la mezcla, respecto al volúmen del especimen	Para carpetas y mezclas de renivelación.	3 - 5	3-5	3-5
	Para bases asfálticas.	3 - 8	3-8	3-8
Por ciento de vacíos en el agregado mineral (VAM), respecto al volúmen del espécimen de mezcla, de - - acuerdo con el tamaño máximo del - pétreo.	Para carpetas, capas de renivelación, bases - asfálticas y bacheo.			
	Tamaño Máx.			
	4.76mm. (No.4)	18	18	18
	6.35mm. (1/4")	17	17	17
	9.51mm. (3/8")	16	16	16
	12.7 mm. (1/2")	15	15	15
	19.0 mm. (3/4")	14	14	14
	25.4 mm. (1")	13	13	13

Se consideran como vehículos pesados los camiones en todos sus tipos y los autobuses.

Los porcientos de vacíos de la mezcla y del material pétreo, respecto al volúmen del especimen, deberán determinarse de acuerdo con el procedimiento descrito en el capítulo CXII de la parte novena de las especificaciones generales de construcción de la S.A.H.O.P.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

CURSO DE ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

COLOCACION DE TUBERIA PARA AGUA POTABLE

ING. HERIBERTO TINOCO ENRIQUEZ
ING. ENRIQUE GONZALEZ SANCHEZ

FEBRERO-1979

PIEZAS ESPECIALES

I INTRODUCCION

El primer punto que es importante señalar, es que la fabricación de Piezas Especiales, no entra dentro de la fabricación en serie de la tubería de los distintos proveedores.

Para la elaboración de una pieza el proveedor requiere de elementos especiales, fuera de los comunes, que hacen que la fabricación sea tardada y costosa.

Tanto el cliente como sus supervisores, deben tomar en cuenta este hecho, para tratar de preveer a tiempo los requerimientos de Piezas Especiales en sus proyectos.

El cliente y sus supervisores deben saber que las Piezas Especiales son elementos costosos, que pueden llegar a encarecer considerablemente las obras. Más aún, las Piezas Especiales deben considerarse como elementos primordiales y necesarios, pero nunca como un recurso para facilitar el desarrollo de la obra.

Es por ésto, que el supervisor tiene la obligación de procurar utilizar únicamente las Piezas Especiales indispensables y tratar de disminuir las requeridas por el proyecto (en lo que sea posible).

El supervisor, como representante del cliente, tiene la responsabilidad de conocer a fondo su proyecto y programar con tiempo las piezas que sean necesarias en la línea.

Por otro lado podemos decir que la instalación de las Piezas Especiales, no difiere mucho de la instalación del tubo normal. Generalmente, por ser de menor tamaño, es más fácil instalar una pieza exceptuando el caso de los codos, que requieren un mayor cuidado.

Las mismas especificaciones para la adecuada instalación de tubería son aplicables normalmente al caso de las Piezas Especiales.

II TIPOS

a) CODOS

Son piezas utilizadas para tomar deflexiones requeridas por el pro--

yecto. Los codos pueden usarse tanto para deflexiones horizontales como verticales.

Cabe mencionar dos puntos interesantes:

1o.- Un codo puede tomar a la vez una deflexión horizontal y vertical.

2o.- Se recomienda en la mayoría de los casos, tratar de utilizar las Juntas abiertas permisibles en tubería para dar deflexiones verticales, ya que éstas, usualmente, son pequeñas; ésto podemos hacerlo siempre y cuando se respeten las especificaciones de profundidad máxima, colchón mínimo, indicadas por los proveedores.

Todos los fabricantes de tubería están en condiciones de hacer codos de cualquier deflexión, aunque tradicionalmente se utilizan los estandar que son: 7° 30', 15° 00', 22° 30', 30° 00', 45° 00, 60° 00' y 90° 00'.

Existen también codos de menor deflexión como son los de 4° 30' y 2° 15', que se conocen como bisel y medio bisel, este último con tendencia a desaparecer, ya que tres tubos pueden tomar esa deflexión.

Actualmente los fabricantes recomiendan utilizar un codo especial de cualquier ángulo, en lugar de dos estandar, como ejemplo: Es preferible hacer un codo de 12°, que uno de 7° 30' y otro de 4° 30'.

b) DERIVACIONES, REGISTROS, DESAGUES, VALVULAS DE AIRE.

Conocidos normalmente como Tees o Tubos Cortos con salidas Radiales o Tangenciales.

1o.- La Derivación es un tubo corto con salida radial, cuya colocación es sobre el eje horizontal, siempre para alimentar otra red de agua potable

2o.- Registro, es también un tubo corto con salida radial, pero siempre la salida es de 20" ø ó 24" ø, y sirve para dar acceso a un hombre al interior de la tubería, para efectuar una revisión en el caso que se requiera.

3o.- Desague, tiene la salida tangencial y sirve para desalojar el agua de una tubería, y deberá ser instalado en el lugar más bajo de la línea.

4o.- Válvula de Aire, tiene la salida radial y sirve de base para colocar una válvula de expulsión de aire, se debe colocar en el punto más alto de la línea y con pendiente igual a cero.

En las Derivaciones y los Desagues debido a que son colocados en el plan horizontal, pueden ser izquierdos y derechos (tomando como referencia el sentido de la instalación de la tubería).

Los Registros y las Válvulas de aire, siempre se colocan con las salidas en el plano vertical y hacia arriba.

Las medidas usuales para las salidas son: 2" ø, 4" ø, 6" ø, 8" ø, -- 10" ø, 12" ø, 20" ø y 24" ø.

En diámetros grandes de tubería las salidas pueden ser hasta del diámetro nominal de la tubería (Tees), debido a que las tendencias actuales son reducir lo más posible el número de Piezas Especiales: - procuremos utilizar los Tubos Cortos con salidas para funciones distintas. Por ejemplo: Combinar un registro con un desague en una pieza, ó un registro con una derivación.

Existen ciertas reglas prácticas para la instalación de registros, -- válvulas de aire y desagues. Los registros tienen que ir entre 500 y 750 mts. de separación. Las válvulas de aire y los desagues, deben ir por lo menos uno a cada 1 000 mts.

c) REDUCCIONES

Son conos que sirven para cambiar el diámetro de la tubería, ya sea disminuirlo o aumentarlo. Los más usuales en diámetro son las si-- guientes: Reducción de 72" ø a 60" ø, de 60" ø a 48" ø, de 48" ø a 36" ø y de 36" ø a 24" ø.

Las reducciones pueden ir con o sin anclaje.

d) ADAPTADORES Y CIERRES

Los adaptadores son piezas cortas, como su nombre lo indica sirven para hacer adaptaciones dentro de una línea de tubería. Se utilizan - para colocación de valvulas de compuerta o mariposa, juntas dresser o gibault y en los cierres.

Los cierres son un conjunto de piezas utilizadas para unir dos extremos de línea de tubería en los que no hubo continuidad.

Los cierres constan de dos o más adaptadores, un tubo corto (en algu-- nos casos) y una pieza de cerramiento, llamese cincho, anillo de cierre o campana deslizante.

El cierre es la pieza especial más cara y su instalación y fabricación -- requiere más tiempo del normal. Además es la pieza que más condiciones necesita en la obra para su instalación, ya que normalmente exige que los tubos, anterior y posterior sean colineales, es decir, que los -- ejes horizontal y vertical coincidan.

En caso que no se cumplan estos requisitos, se requerirán adaptadores biselados (con cierta deflexión) para hacer coincidir los ejes de los tubos anterior y posterior.

El cierre dentro de las obras, es la pieza que menos justificación tiene para su utilización y es el último recurso del que se debe echar mano para facilitar el desarrollo en una obra.

e) TUBOS CORTOS

Es un tubo normal, pero de longitud variable o menor a la estandar del tubo.

Sirven para acercarse o llegar a puntos obligados de deflexión o de situación de otra pieza. También se utilizan en cierres, cuando la longitud dejada entre tubos es excesiva. Su costo es relativamente alto en proporción al precio de tubería estandar, por lo que también debe utilizarse como recurso último.

III TERMINALES

Dentro del tema de Piezas Especiales, es importante señalar que a diferencia del tubo normal (con espiga y campana), las piezas cuentan con el recurso de otros dos tipos de terminales, la Brida y el Extremo Liso.

En todas las Piezas Especiales se pueden utilizar cualquiera de las combinaciones de los cuatro tipos de terminales, existen por ejemplo: Adaptadores espiga por extremo liso, campana por brida, brida por extremo liso, etc., etc.,

La terminal brida se debe usar exclusivamente para la unión a válvulas o tapa ciega (el final de la tubería).

La terminal extremo liso se utiliza para la unión a juntas mecánicas y, en algunos casos a cierres.

IV NOMENCLATURA Y SIMBOLOGIA

El supervisor debe conocer el lenguaje y el nombre exacto utilizado para las Piezas Especiales, ya que es él, en la mayoría de los casos, el que solicitará directa o indirectamente las piezas al proveedor.

¿ Cómo hacer una requisición oficial de una Pieza Especial ?

Los codos, tubos cortos con salidas, adaptadores (rectos ó biselados) y los tubos cortos se piden como sigue:

1o. - Nombre de la pieza.

2o.- Diámetro en metros o centímetros y entre paréntesis en pulgadas.

3o.- Terminales con su abreviación.

Espiga = E.
Campana = C
Brida = B ó Br.
Extremo Liso = Ext.L. ó E.L.

4o.- Deflexión en el caso de los codos.

- Tipo de salida en el caso de derivación, registro o válvula. Indicando si es bridada o roscada, y en el caso de ser tangencial o derivación radial, indicar si es derecha o izquierda. Si tiene dos salidas indicar primero la mayor.

- La longitud aprovechable en el caso de los tubos cortos.

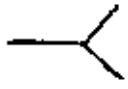
En el caso de reducciones, indicar primero el diámetro mayor, seguido del tipo de terminal, y después el diámetro menor, también con su terminal. Además se debe señalar si se requiere anclaje.

En el caso de los cierres es conveniente señalar si es o no, un cierre normal (en caso de que sean colineales).

SIMBOLOGIA

1.- Terminales

Espiga 

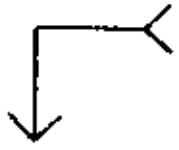
Campana 

Brida 

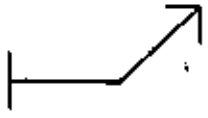
Extremo Liso

2.- Piezas

Codo

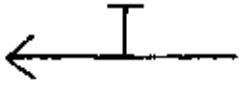


E x C

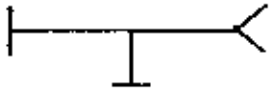


B x E

Derivaciones y Desagues

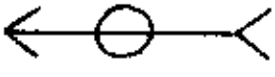


E x E.L.

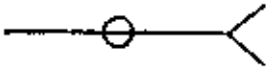


B x C

Registros y Válvulas de Aire



E x C

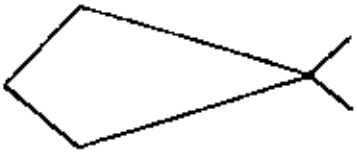


E.L. x C

Reducciones

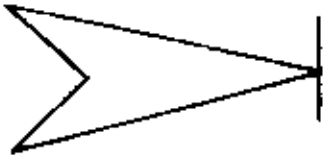
C ø mayor

E ø menor



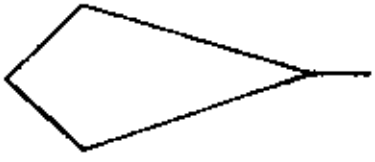
E ø mayor

C ø menor



C ø mayor

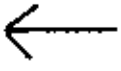
Br. ø menor



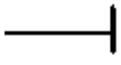
E ø mayor

Ext. L. ø menor

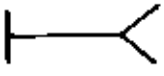
Adaptadores y Cierres



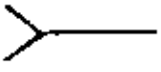
Adaptador E x E. L.



Adaptador E. L. x B

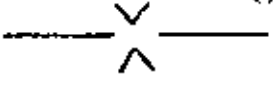


Adaptador B x C



Adaptador C x Ext. L.

CIERRE



PREGUNTAS

1.- Se considera que la pieza descrita a continuación llena los requisitos necesarios para una requisición oficial, o qué le faltaría ?

Tubo Corto de 1.22 m (48") ø, E. con salida radial de 24" ø y salida tangencial bridada de 6" ø

2.- En qué casos se justifica la colocación de un codo, para dar una deflexión vertical ?

RESPUESTAS

1.- a) Debe indicarse la cota terminal del tubo corto.

b) Debe indicarse que la salida radial de 24" ø, es bridada.

c) Indicar que la salida tangencial puede ser izquierda o derecha.

2.- En los casos en los que la tubería esté muy superficial y no se respete el colchón mínimo; o la tubería vaya a mucha profundidad, no respetando la especificación.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

CURSO DE ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

1a. PARTE DE: EXCAVACION EN SUELOS

ING. GUILLERMO ROPAS

FEBRERO, 1979

I.- DATOS GEOTECNICOS NECESARIOS

1. INTRODUCCION

En cualquier excavación para alojar tuberias de agua potable ó drenaje será siempre necesario conocer el comportamiento del terreno: esta plática la he dividido en dos secciones, la primera de ellas de tipo teórico enfocada al diseño y estimación de cargas, el objetivo es dar a conocer los aspectos que rigen el diseño para supervisar y cuidar los aspectos más relevantes que lo rigen. En la segunda sección trataré de describirles desde un punto de vista práctico los aspectos escenciales que deben tenerse en cuenta al realizar una excavación.

El cuidado al realizar las excavaciones dará siempre mejores avances en la obra y por lo tanto mejores resultados no sólo para el cliente sino también para el contratista.

2. BREVE RECORDATORIO DE LOS CONCEPTOS DE LA MECANICA DE SUELOS

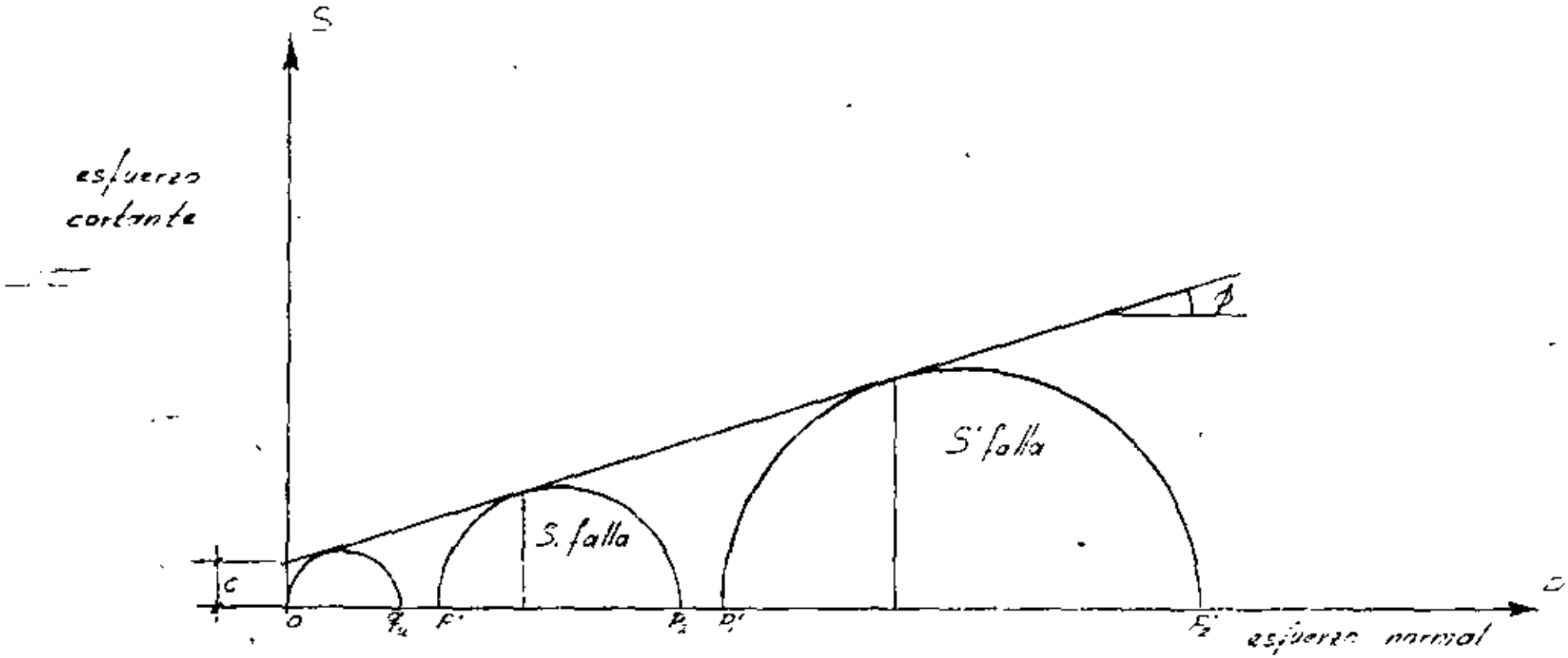
Como se recordará, los suelos se clasifican de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) en gruesos y finos siendo los primeros las gravas y arenas y los segundos limos y arcillas, además esta clasificación es generalmente aplicable cuando se habla de la resistencia, así como los suelos gruesos son generalmente friccionantes y los finos son generalmente cohesivos. Esto significa que en el suelo friccionante su resistencia al esfuerzo cortante depende del ángulo de fricción interna y de la presión efectiva; en tanto que en el suelo cohesivo su resistencia esta dada prácticamente por su cohesión.

En general en suelos cuya resistencia al corte depende de la cohesión y del ángulo de fricción interna, la resistencia está dada por la expresión

$$S = C + \bar{p} \tan \phi$$

en donde C es la cohesión del material (la mitad de la resistencia a la compresión simple $C = qu/2$), $\bar{p}$ es la presión efectiva de sobrecarga al nivel que se encuentra el suelo y ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo obtenido en el diagrama de Mohr (teoria de falla de Mohr) vease fig 1.

La resistencia de un suelo como recordamos no es un valor único, depende generalmente de la presión de confinamiento, excepto para los suelos puramente cohesivos (arcillas) en



q_u : resistencia a la compresión simple.

c : cohesión del material igual a la resistencia a la compresión simple entre 2.

P_1 : esfuerzo de confinamiento en una prueba triaxial.

F_1 : esfuerzo máximo axial al momento de la falla.

S_1 : esfuerzo cortante máximo (resistencia al cortante) para una presión de confinamiento P_1

Figura 1

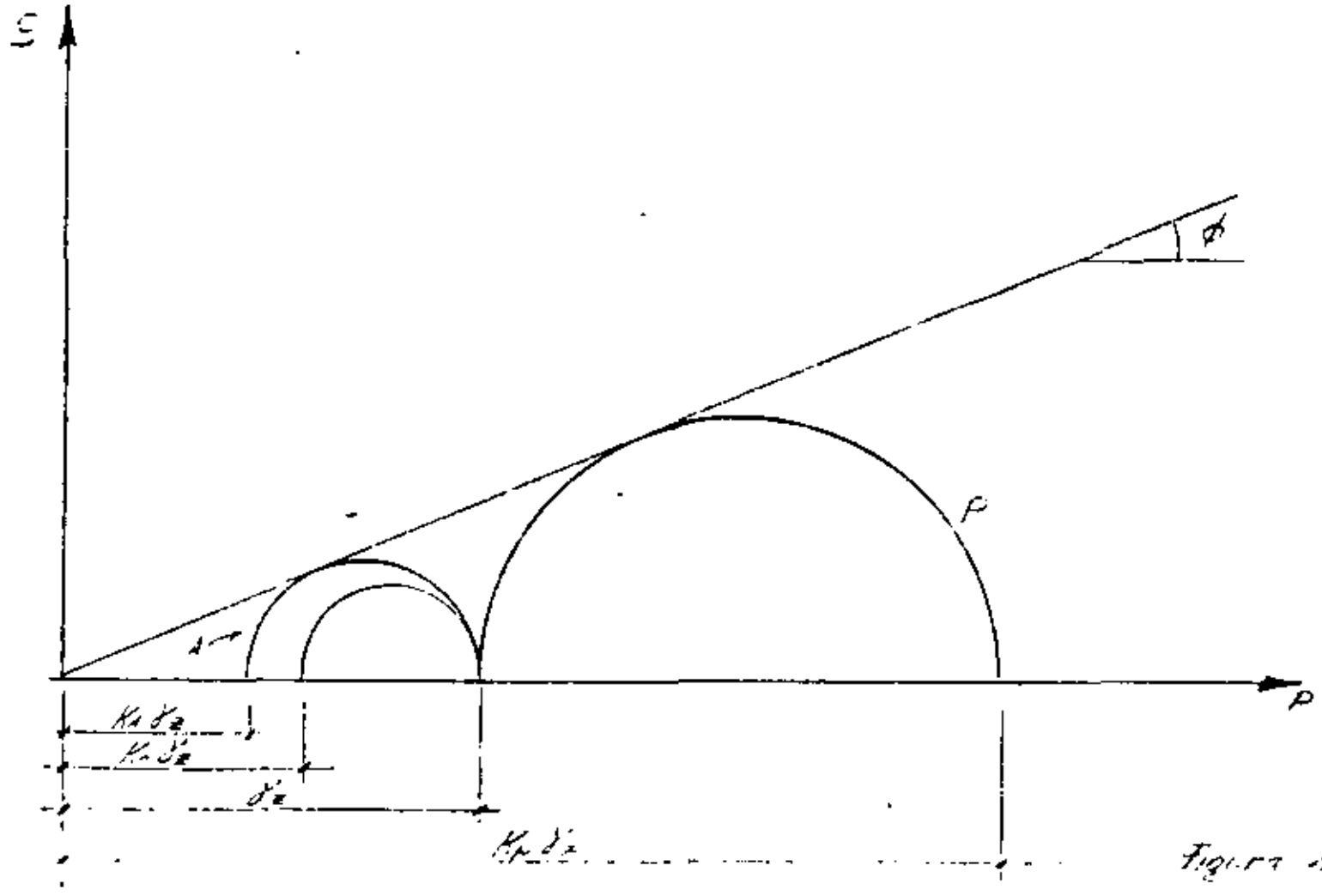


Figure 2

donde el ángulo de fricción interna es 0 y como se ha señalado, su resistencia está dada exclusivamente por la cohesión.

Dada una partícula de suelo a una profundidad z, la presión vertical a que esta sujeta es el peso del suelo que gravita sobre ella ó sea $P_v = \gamma z$ en donde γ es el peso volumétrico del suelo y z es la profundidad.

Bajo la presión vertical actuante, el elemento de suelo se presiona horizontalmente, originándose por lo tanto un esfuerzo horizontal P_h que en base a la experiencia se ha aceptado que es proporcional a la presión vertical, por lo que se tiene: $P_h = K_o \gamma z$ en donde K_o se le denomina coeficiente de presión de tierra en reposo y sus valores se ha visto que quedan comprendidos entre el 0.4 y 0.8. Regresando al diagrama de Mohr, si se dibuja el circulo que representa el estado de esfuerzos de este suelo se tendrá un circulo que evidentemente no es el de falla (fig 2), pero si conservando el esfuerzo vertical constante, disminuimos el esfuerzo horizontal, llegaremos al circulo A que representa el circulo de falla para un estado activo en donde K_A se denomina coeficiente de presión activa; ahora bién, conservando constante el esfuerzo horizontal, trazamos el circulo de falla aumentando el esfuerzo vertical, llegamos al circulo de falla P en el cual K_p significa el coeficiente de presión pasiva.
En el estado plástico activo se tiene:

$$P_h/P_v = \frac{1}{N\phi} \quad \text{de donde}$$

$$K_A = \frac{1}{N\phi} = \tan^2 (45° - \phi/2)$$

analogamente para el estado plástico:

$$P_h/P_v = N\phi$$

$$K_p = N\phi = \tan^2 (45° + \phi/2)$$

La teoria de Rankine para suelos cohesivos se puede también explicar en el diagrama de Mohr (vease fig 3) en donde se observa que $P_A = z - 2C$, para un estado activo.
En tanto que $P_p = z + 2C$ para el estado pasivo.
En este caso los empujes de tierra estarán dados por las siguientes expresiones:

$$E_A = \tfrac{1}{2} H^2 - 2cH$$

y $$E_p = \tfrac{1}{2} H^2 + 2cH$$

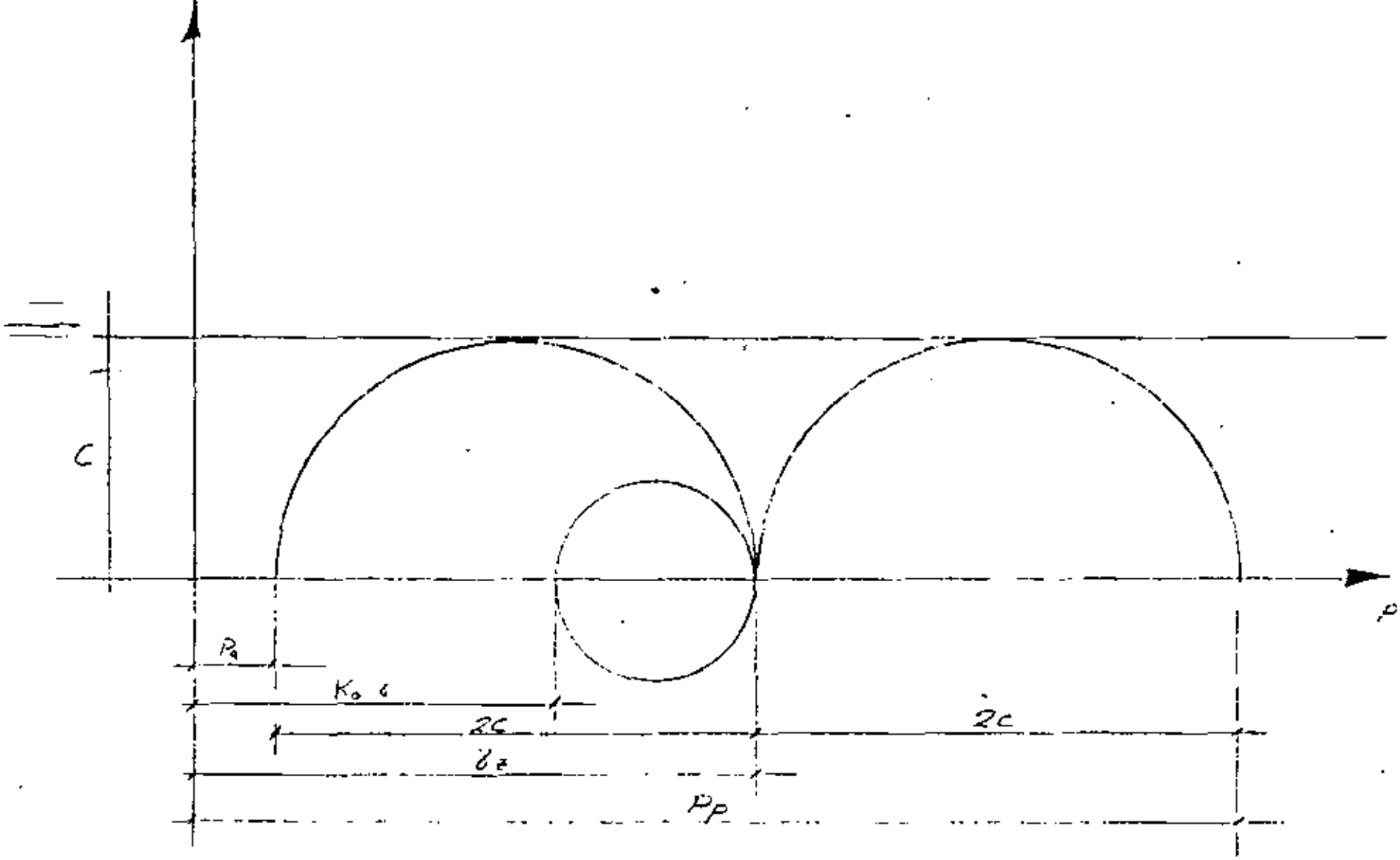


figura 3

La formula penúltima proporciona un procedimiento sencillo para calcular la máxima altura a que puede llegarse con un corte vertical (teórico) sin soporte y sin derrumbe.

Para que no se requiera soporte, E_A debe vale 0 y por lo tanto $\frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH = 0$ ó sea $Hc = \frac{4c}{\gamma}$ en donde H_c se denomina altura crítica de un material cohesivo, en la práctica suele aplicarse un factor de seguridad de 1.5 con lo que la máxima altura de un corte vertical en material puramente cohesivo será $H\ máx = \frac{4c}{1.5\gamma}$

Como se recordará, los suelos cohesivos son compresibles en mayor ó menor grado según su estructura interna y por lo tanto su resistencia al esfuerzo cortante cambia en función del tiempo, y muy a menudo este cambio es en el sentido de disminuir la resistencia; así como la cohesión no es un elemento de cálculo confiable a menos que se estudien con detalle las condiciones de trabajo que tendrá el suelo en el futuro. En cualquier caso, un suelo al saturarse tiende a disminuir su resistencia finalmente por lo que un proyecto basado en la resistencia del suelo dado por su cohesión, quedará en condiciones inseguras con el paso del tiempo.

En el fenómeno de la consolidación de los suelos, en el cual el suelo al desalojar el agua que contiene, disminuye su volúmen por el decremento en la relación de vacios, y con esto aumenta su resistencia ligeramente.

Si al suelo se le continúa extrayendo el agua, se llegará al secado y por lo tanto a la aparición de grietas que provocan una discontinuidad en la masa del suelo y superficies potenciales de deslizamiento.

El comportamiento de los suelos finos depende en gran medida de sus condiciones geologicas ó sea; de "su historia de cargas" así existen los suelos preconsolidados y normalmente consolidados.

Durante el proceso de sedimentación de la arcilla, los esfuerzos efectivos se van incrementando, los depósitos se van consolidando por la expulsión de agua, el esfuerzo horizontal se ha demostrado que vale $P_h = K_o\ P_v$ siendo $K_o = 1 - \text{sen}\ \phi'$ en donde ϕ' es el ángulo de fricción interna.

En algunos casos los depósitos originales normalmente consolidados han sufrido erosión y las capas superiores se han removido, disminuyendo con esto los esfuerzos verticales, provocandose una expansión de los suelos,

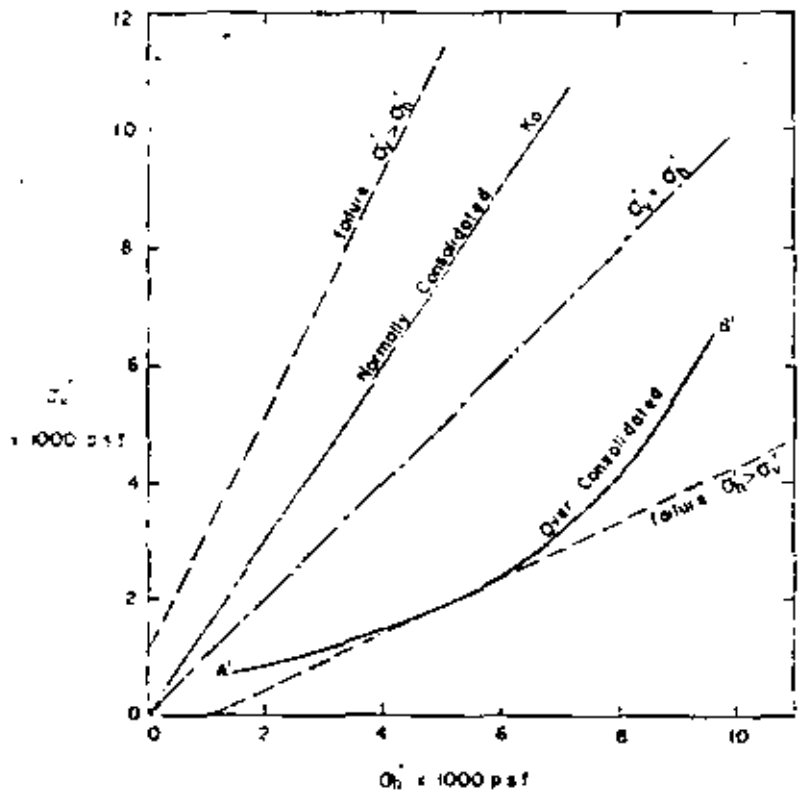

12
10
8
6
4
2
0
0
2
4
6
8
10
σ_v' x 1000 psf
σ_h' x 1000 psf
failure $\sigma_v' > \sigma_h'$
Ko
Normally Consolidated
$\sigma_v' = \sigma_h'$
a'
Over Consolidated
failure $\sigma_h' > \sigma_v'$
a'

Figure 1

y los esfuerzos horizontales también se ven sujetos a cambio.

En la fig 4 se muestra las relaciones entre los esfuerzos horizontales y verticales, dependiendo de la historia de cargas para un tipo determinado de arcilla (Bradwell)

En esta figura se puede observar la curva para valores de $\sigma v'$ y $\sigma h'$ obtenidos en muestras con tendencia a expanderse (preconsolidados). Además, se muestran las líneas para $\sigma h = \sigma v$ y para $\sigma h = K_o \sigma v$ siendo $K_o = 1 - \text{sen}\,\phi$

La historia geológica real de un suelo suele ser generalmente más complicada que lo aqui asentado. En las arcillas muy preconsolidadas puede esperarse un estado de presión pasiva a una muy poca profundidad.

En todos los análisis que se presentan, se considera que las deformaciones horizontales en cualquier dirección son cero, (lo que no esta fuera de la realidad salvo en casos muy especiales).

Como ejemplo de lo anterior se muestran las figuras 5 y 6, en las cuales se reportan las pruebas efectuadas en la arcilla azul de Boston para el caso de falla por presión activa y por presión pasiva. La arcilla que sirvió para esta prueba es normalmente consolidada. En los diagramas, todos los esfuerzos estan divididos entre el esfuerzo principal 'vc. E_v y E_h son las deformaciones verticales y horizontales respectivamente. En el caso activo ($\sigma'_v > \sigma'_h$) el valor más alto del esfuerzo desviador se alcanza a una deformación de 1.5 %: en tanto que en el caso pasivo ($\sigma'_h > \sigma'_v$) el valor máximo no se alcanza sino hasta el 7% de la deformación. Otros ejemplos se encuentran en la literatura: por ejemplo, el "lodo" de la Bahía de San Francisco se encuentran deformaciones unitarias de 3.5% para el caso de presión activa y 10% en el caso de presión pasiva.

Para examinar el significado del estado de esfuerzos insitu, en casos prácticos de problemas de presión de tierras, se propone dividir el análisis en dos tipos:

1) Arcillas normalmente consolidadas y

2) Arcillas preconsolidadas.

En este curso se hará énfasis al segundo caso, ya que

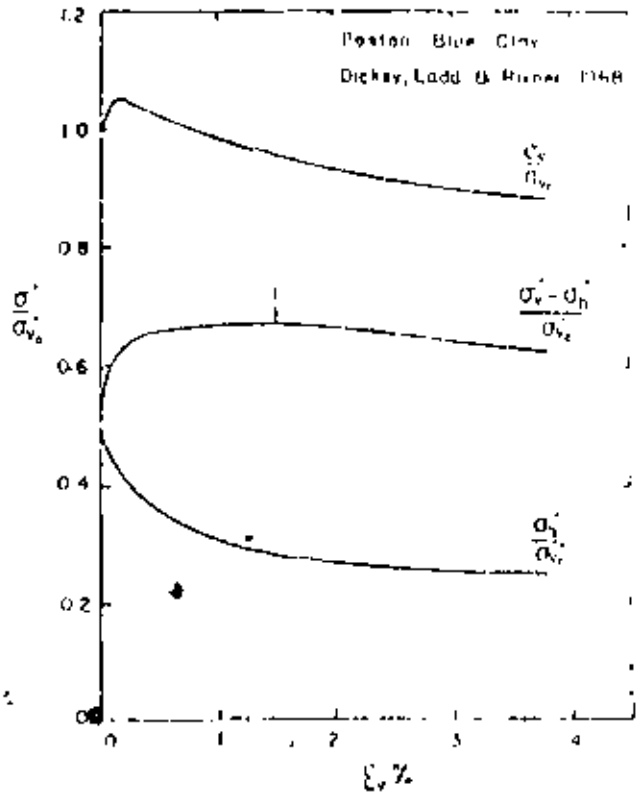

Boston Blue Clay
Dickey, Ladd & Rixner 1968
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0
0
1
2
3
4
$\frac{\sigma_v'}{\sigma_{v_c}'}$
$\frac{\sigma_v' - \sigma_h'}{\sigma_{v_c}'}$
$\frac{\sigma_h'}{\sigma_{v_c}'}$
ε_v %

Figure 5

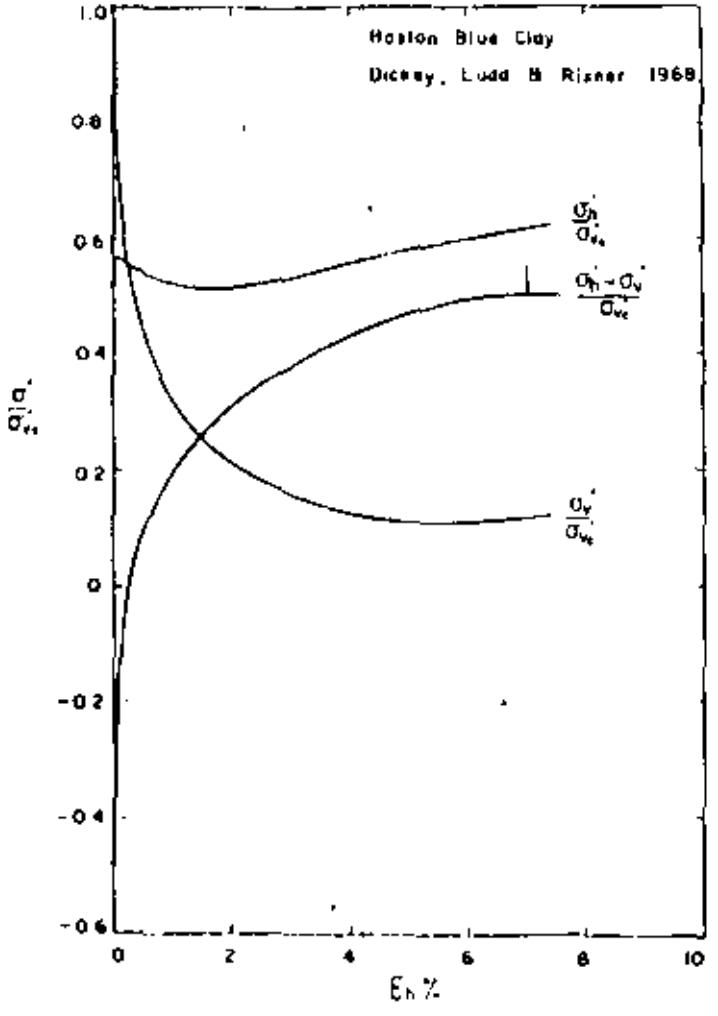

Boston Blue Clay
Dickey, Ladd & Risner 1968
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0
-0.2
-0.4
-0.6
0
2
4
6
8
10
σ_h'/σ_{vc}'
σ_h'/σ_{vc}'
$(\sigma_h' - \sigma_v')/\sigma_{vc}'$
σ_v'/σ_{vc}'
ε_h %

Figure 6

las excavaciones generalmente se realizan en los estratos de arcilla superficiales, los cuales se encuentran preconsolidados en la zona Metropolitana del Valle de México, con excepción del área del Lago de Texcoco y probablemente también en el área de Zumpango.

Si dibujamos los planos de esfuerzos (P_h - P_v) en el caso de un material localizado a 6.7m de profundidad con el nivel freático a 3.3m de profundidad, obtenemos una gráfica similar a la de la fig 7, en la cual el punto 0 representa el plano de esfuerzos iniciales totales y el punto 0' representa el estado de esfuerzos efectivos iniciales, la distancia U_0 dá la presión de poro inicial. (3.33 t/m^2).

En el caso de presión activa, el esfuerzo horizontal se reduce permaneciendo el esfuerzo vertical constante, el esfuerzo total se mantendrá a lo largo de la línea 0-A mientras que los esfuerzos efectivos seguirán el plano O' - A'.

Aunque la presión horizontal es cero y por lo tanto la falla en la excavación no ocurre, se presenta una deformación correspondiente al esfuerzo A'. En este caso el punto A esta abajo del punto A' y existe una presión de poro negativa (agua en tensión). Si el agua es capaz de alcanzar el equilibrio, los esfuerzos efectivos se "moveran" a lo largo del plano AA' y la envolvente de falla se alcanza en el punto A_2, en este momento ocurrirá el colapso de la excavación a menos que se coloque un soporte lateral. La presión horizontal requerida para mantener el equilibrio límite cuando la presión de poro alcanza su valor inicial y los esfuerzos efectivos se han movido al punto L', está dado en la gráfica por la distancia A-L; sin embargo, si se evitan grandes deformaciones, el plano de esfuerzos efectivos no debe llegar tan cerca de la envolvente de falla, y por lo tanto el soporte deberá ser instalado lo más rápido posible para mantener el estado de esfuerzos lo más lejos posible de la envolvente de falla.

El caso pasivo se muestra en la fig 8, en donde los valores iniciales son nuevamente 0 y 0' los esfuerzos desviadores máximos se alcanzan en A y A', nuevamente como en el caso anterior, se alcanza una presión de poro negativa que tiende a incrementarse con el tiempo, este incremento reduce el esfuerzo efectivo; para evitar esto, y alcanzar el plano de colapso entre P' y P, es necesario

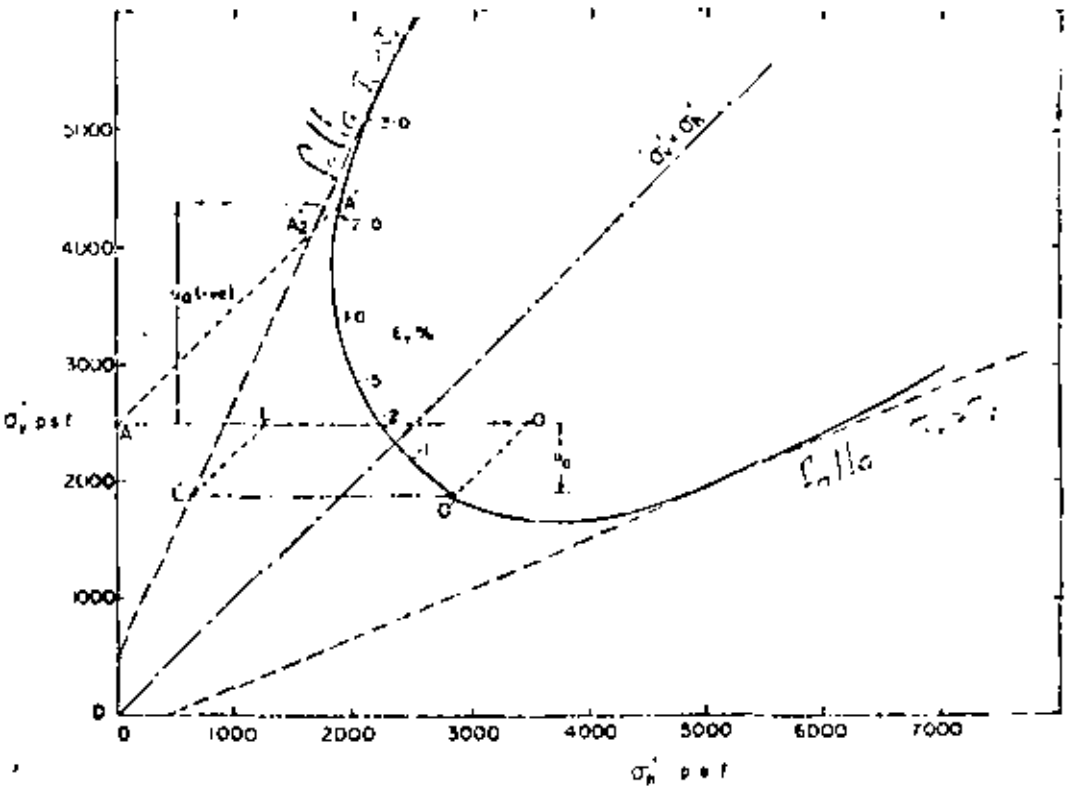

5000
4000
3000
2000
1000
0
0
1000
2000
3000
4000
5000
6000
7000
σ_v' psf
σ_h' psf
$\sigma_v' = \sigma_h'$
ε_v %
A
A'
A₂'
C
C'
O
σ_d (-ve)
σ_d

figure 7

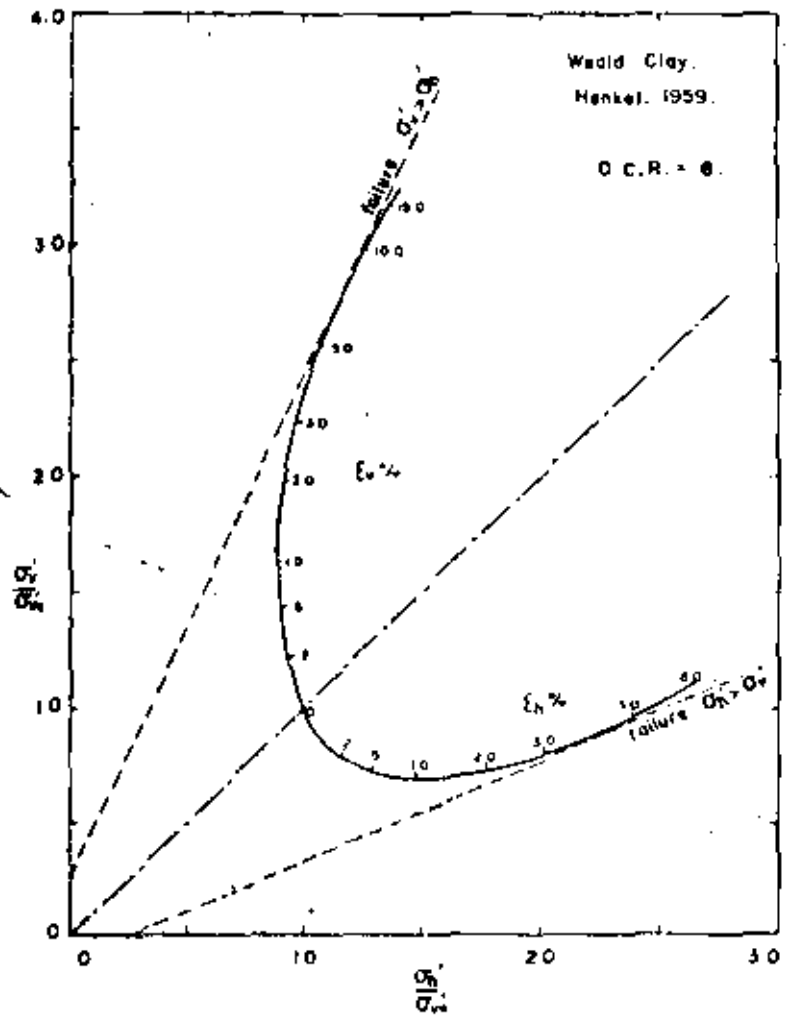

Weald Clay.
Henkel. 1959.
O.C.R. = 8.
failure $\sigma_v' > \sigma_h'$
failure $\sigma_h' > \sigma_v'$
ε_v %
ε_h %
$\frac{\sigma_h'}{\sigma_v'}$
$\frac{\sigma_h'}{\sigma_v'}$

Figura 7

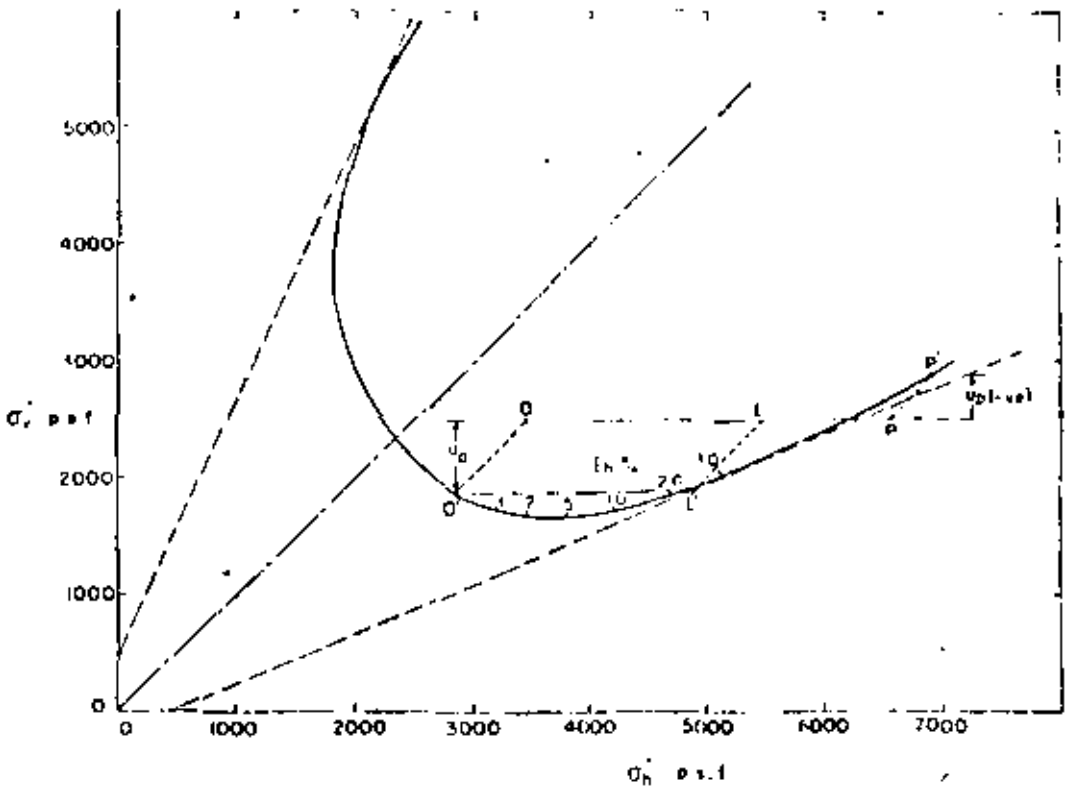

5000
4000
3000
2000
1000
0
σ_v' psf
0
1000
2000
3000
4000
5000
6000
7000
σ_h' psf
u_a
O
Q
L
L'
P'
P
u_{pl-vol}

Figure 6

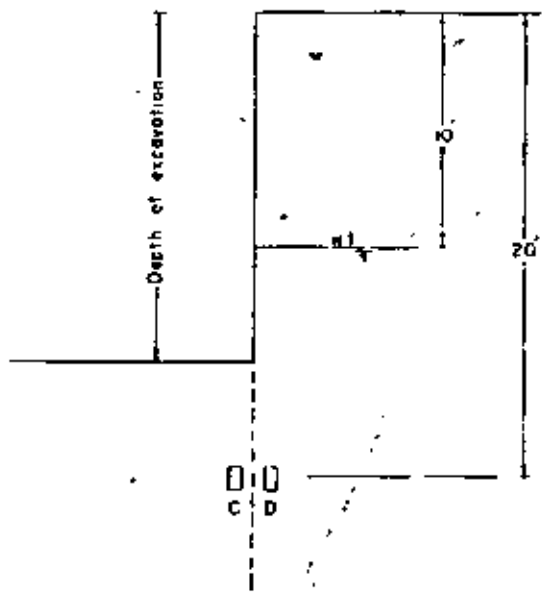


Figure 9

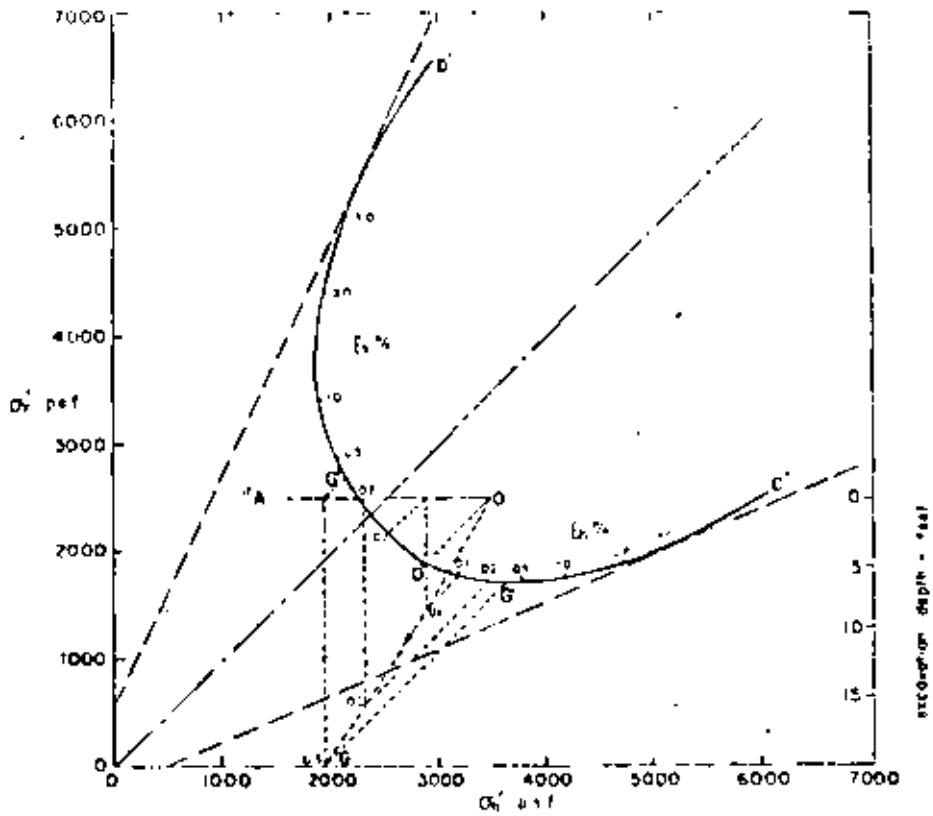

7000
6000
5000
4000
3000
2000
1000
0
0
1000
2000
3000
4000
5000
6000
7000
D'
C'
G'
G
O
A
excavation depth - feet
5
10
15

Figure 10

evitar que los esfuerzos totales sobre (l) pasen el punto L, mediante la colocación de un ademe horizontal, y además debemos evitar grandes deformaciones (2%) colocando el ademe en el menor tiempo posible.

En la fig 9, los especímenes de suelo C y D tienen en su inicio los esfuerzos totales y efectivos representados por los puntos 0 y 0'.

El plano de esfuerzos efectivos para la muestra D se ilustra en la fig 10 como 0' D', mientras que para el caso pasivo el plano será el 0' C'. Al hacer la excavación, los esfuerzos irán del punto 0 al punto G obteniéndose deformaciones verticales unitarias (E_h) del orden de sólo 0.3%, las distancias entre G y G' serán los incrementos de presión de poro, para ambos especímenes las presiones de poro son negativas puesto que los esfuerzos efectivos horizontales son mayores que los totales; sin embargo, la presión de poro negativa en el caso pasivo es mucho mayor que en el caso activo y se forma un flujo del especimen activo al especimen pasivo (D hacia C), con una reducción en la resistencia y un incremento en la deformación, provocando expansiones en el fondo, debidas a cambio de esfuerzos.

Aunque lo señalado es sólo un análisis simplificado del problema, puesto que no se toma en cuenta la estratigrafía ni la resistencia al corte en planos verticales, si se establece con claridad que tanto la historia de cargas (preconsolidada ó normalmente consolidada) como las condiciones iniciales de esfuerzos (caso activo ó pasivo) tienen una gran influencia en el comportamiento de las excavaciones en arcillas. Queda también claro que la estabilidad de una excavación cambia con el tiempo, en función de la disipación de las presiones de poro negativas que se generan y de ahí la necesidad de diseñar procedimientos constructivos, que permitan proveer en corto tiempo elementos de soporte a las excavaciones.

En todo momento la experiencia previa y el buen juicio del Ingeniero, basados en los análisis teóricos de cada problema específico, llevarán al diseño de los procedimientos constructivos adecuados que en toda excavación en las arcillas del Valle de México tiene una regla invariable, "procurar que las excavaciones permanezcan abiertas el menor tiempo posible".

II.- METODOS PARA ESTIMAR CARGAS LATERALES Y DEFORMACIONES

El proceso de una falla en una zanja abierta, fué investigado por Coulomb considerando el equilibrio límite de una cuña deslizante de suelo, la cuña a, b, c en la fig 11 esta únicamente sostenida por la resistencia al corte a lo largo de la superficie b - c. Las fuerzas que intervienen en el análisis de estabilidad del problema son: W = peso de la cuña de terreno que desliza, F Resistencia al corte del suelo y E empuje del ademe de retención.

La inclinación del plano de deslizamiento depende de la deformación que se permita al suelo de tal forma que si el ademe se desplaza por el efecto del empuje del suelo, se tendrá un empuje menor generado por el estado activo de Rankine: en tanto que si el ademe trata de empujar al suelo y logra deformaciones pequeñas, el empuje crecerá hasta generarse un estado pasivo de Rankine. En cualquier excavación, el dar mayor ó menor fuerza al troquelamiento contra las paredes de la excavación, producirá siempre una reacción de empuje del terreno hacia el ademe; así como en el caso de ademes troquelados, se han realizado multiples mediciones para cuantificar el empuje del terreno, los trabajos más serios en este campo han sido llevados a cabo por Terzaghi, Peck y Tschebotarioff entre otros.

En la fig 12 se muestran las conclusiones de estos resultados. Para el caso de zanjas ademadas, excavadas en suelos arenosos, la máxima presión observada resulta de $0.8\,\gamma H K_A$ en donde γ es el peso volumétrico del suelo, H es la altura de la excavación y K_A el coeficiente de empuje activo.

Valores de K_A para diferentes ángulos de fricción interna

ϕ	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
K_A	0.71	0.59	0.49	0.41	0.33	0.27	0.22

Tipos de suelos:

ϕ de 10° a 20°, corresponde a arenas limosas ó arcillosas.

ϕ = 30° corresponde a arenas limpias

y ϕ mayor de 30° corresponde a arenas con granos de aristas agudas y cementados.

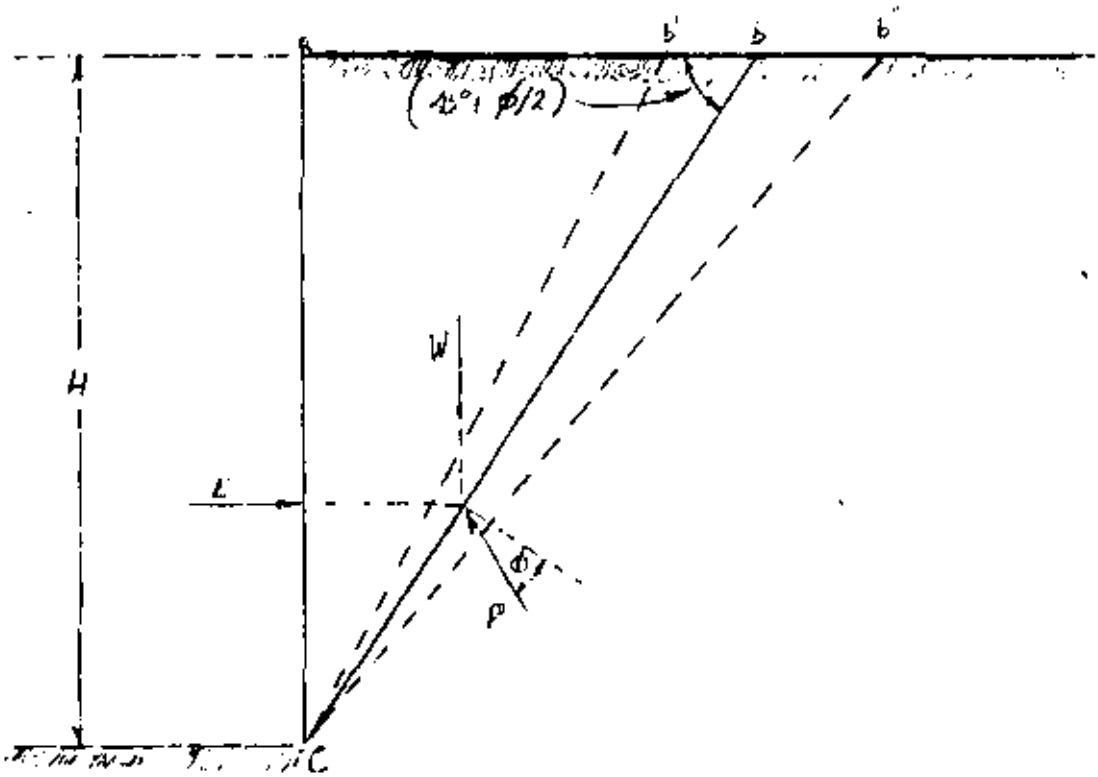


Figure 11

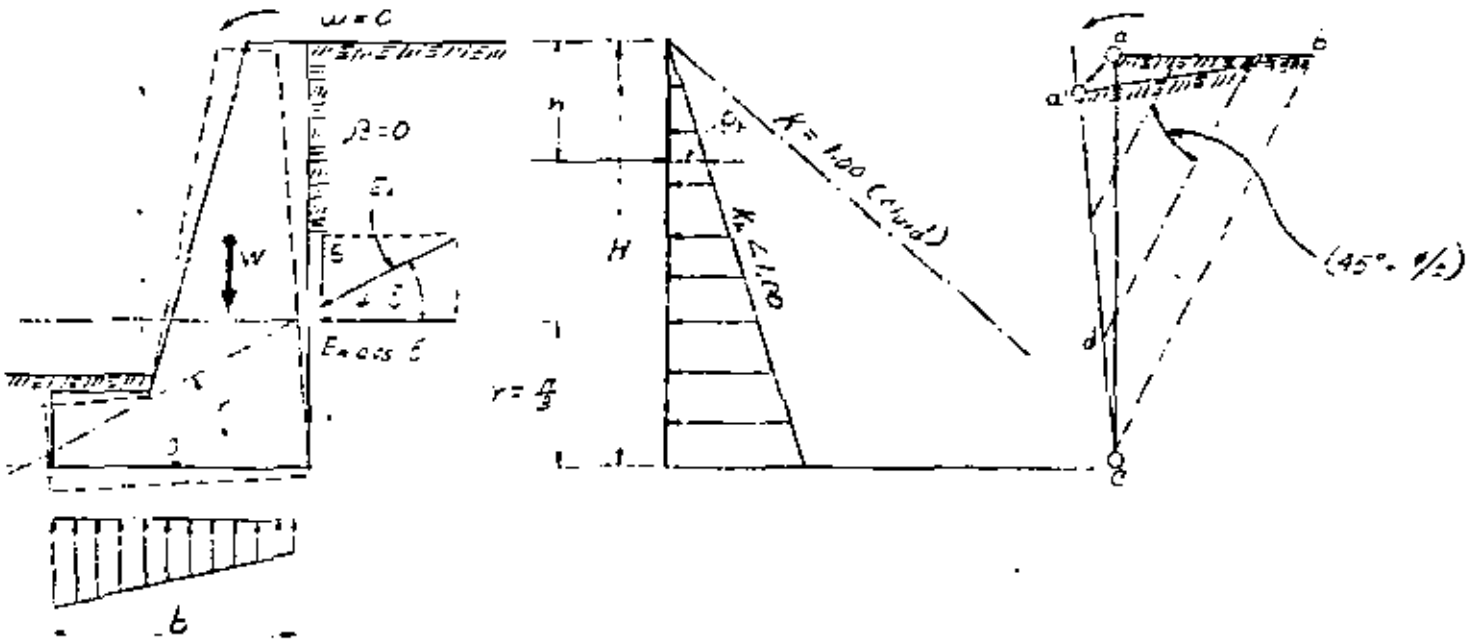


Figura 11

La parte inferior de la fig 12 corresponde aun análisis simplificado del cálculo de las fuerzas P en los troqueles de un ademe, provocadas por el empuje de tierra según el diagrama 1, 2, 3 y 4.

En el caso de ademe flexible hincado y anclado en su parte superior, como es el caso de tablaestacas hincadas bajo el piso de la excavación, el diagrama de empujes y deformaciones se muestra en la fig 13, en esta, se observa una mayor carga superior y una disminución de la misma en la parte inferior.

Presiones activas generadas en el caso de suelos cohesivos.-

Para el caso de muros de retención, las arcillas no deberán usarse para rellenos debido a las expansiones que generan, pues los empujes serán incrementados, por la presión de expansión produciendose el colapso del muro.

Si se toma en cuenta lo asentado en el Capítulo I de estos apuntes, el valor total del empuje activo en este caso valdrá:

$$E_A = \frac{\gamma H^2}{2} - 2cH$$

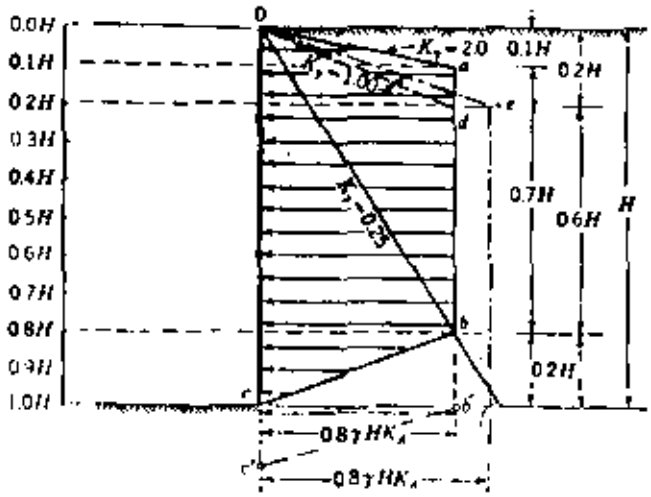
la distribución de presiones se muestra en la fig 14 a.

Para el caso de zanjas ademadas con troqueles, el método de diseño parte de las mediciones hechas directamente en el campo; se considera en este caso, un diagrama de presiones trapecial similar al medido por Peck en las excavaciones para el metro de Chicago. En este caso, el valor máximo ($\gamma H - 4c$) distribuido según se muestra en la fig 15; en este caso, el cálculo de la fuerza en cada troquel de la excavación se puede calcular separando el diagrama en forma similar a lo mostrado en la fig 12.

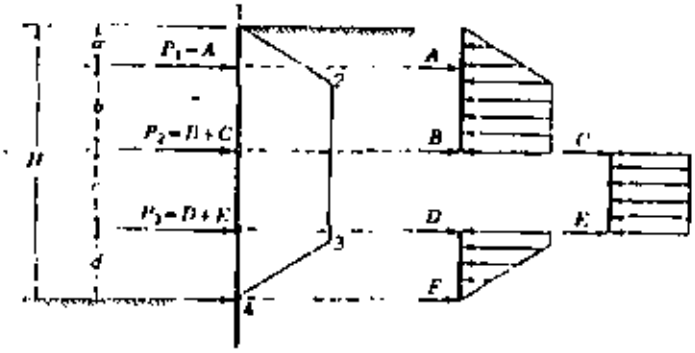
Los diagramas de presión que muestra la fig 15 puede checarse mediante un segundo método propuesto por Tschebotarioff cuyos diagramas se muestran en la fig 16 para arcillas plasticas y arcillas rigidas. Para el caso de arcillas blandas, que sería el caso de las arcillas del Valle de México el valor de d es nulo.

En la parte inferior de la fig 16 se muestra la comparación entre los diagramas de presión de tierra para excavaciones ademadas con troqueles, tanto para los diagramas de Peck (líneas llenas) como para los diagramas de Tschebotarioff.

Para el caso de ademe flexible hincado en el fondo y



Lateral-earth-pressure diagrams suggested for use when designing braced in sand.



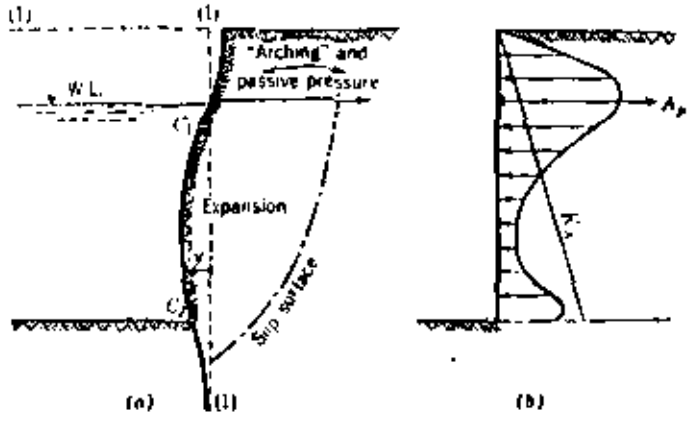
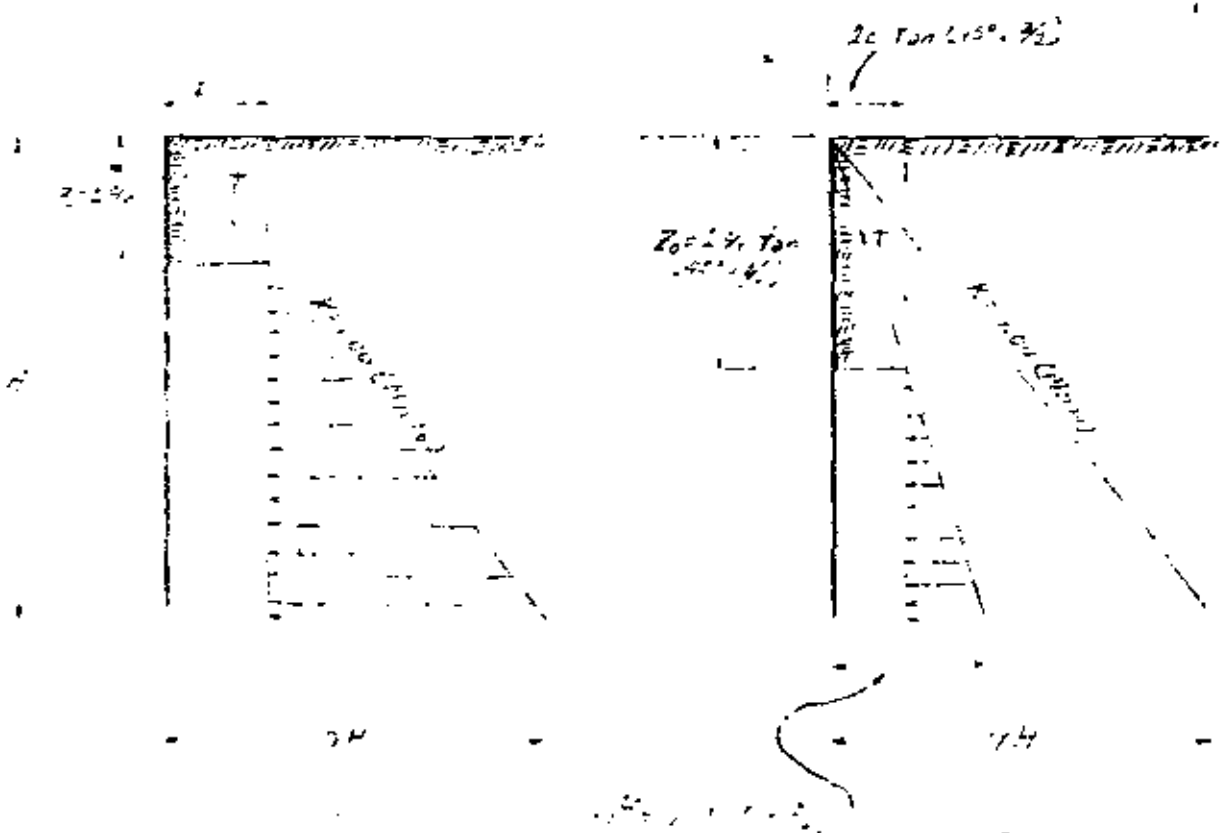
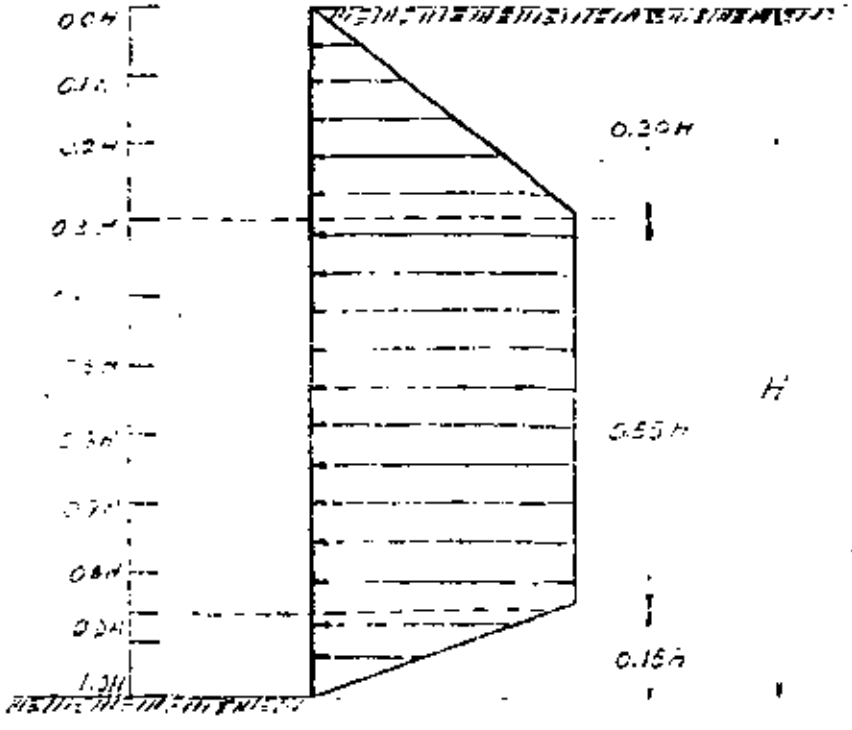


FIG. 5-15. Deformations of the sheeting of an unyieldingly anchored and c bulkhead in sand have similarities with the deformations of sheeting in a bin (Fig. 5-12).




0.30H
H
0.55H
0.15H

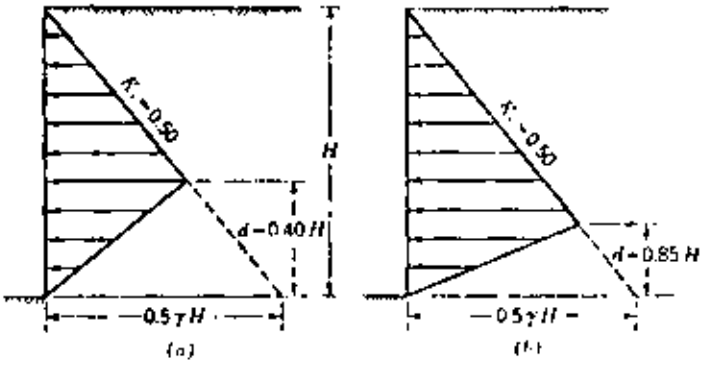


FIG. 5-18. Neutral-earth-pressure ratio method. Lateral-earth-pressure diagrams proposed for the design of braced open cuts in plastic clay. *a*, stiff clay; *b*, medium clay. For soft clays $d = 0$. [*After Tschebotarioff* (45).]

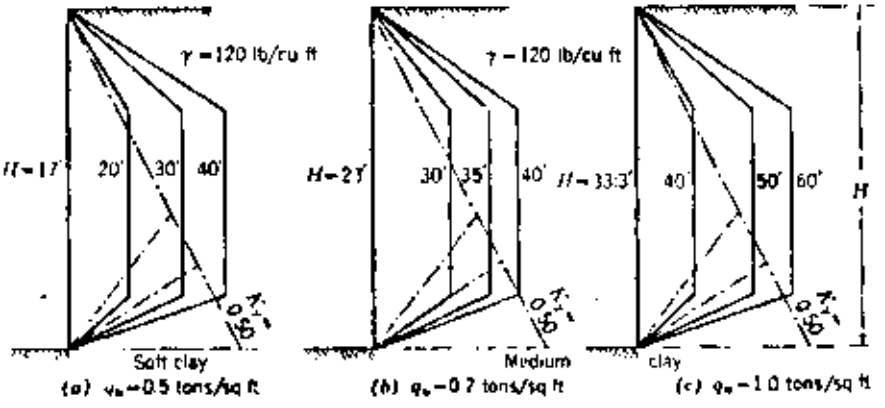


FIG. 5-19. Comparison of lateral-earth-pressure diagrams for the design of braced open cuts in plastic clay: full lines, based on the ultimate strength of the clay; dash-dotted lines, based on limit values of the neutral lateral-earth-pressure ratio. [*After Tschebotarioff* (46).]

Figure 15

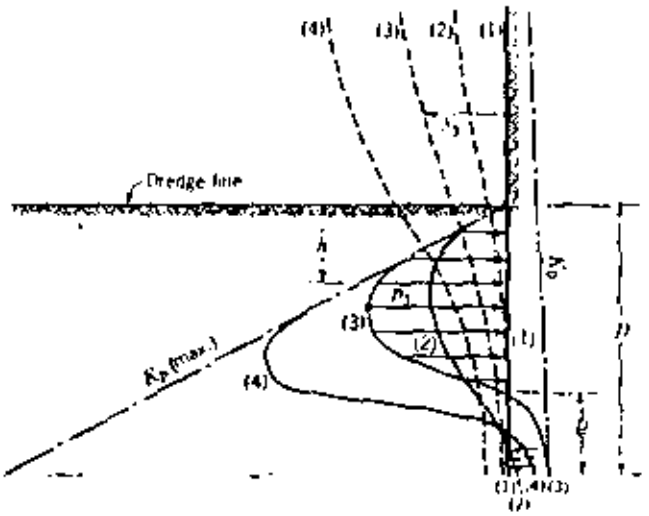


FIG. 5-22. Relationship between the deflections and the earth-resistance distribution of a flexible anchored bulkhead below the dredge line.

Figure 11

anclado en la parte superior (ataguia) utilizado en suelos arcillosos, pueden ser empleados los diagramas de presiones dadas en las figuras 15 y 16 o bién los análisis teóricos que más adelante se describen.

Presiones pasivas. -

El análisis de estas presiones tiene interes basicamente en el uso de ademes hincados en la sección que trabaja bajo el fondo de la excavación; sin embargo, en la siguiente tabla, se dan los valores de los coeficientes de presión pasiva K_p, para diferentes ángulos de fricción interna del suelo:

ϕ	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
K_p	1.65	2.19	3.01	4.29	6.42	10.20	17.50

La fig 17 señala la distribución de las presiones medidas en una tablaestaca, la cual conforme se excava, va ocupando las posiciones 2, 3 y 4; en la misma forma, la presión pasiva va incrementandose hasta alcanzar su valor máximo dado por la curva (4)

Las figuras 18 y 19 serán de utilidad como consulta, cuando se trate de determinar el valor de K_p para diferentes inclinaciones de la tablaestaca y valores de ϕ = 30° (fig 18) y ϕ = 40° (fig 19). En ambas figuras, el ángulo w representa la inclinación del terreno superficial excavado.

Sobrecarga en una excavación. -

Por regla general deberá evitarse toda sobrecarga en el borde de una excavación; sin embargo, en la mayoria de los casos, esto no es posible por los problemas de espacio ya que al lado de la excavación, se coloca el material para el ademe, tuberias que serán colocadas y aún, el material excavado ó el material para rellenar la zanja.

Estas sobrecargas tienen un efecto adicional en el empuje horizontal sobre el ademe de la excavación. Si suponemos una sobrecarga uniformemente distribuida en la superficie del terreno, la presión lateral estará dada por una línea uniformemente distribuida según se muestra en la fig 20 para el caso de suelos arenosos (distribución triangular)

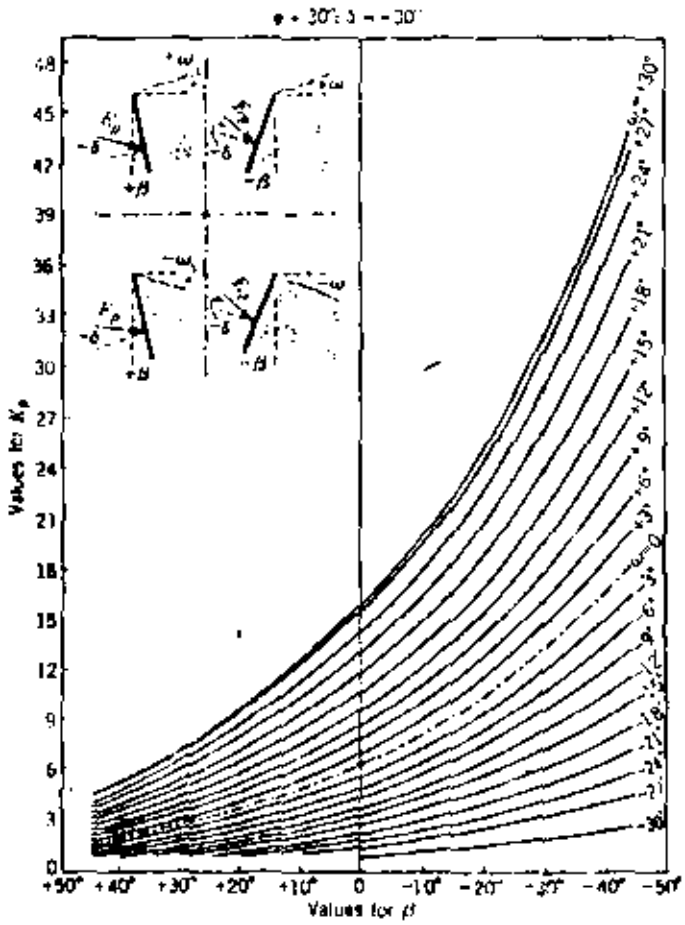


FIG. 8-23. Graph for the computation of K_p values for varying values of β and ω and for $\phi = -\delta = 30°$. [After Caquot and Kérisel (5).]

Figura 1.3

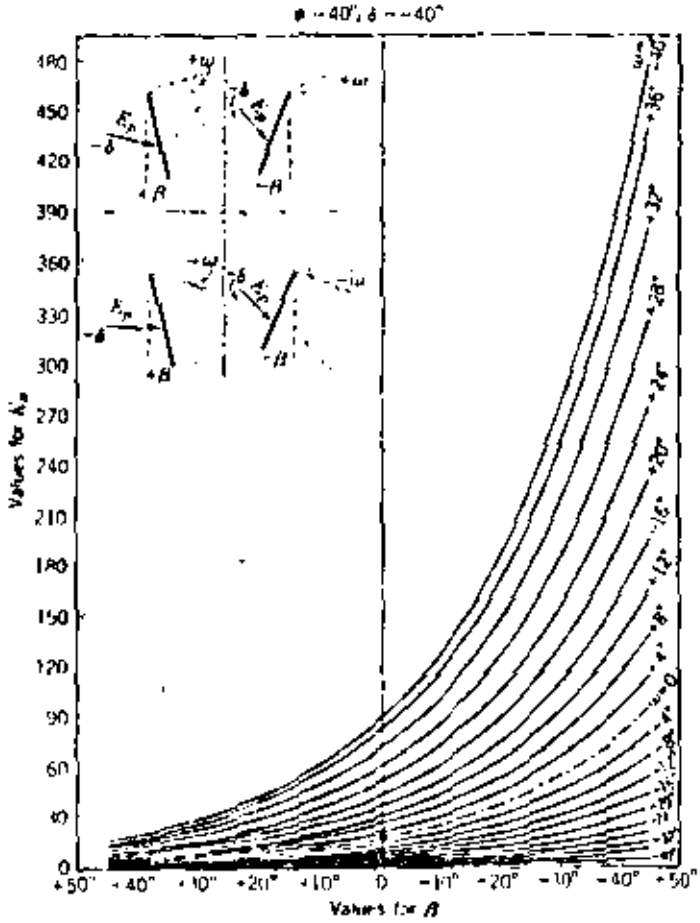


FIG. 5-24. Graph for the computation of K_p values for varying values of β and ω and for $\phi = -\delta = 40°$. [*After Caquot and Kérisel* (5).]

Figure 19

ó para el caso de suelos cohesivos (distribución trapesoidal). Si la carga no es uniforme, será necesario efectuar un análisis de la presión vertical a diferentes profundidades mediante el uso de la carta de Newmark.

En el caso de cargas concentradas en suelos no cohesivos, utilizando la ecuación de Boussineq puede calcularse el esfuerzo horizontal, σx en cualquier punto del suelo mediante la expresión:

$$\sigma x = P/2 \quad 0.3x^2 \quad ZR^{-5}$$

en donde x, z y R son las distancias horizontal, vertical y mínima de la carga P al punto considerado según se muestra en la fig 20.

Para el caso de tablaestacas hincadas en arenas con el nivel de aguas freáticas arriba del fondo, en la fig 21 se muestra el diagrama de cargas propuesto por Tschebotarioff, mediante el cual se podrán calcular los empujes. Se presenta un análisis simplificado del método en la fig 22 y un caso especial (con sobrecarga) en la fig 23, en donde también se muestra el modo correcto de efectuar un relleno para el caso de una tablaestaca anclada.

Como se ha señalado en el capítulo anterior, la determinación de Ko en el laboratorio para propósitos prácticos, esta dada por la expresión:

$K_A = 1 - \text{sen } \phi'$ donde ϕ' es el ángulo de fricción interna en términos de esfuerzos efectivos, el problema de predecir las deformaciones laterales se reduce a definir las condiciones de frontera, esto, además requiere el conocimiento de las condiciones de esfuerzos iniciales en el suelo.

Métodos de análisis elástico.-

La hipótesis que un material es elástico requiere únicamente que exista una relación entre esfuerzos y deformaciones y que no se presente disipación de energía en el ciclo de carga y descarga. Por esto, cuando la solución del problema de presiones laterales en la práctica requiera estimar algunas deformaciones, los métodos elásticos de análisis pueden resultar apropiados.

Cuando el factor de seguridad en una excavación es alto, las deformaciones ocurriran durante la propia excavación

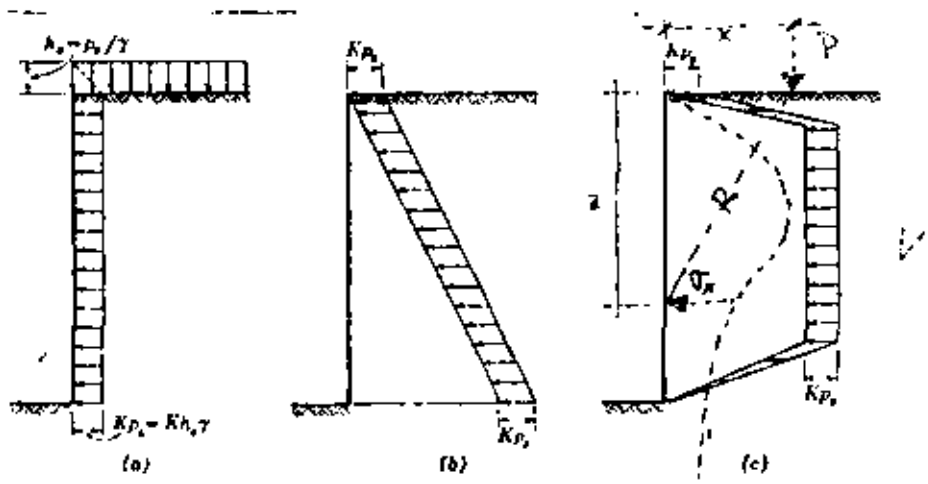


FIG. 5-31. Lateral-pressure distribution produced by surcharges uniformly distributed over the soil surface.

Figura 243

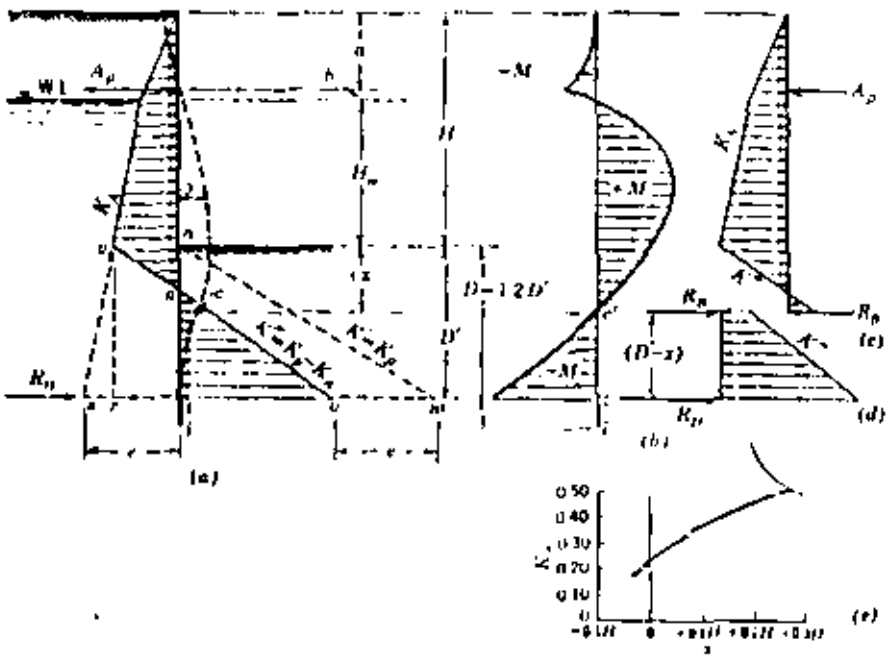


FIG. 5-55. The fixed-earth-support method of anchored-bulkhead design in sand.

Figure 21

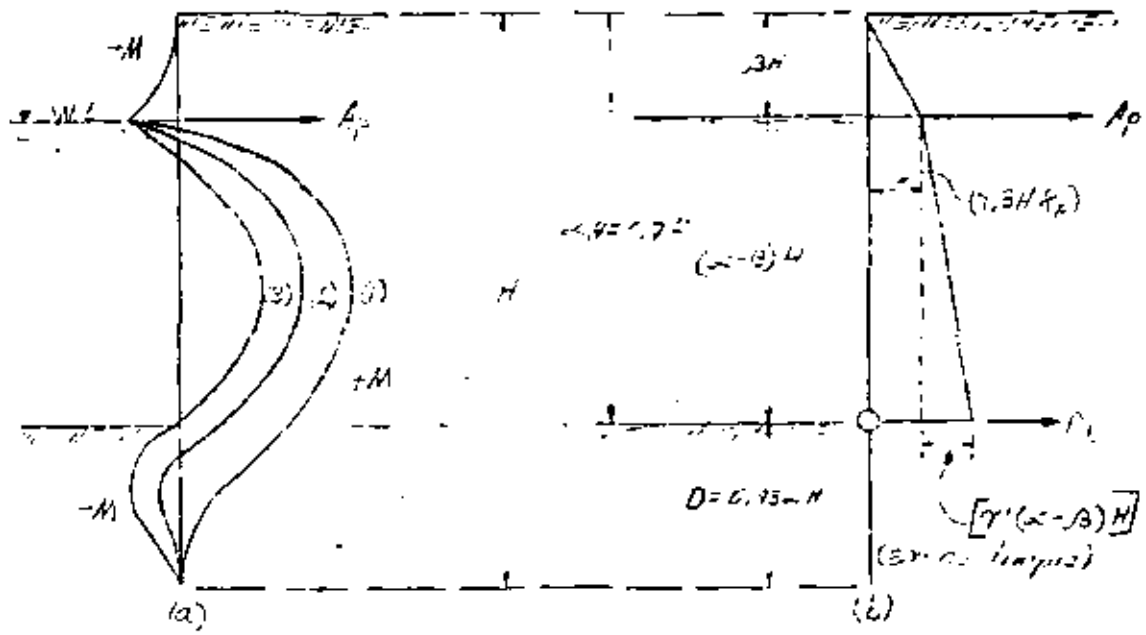


Figure 22

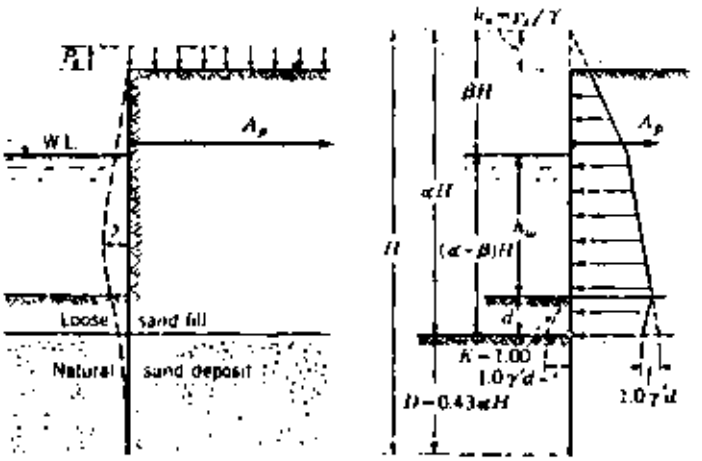


FIG. 5-49. Hinge-at-dredge-line procedure modified to meet special conditions.

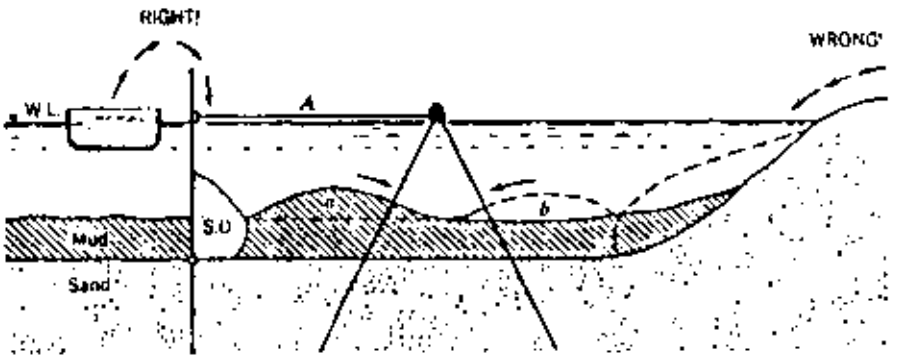


FIG. 5-01. Right and wrong way to place sand backfill. The "right" way will offset only some unfavorable consequences of not dredging out all the mud layer first.

Figure 5-3

y estas serán pequeñas habiendo en este caso un buen grado de aproximación al calcular esfuerzos y deformaciones por la teoría elástica.

Falla de fondo.-

La falla de fondo (fig 24) en una excavación en arcilla ocurre bajo condiciones no drenadas cuando se cumple

$$\gamma H = N_c \quad C_u$$

en donde

γ es el peso volumétrico del suelo excavado

H es la profundidad de la excavación

N_c es un factor que depende de la geometría de la excavación y

C_u es la resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas ($q_u/2$)

En forma similar podremos expresar el factor de seguridad con respecto a la resistencia al corte, para el caso de falla de fondo ó deformaciones importantes de la base: en este caso la expresión será:

$$F.S. = \frac{N_c \quad C_u}{\gamma H}$$

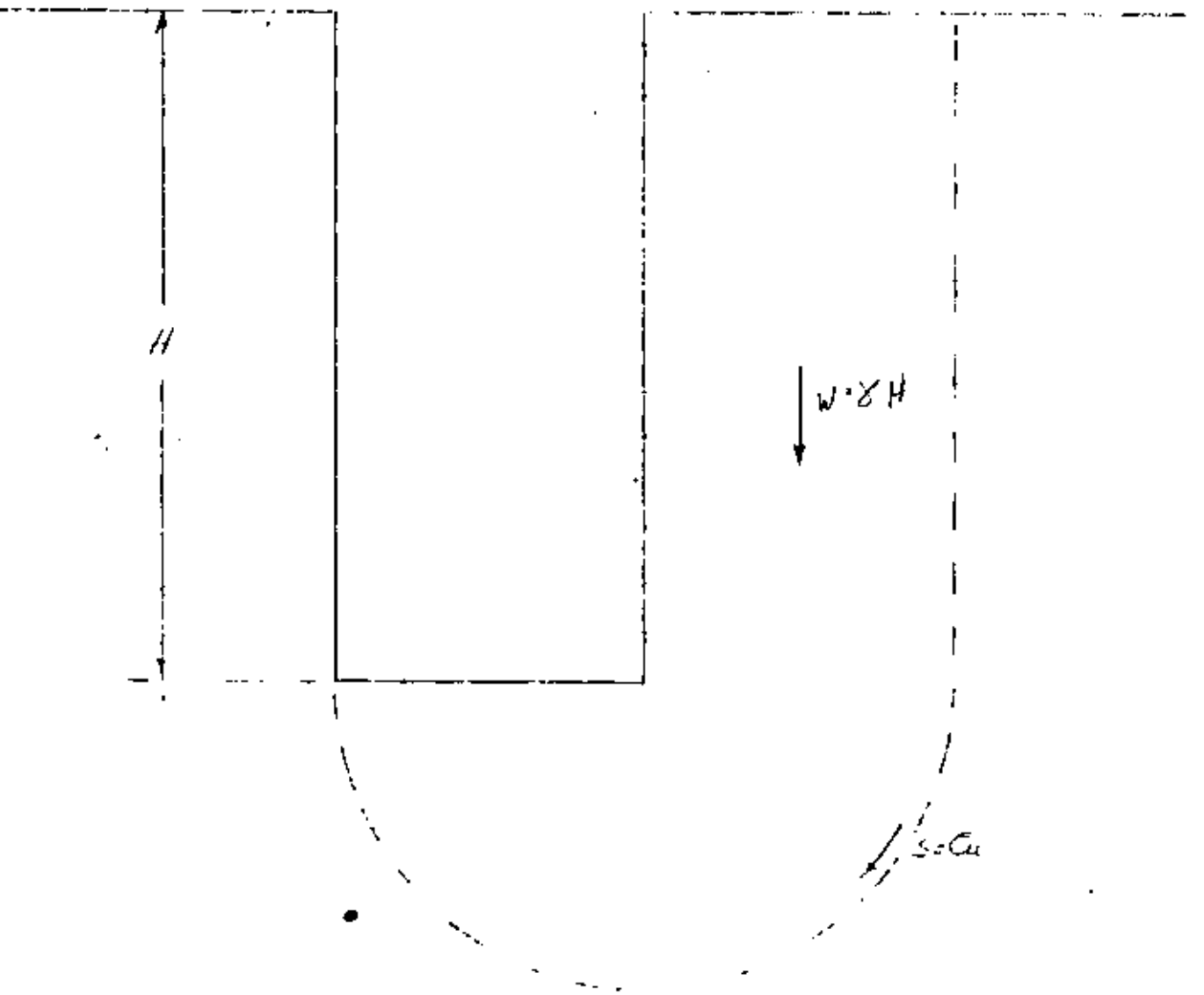
por otra parte Terzaghi y Peck recomiendan que el número dimensional N se utilice como el índice de la falla de fondo definiendolo como la relación:

$$N = \frac{\gamma H}{C_u}$$

de ambas expresiones se obtiene que $F.S. = N_c/N$

Terzaghi y Peck señalan que la arcilla principia a plastificarse cuando el valor de N se encuentra entre 3 y 4.

Datos muy valiosos han sido encontrados por Alberro en observaciones de excavaciones realizadas en la Ciudad de México, las cuales muestran que cuando N es menor de 4, tanto las expansiones como las deformaciones alrededor de excavaciones pueden ser calculadas usando la teoría de elasticidad. Por consiguiente si $N_c = 6$ se toma



falla por el pie

figura 4

como un valor típico para muchas excavaciones y N = 4, el factor de seguridad contra falla por el fondo es igual a 1.5.

Haciendo hincapié nuevamente en el comportamiento de la arcilla blanda de la Ciudad de México, cabe mencionar que en excavaciones de zanjas además, ha sido posible excavar por medio de ademes troquelados hasta profundidades de 8 y 9m con valores de Nc hasta 7.2, diseñando el procedimiento de excavación de tal modo que se cumplan los siguientes requisitos:

1.- La excavación tiene que ser sensiblemente cuadrada

2.- El tiempo que dura la excavación sin sobrecarga (losa de fondo ó relleno con tubería) debe limitarse a un máximo de 24 hrs.

3.- Mantener el fondo de la excavación en seco mediante pozos de bombeo cuyo funcionamiento se inicia al momento de iniciar la excavación.

Para este caso la expresión que debe cumplirse es:

$$C_u \quad N_c > \gamma H$$

si $N_c = 7.2$

$$7.2 \; C_u \geq H$$

$C_u \geq \frac{\gamma H}{7.2}$ es necesario además, determinar con bastante exactitud los valores de Cu y γ en el laboratorio

En arcillas blandas de la zona del lago, siguiendo este procedimiento, las deformaciones de bufamiento en el fondo han llegado a ser de 10 y 15cm siendo en promedio de 5cm

Es también interesante mencionar que Resendiz y Zonana observaron la variación del módulo de deformación del suelo, con la profundidad en varias excavaciones: además, observaron la presencia de grietas profundas, a medida que se incrementaban los esfuerzos.

Las conclusiones más relevantes de este trabajo son:

1.- El módulo de deformación en tensión es mayor que en compresión.

2.- El módulo de deformación decrece con la profundidad como en el caso de un manto arcilloso

afectado por secado.

Estas consideraciones hacen que la magnitud de Ko también varíe y por lo tanto tenga influencia en los resultados bajo la aplicación de la teoría de la elasticidad.

Se han realizado estudios teoricos y experimentales basados en la teoría de la elasticidad, en la fig 25 se presenta un ejemplo de este tipo de análisis para Ko incrementandose de 0.4 a 2.0 (veáse fig 26) y para módulos de Young de 100 Kg/cm^2 que corresponde aproximadamente a la arcilla blanda de la Ciudad de México. Variando la profundidad de excavación, con el mismo análisis, se puede observar la variación en el desplazamiento lateral (U) y en el desplazamiento del fondo (V) vease fig 27.

Calculos semejantes se efectuaron para distintos anchos de excavación manteniendo la profundidad de zanja constantes. La influencia de los desplazamientos laterales al variar el ancho, es menos significativo que la variación de la base rigida esto se muestra en la fig 28.

Es raro encontrar en la literatura, análisis elasticos de esfuerzos y deformaciones para una excavación, debido a las condiciones especificas de cada caso y sobre todo a la estratificación del suelo, generalmente formado por capas ó estratos con diferentes características de resistencia y deformación. Estas implicaciones pueden ser tomadas en cuenta actualmente, mediante el uso del método del elemento finito, para el caso de una excavación de magnitud importante que justifique un análisis tan sofisticado del problema.

En la fig 29 se muestra la idealización del problema, en el caso presentado, se dividió el suelo en muchos elementos independientes representados por cada triangulo. Los resultados del análisis se muestran en las figuras 30 a 33 para diferentes condiciones de frontera y para el caso de estados activo y pasivo de Ramkine. En la tabla 1 se muestra el resumen de los resultados para los 18 casos analizados.

CONCLUSIONES

Los métodos para calcular las presiones laterales y deformaciones que se han considerado, pueden clasificarse dentro de tres grupos:

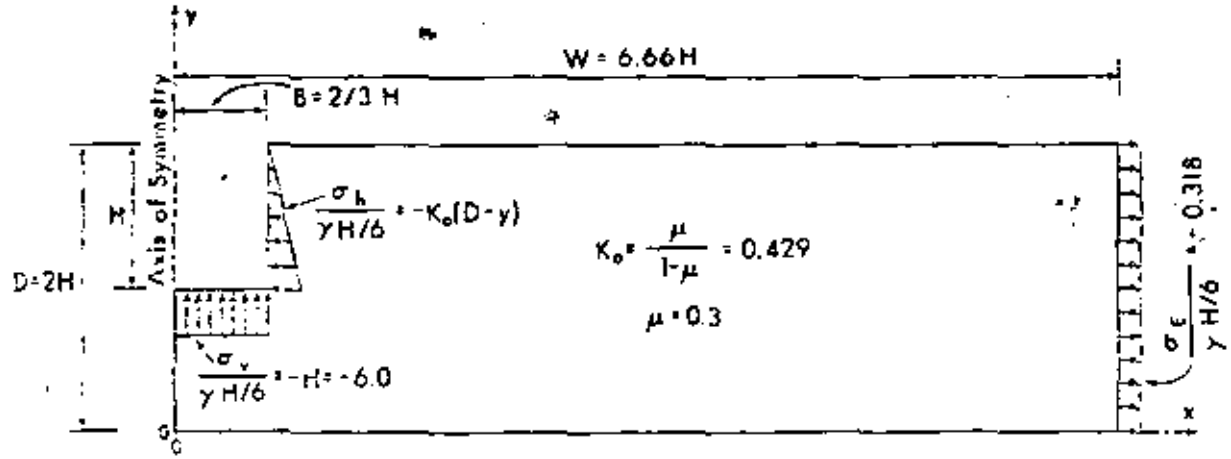

y
W = 6.66H
B = 2/3 H
Axis of Symmetry
H
D=2H
$\frac{\sigma_h}{\gamma H/6} = -K_o(D-y)$
$K_o = \frac{\mu}{1-\mu} = 0.429$
$\mu = 0.3$
$\frac{\sigma_v}{\gamma H/6} = -H = -6.0$
$\frac{\sigma_E}{\gamma H/6} = -0.318$
x
0

Figure 25

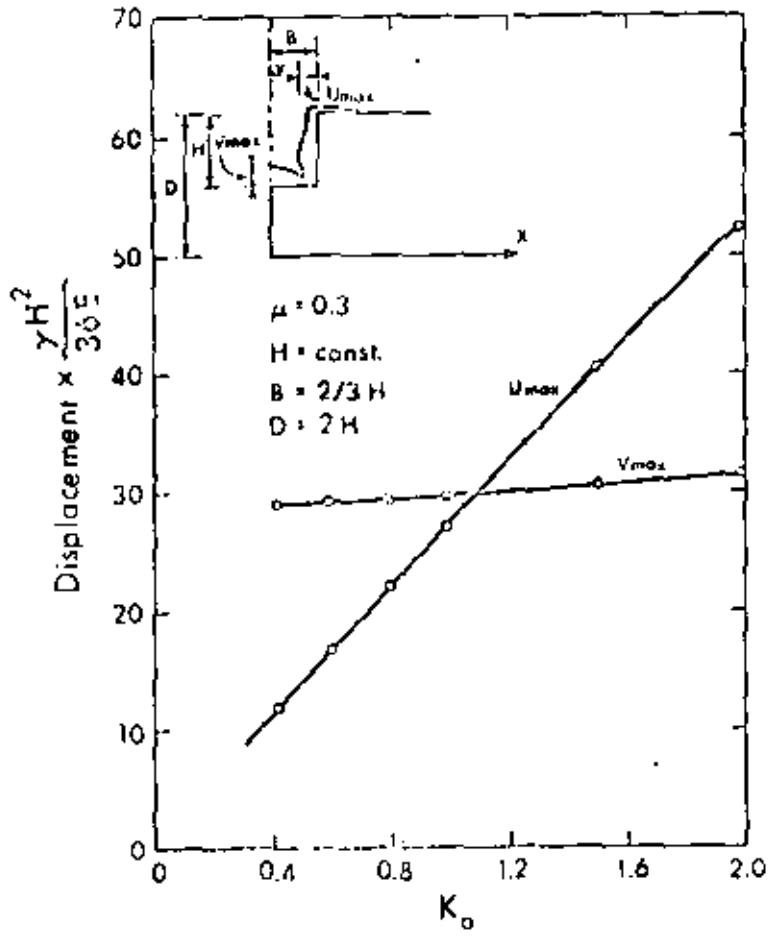

Displacement × γH²/3δE
K₀
μ = 0.3
H = const.
B = 2/3 H
D = 2 H
Umax
Vmax
B
D
H
x
0
10
20
30
40
50
60
70
0.4
0.8
1.2
1.6
2.0

Figure 76

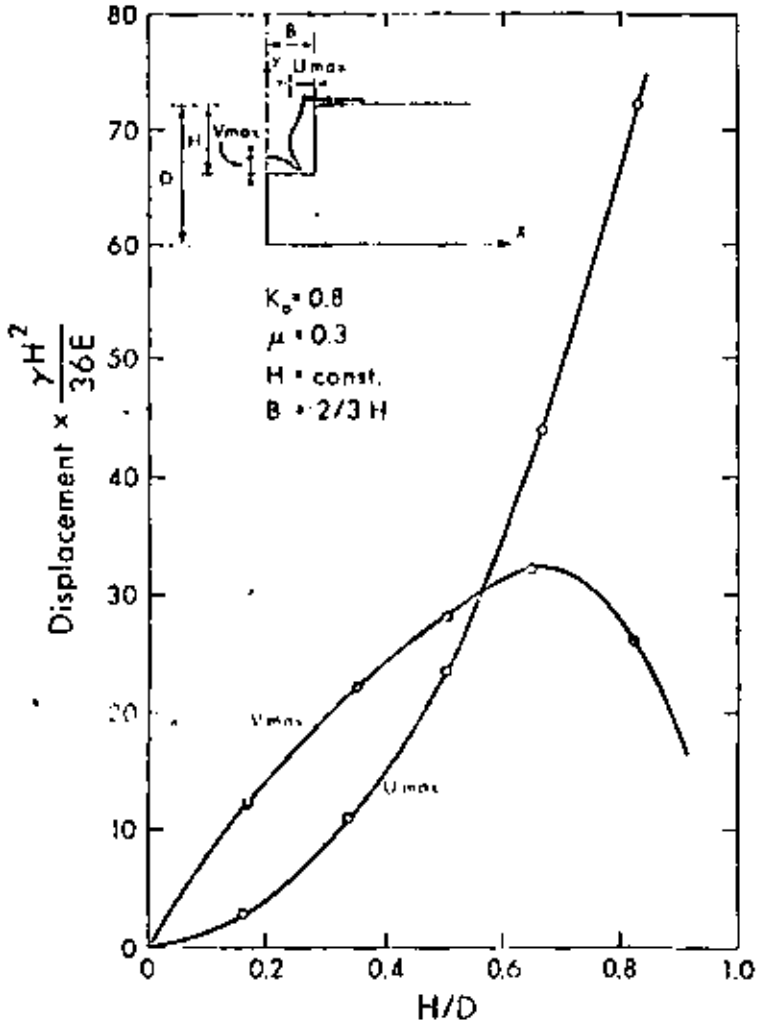

Displacement × $\frac{\gamma H^2}{36E}$
H/D
K_o = 0.8
μ = 0.3
H = const.
B = 2/3 H
Vmax
Umax
B
H
D
x
y
0
10
20
30
40
50
60
70
80
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0

Figure 3.7

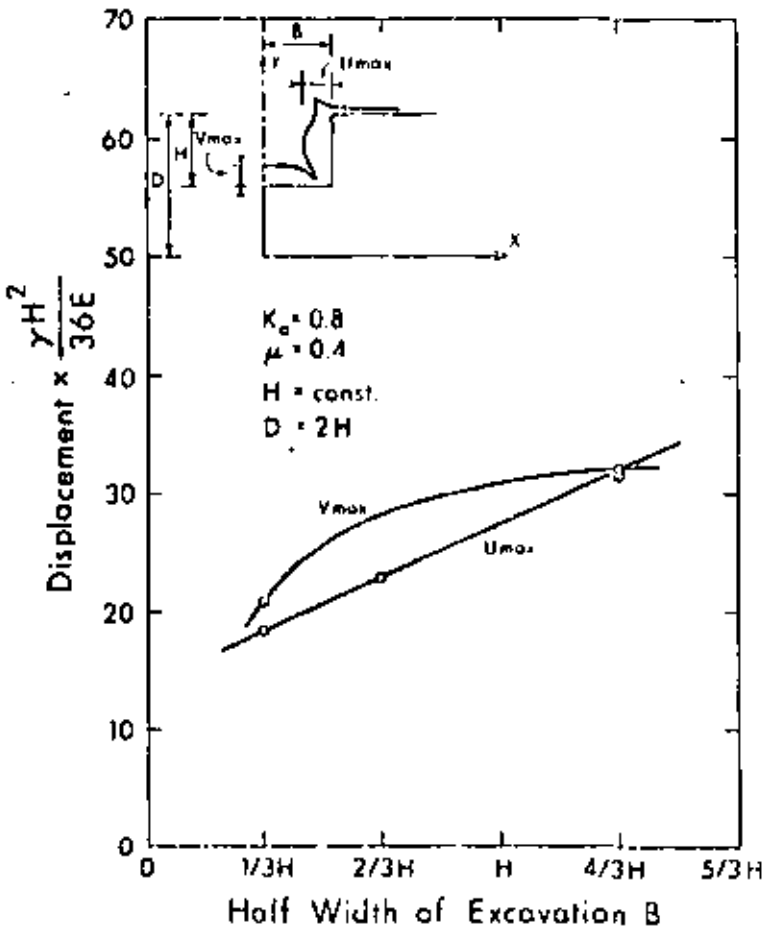

70
60
50
40
30
20
10
0
Displacement × $\frac{\gamma H^2}{36E}$
B
Umax
Vmax
H
D
X
K_a = 0.8
μ = 0.4
H = const.
D = 2H
Vmax
Umax
0
1/3H
2/3H
H
4/3H
5/3H
Half Width of Excavation B

Figure 25

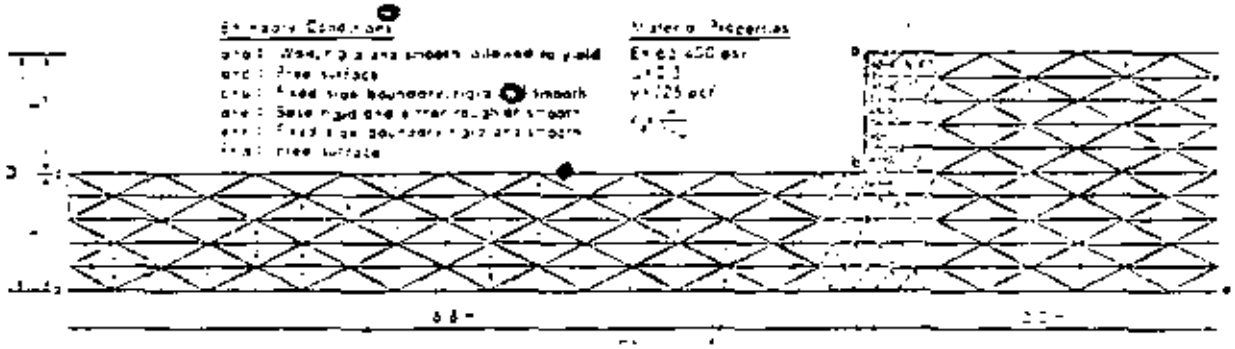
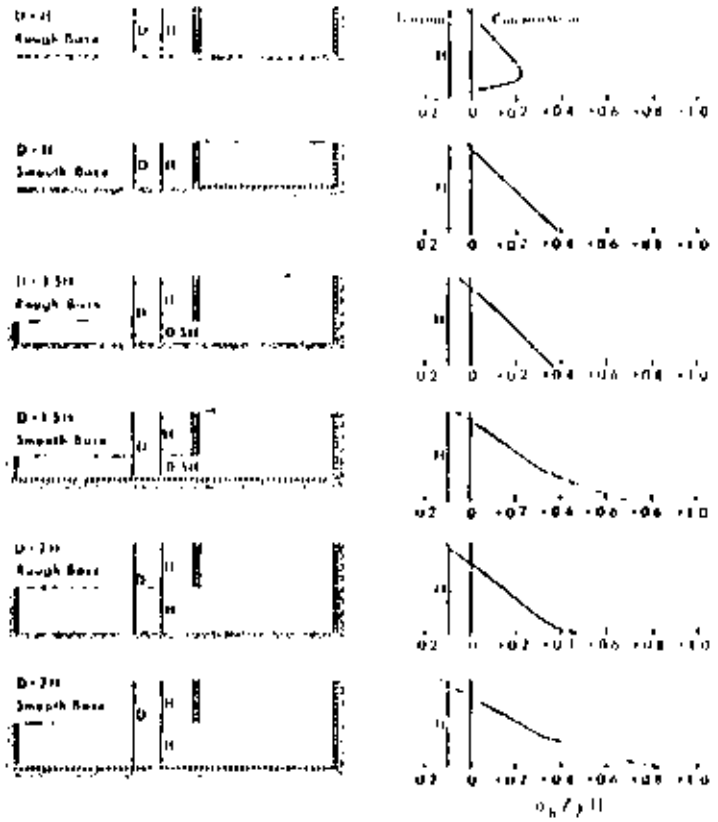

Boundary Conditions
Material Properties
Free surface
Free surface

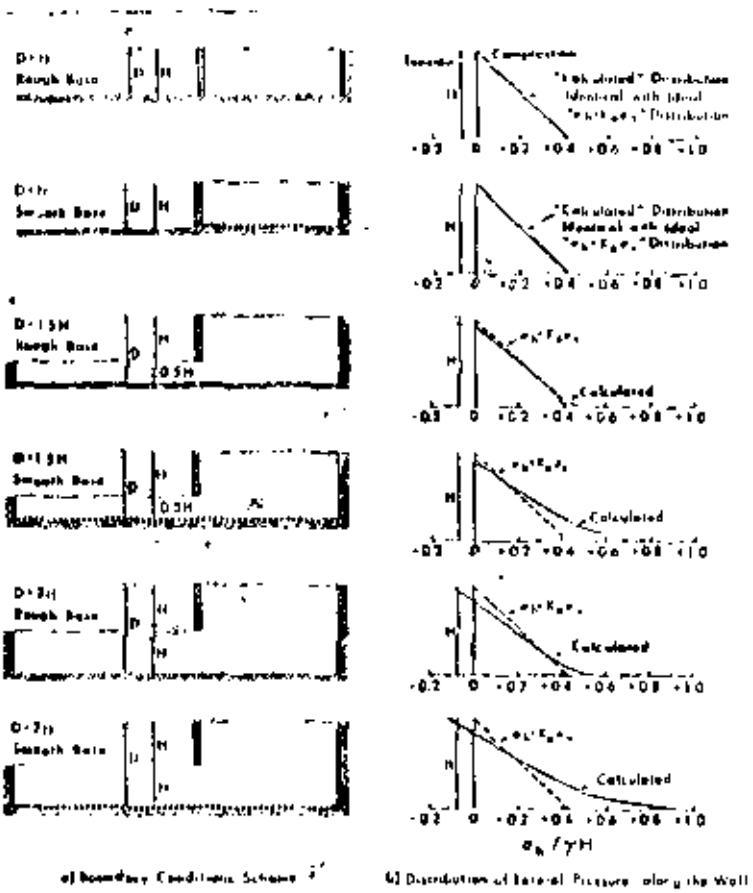
Figure 29



a) Boundary Conditions Scheme

b) Distribution of Lateral Pressure along the Width

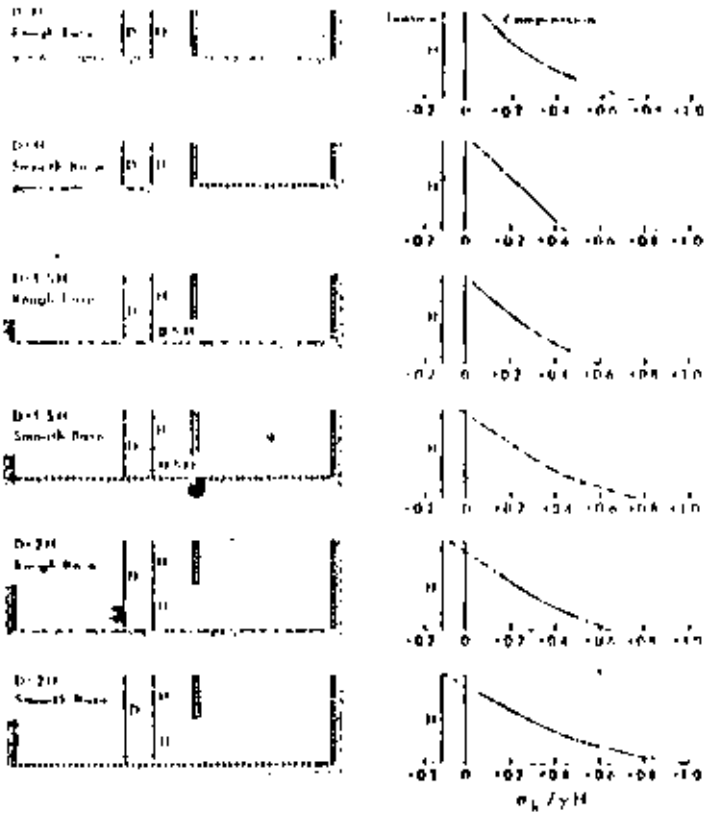
Figure 3b



a) Boundary Conditions Scheme

b) Distribution of Lateral Pressure along the Wall

Figura 31



Figure

1.- Problemas con deformaciones pequeñas en donde las presiones laterales y las deformaciones se pueden calcular mediante la teoría elastica.

2.- Problemas asociados con deformaciones moderadas ó pequeñas en donde las deformaciones y presiones laterales se pueden calcular mediante métodos de equilibrio límite y las deformaciones pueden controlarse mediante la elección de un factor de seguridad adecuado. Para este caso, se hizo enfasis en la teoría de Ramkine; sin embargo, otras teorias basadas en el equilibrio límite de los suelos se han desarrollado, la comparación de los resultados de estas teorias se muestran en las figuras 34 y 35, en donde se establece la comparación de los coeficientes de presión total activa, para distintos valores de ϕ (fig 34) y la comparación de los coeficientes de la componente horizontal de la presión activa (fig 35)

3.- Problemas de deformaciones grandes ó medias en donde se utilizan los métodos semi empiricos tales como las distribuciones de presiones propuestas por Peck ó por Tschebotarioff.

La elección de cualquier método para estimar cargas y deformaciones está sujeta a serias limitaciones en la práctica, mientras se pone mucho cuidado en el análisis ó diseño, se hace poco enfasis en las propiedades del suelo y sus condiciones de presión de poro antes y durante la excavación. El éxito al aplicar cualquier teoría de diseño, se logrará sólo si se basa en determinaciones cuidadosas de las características y propiedades del suelo.

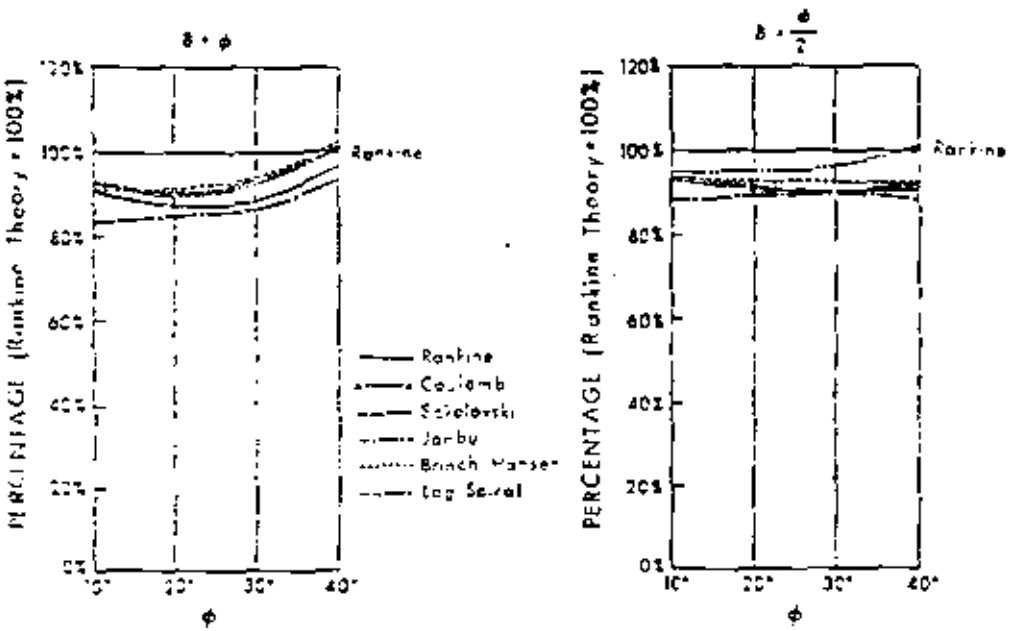

δ = φ
PERCENTAGE (Rankine Theory = 100%)
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
10°
20°
30°
40°
φ
Rankine
Coulomb
Sokolovski
Jaky
Brinch Hansen
Log Spiral
δ = φ/2
PERCENTAGE (Rankine Theory = 100%)
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
10°
20°
30°
40°
φ
Rankine

FIGURE 34

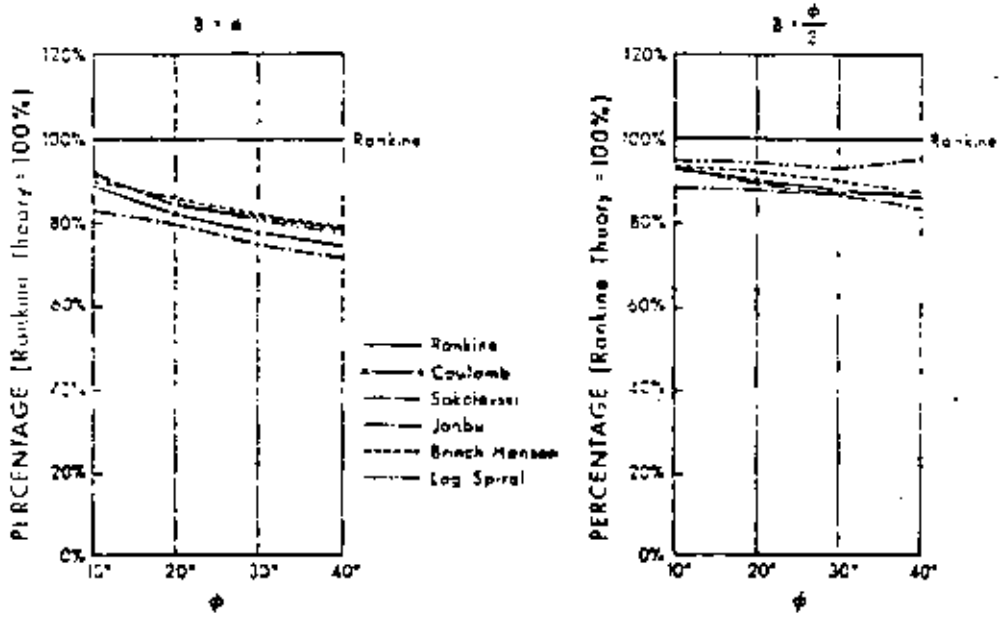

PERCENTAGE (Rankine Theory = 100%)
120%
100%
80%
60%
20%
0%
10°
20°
30°
40°
φ
Rankine
Coulomb
Sokolovski
Jaubu
Brinch Hansen
Log Spiral

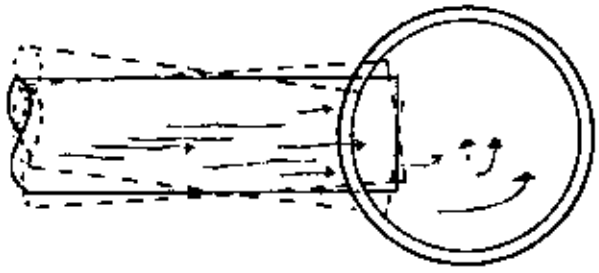
Figure 3.5

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

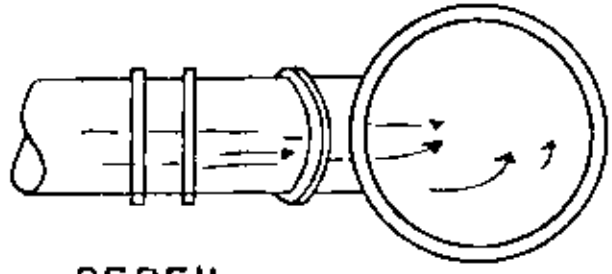
ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

ING. RICARDO SEPULVEDA

RECOMENDACIONES GENERALES



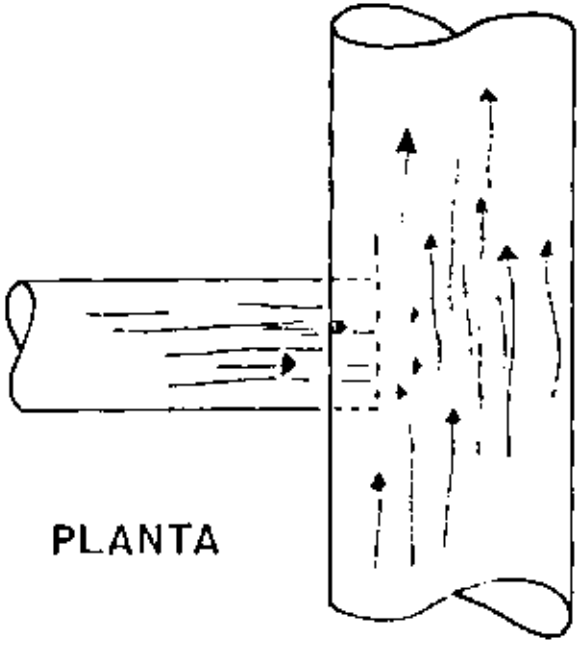
PERFIL



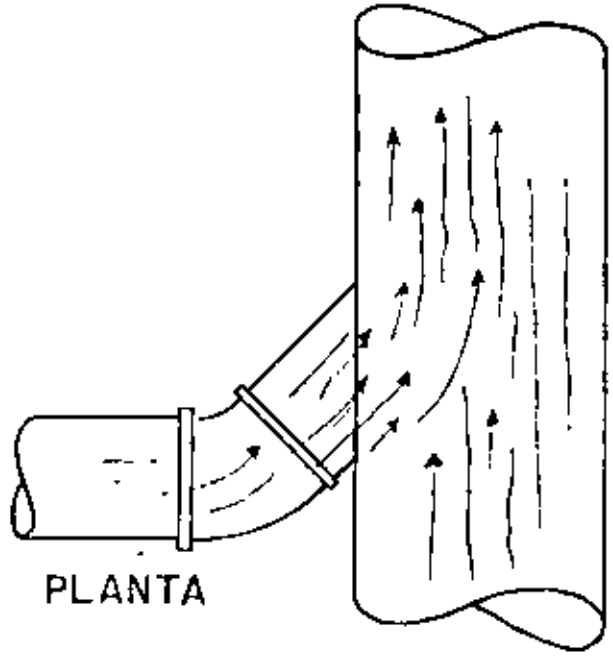
PERFIL

INCORRECTO

CORRECTO



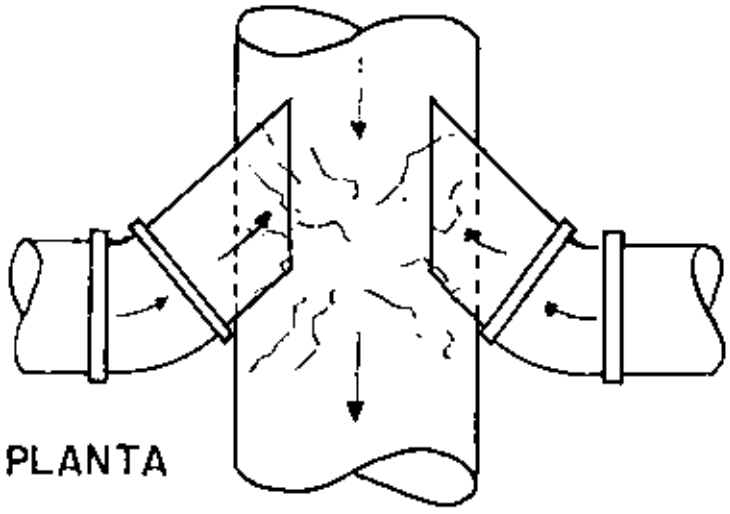
PLANTA



PLANTA

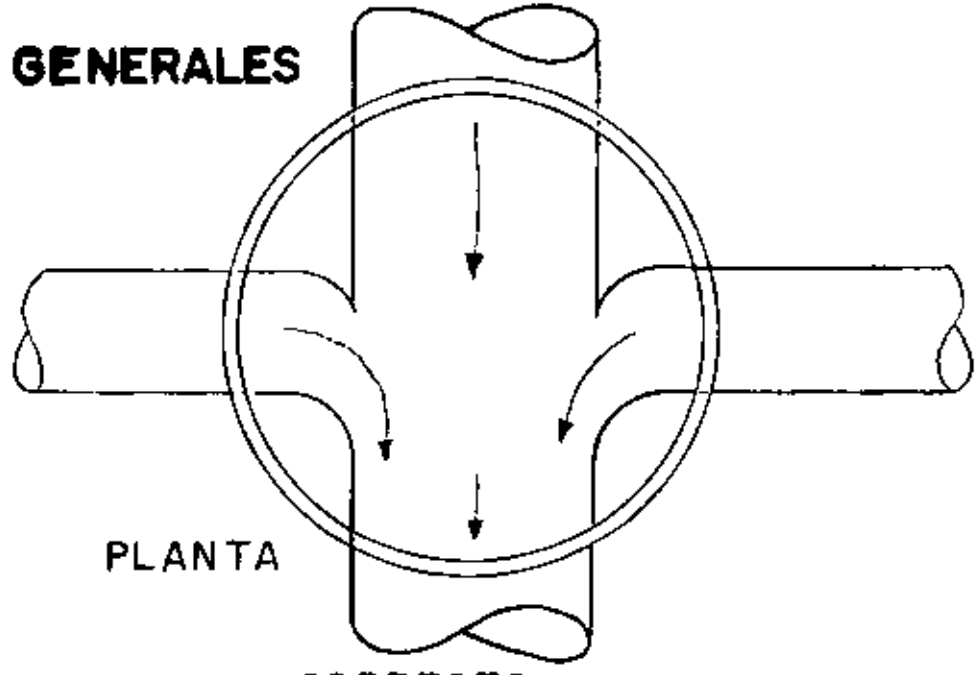
FIG. Nº 1

RECOMENDACIONES GENERALES



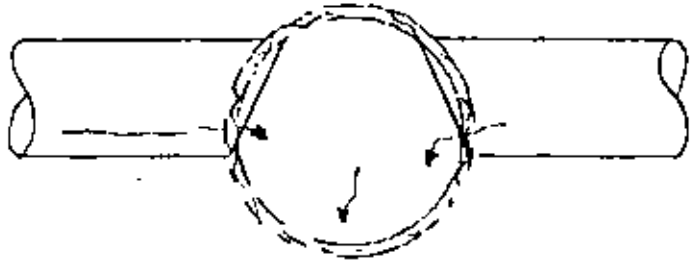
PLANTA

INCORRECTO

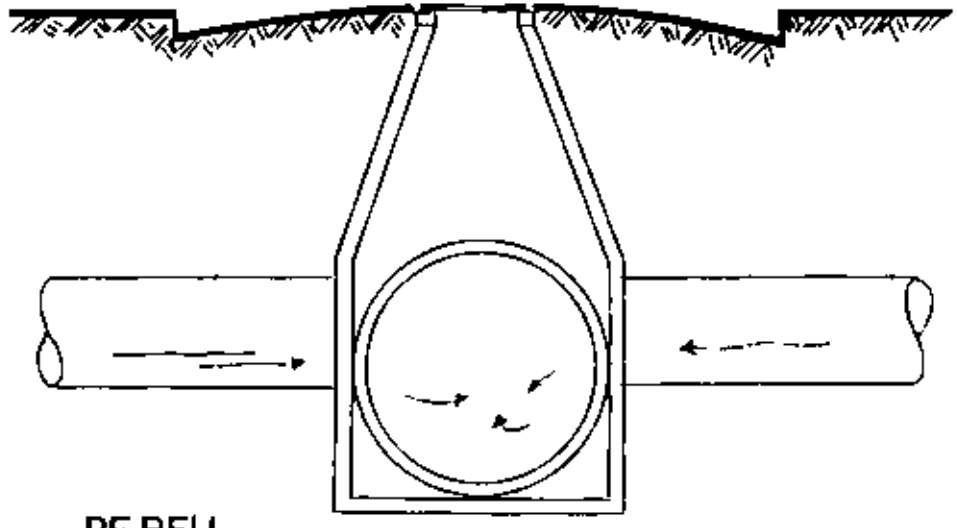


PLANTA

CORRECTO



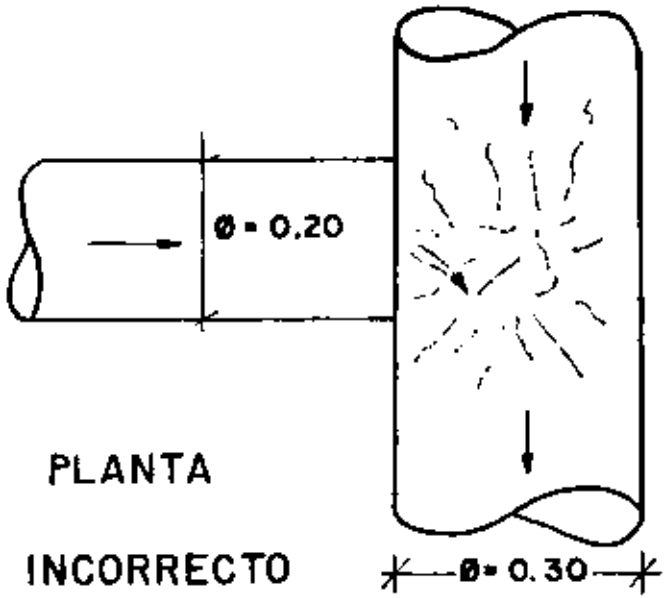
PERFIL

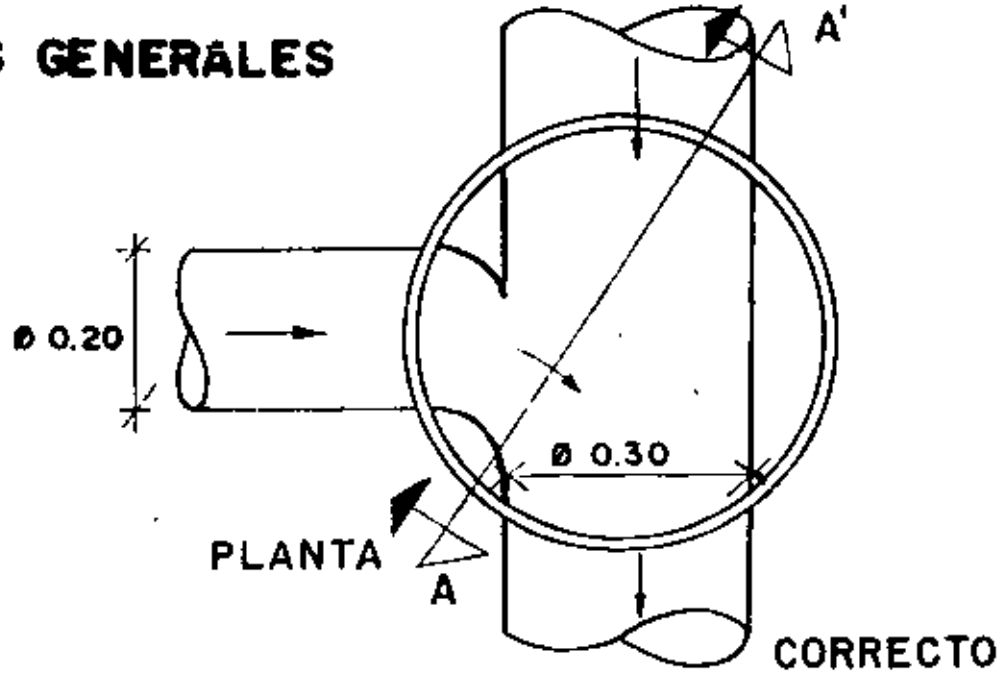


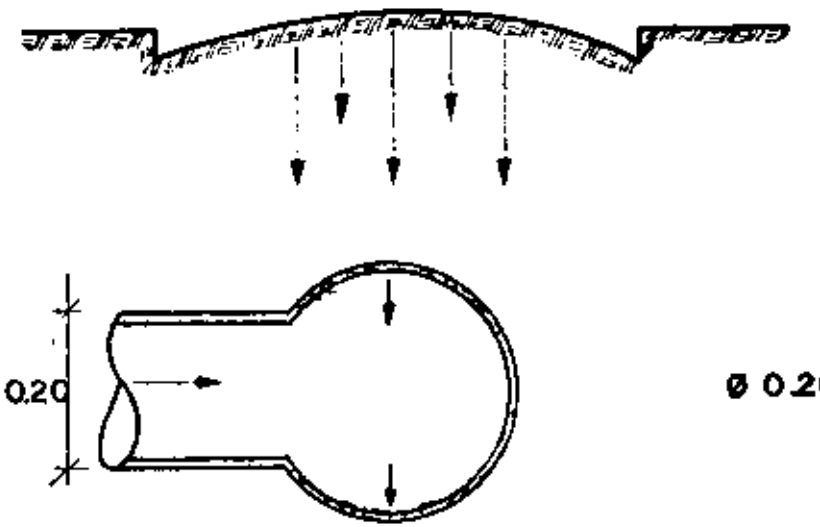
PERFIL

FIG. Nº 2

RECOMENDACIONES GENERALES







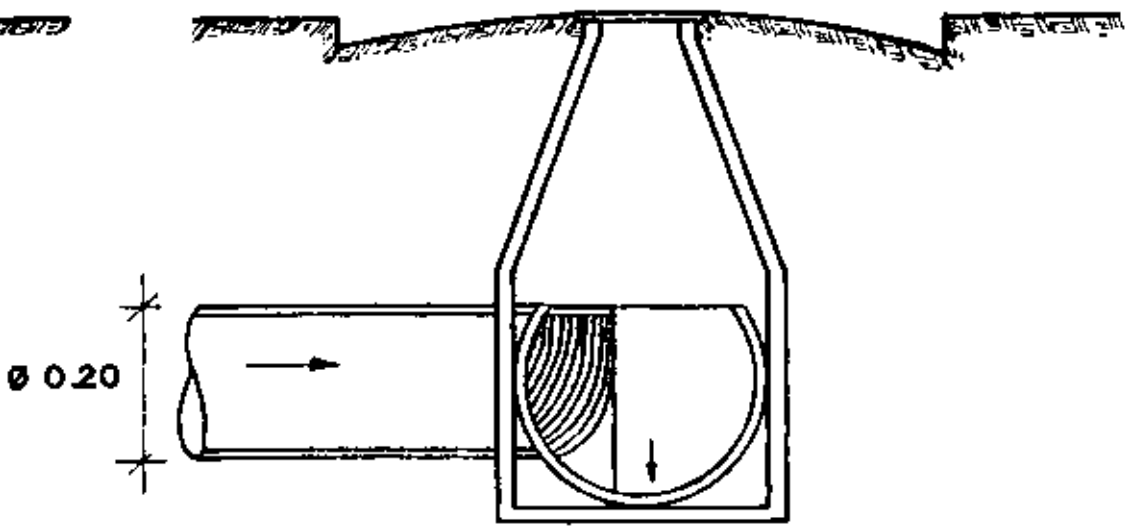
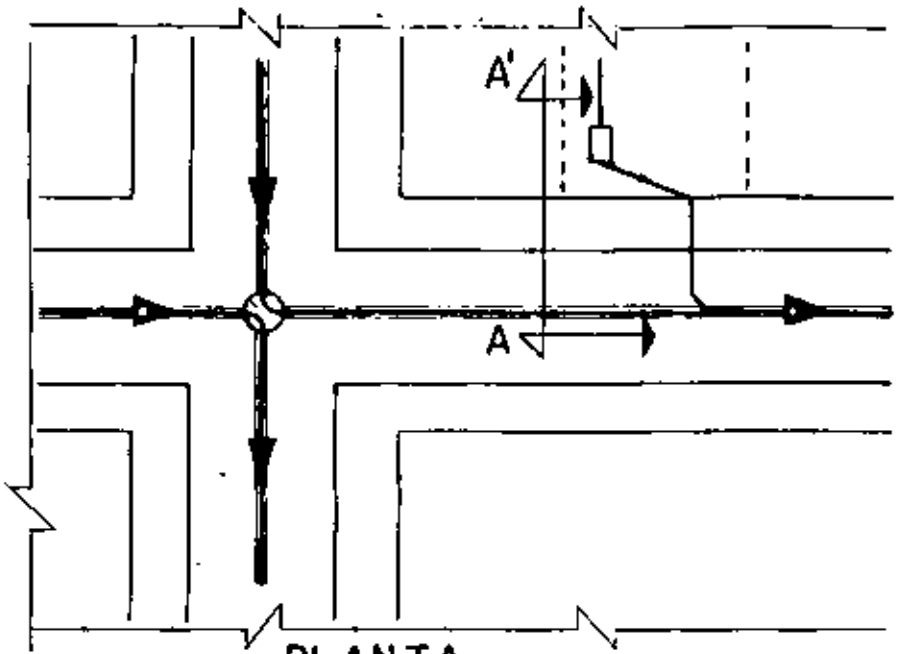
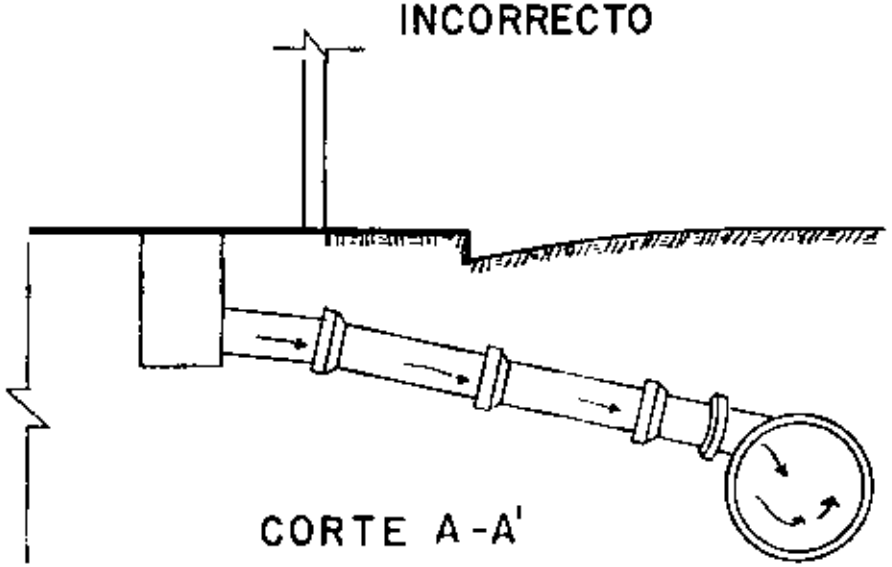


FIG. Nº 3

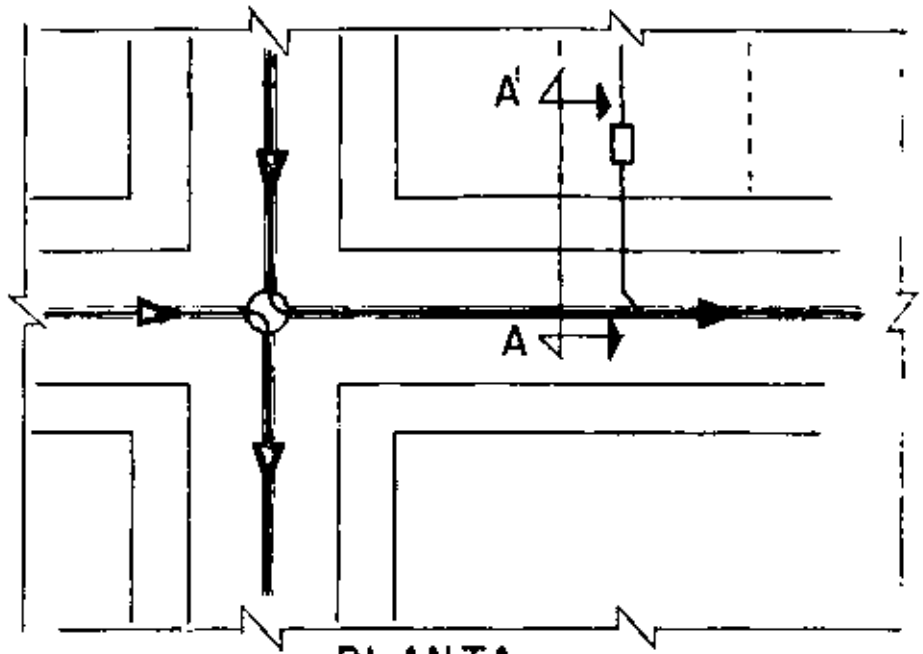


PLANTA

INCORRECTO

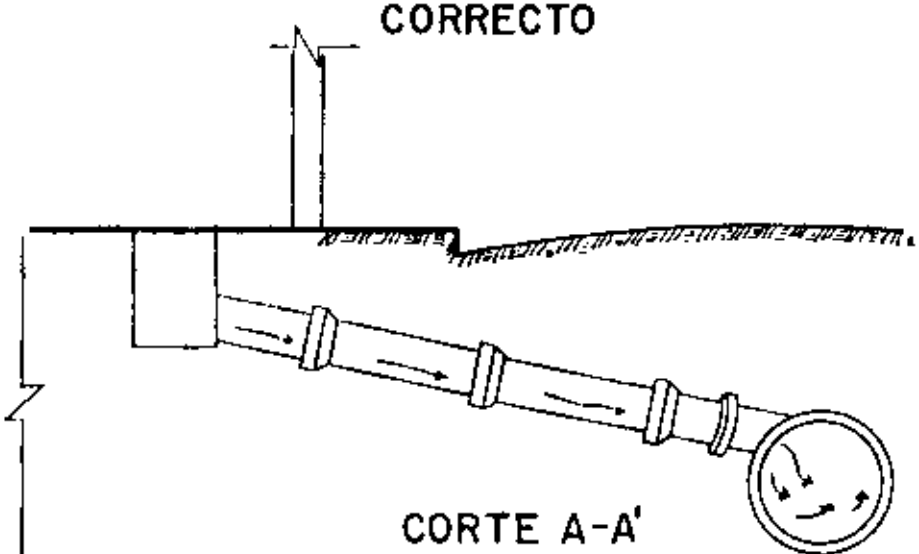


CORTE A-A'



PLANTA

CORRECTO

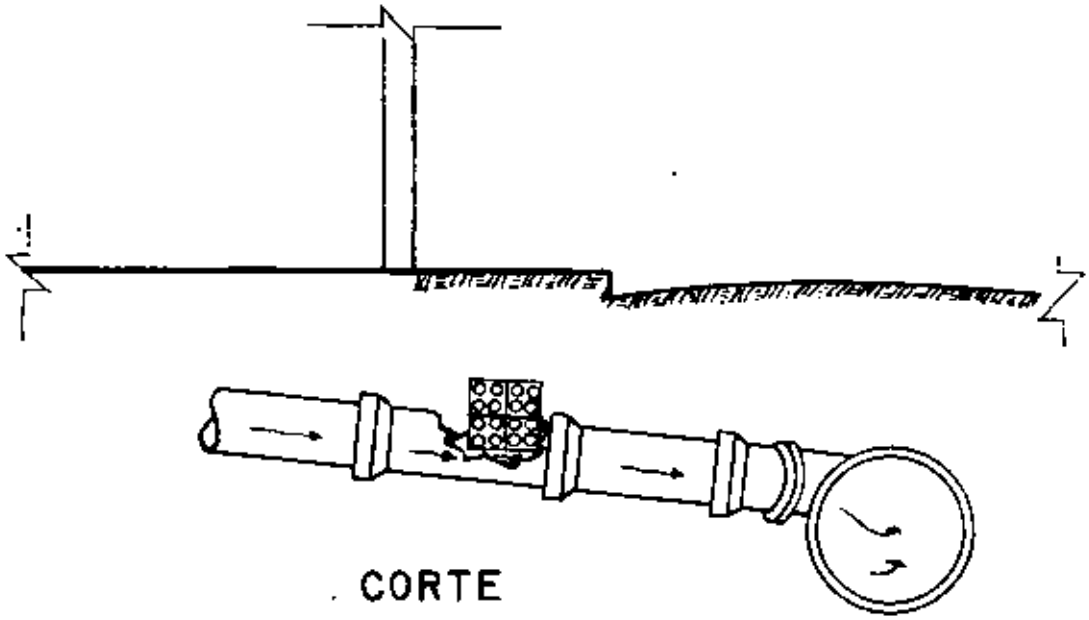


CORTE A-A'

RECOMENDACIONES GENERALES

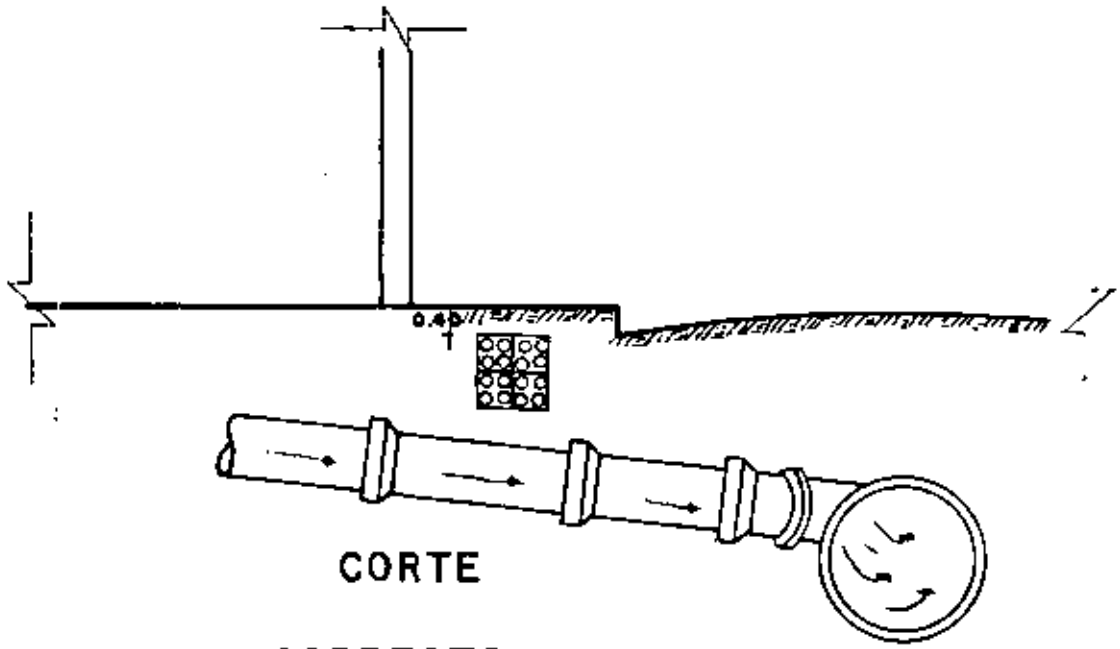
FIG. Nº 4

RECOMENDACIONES GENERALES



CORTE

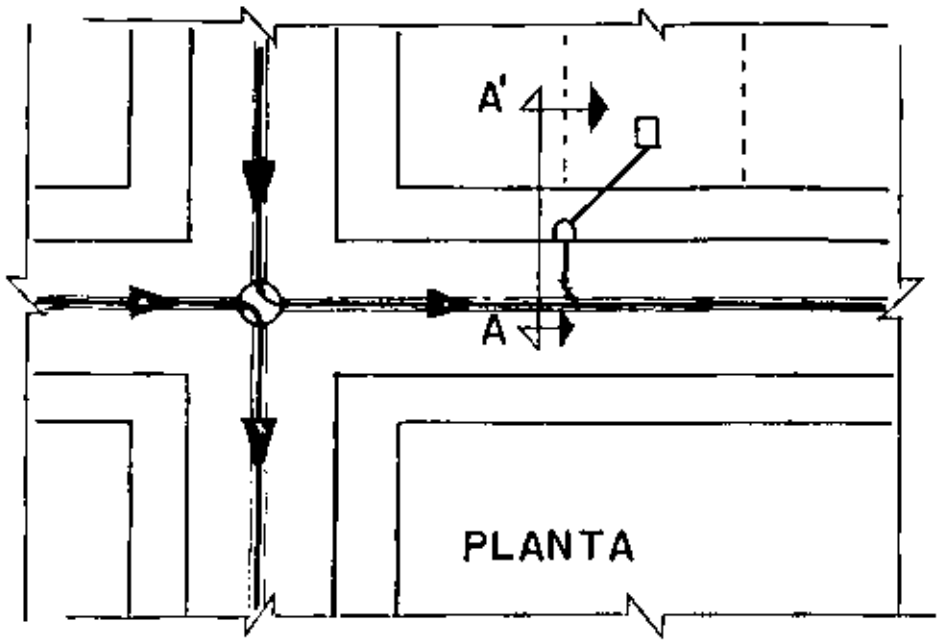
INCORRECTO



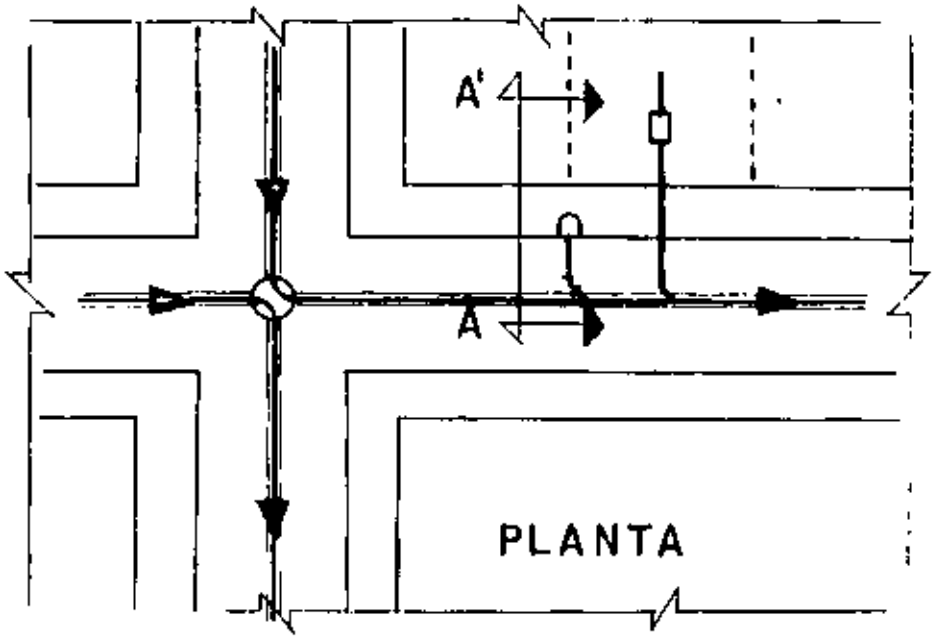
CORTE

CORRECTO

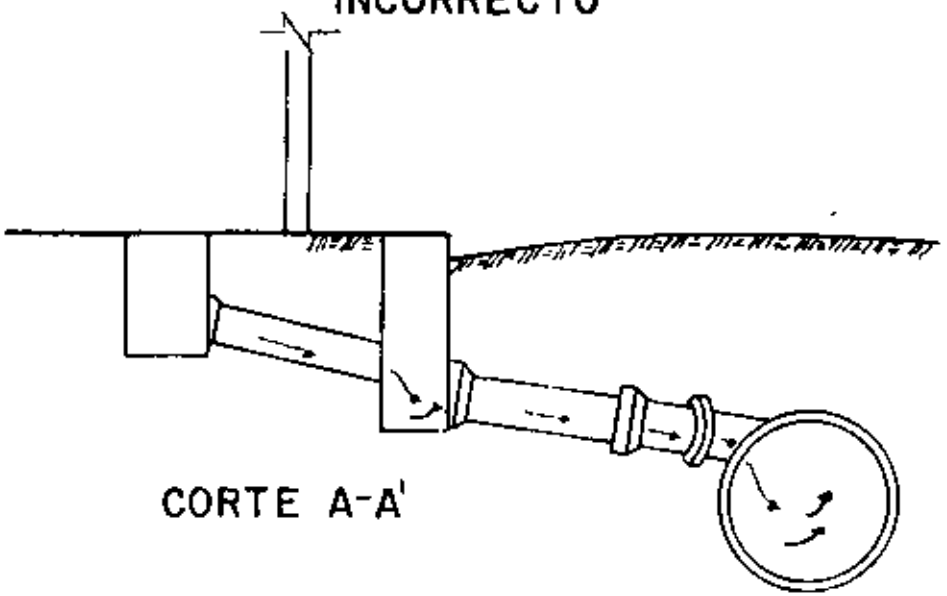
FIG. Nº5



INCORRECTO



CORRECTO



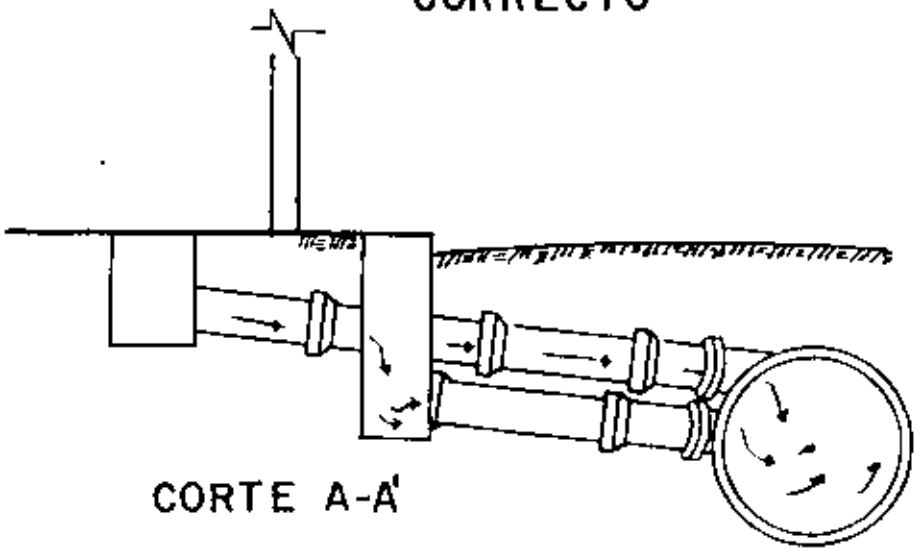
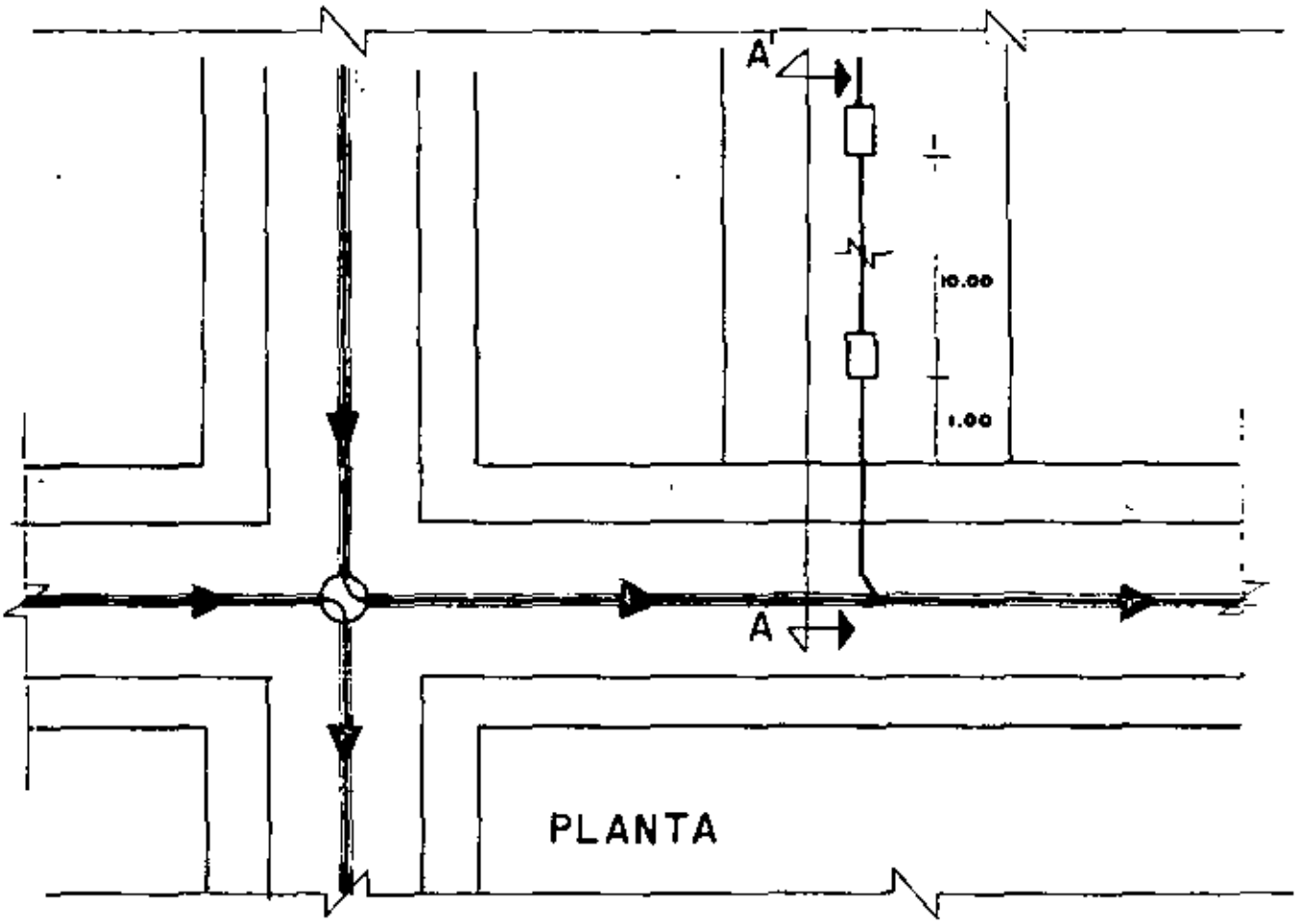


FIG. Nº 6

RECOMENDACIONES GENERALES



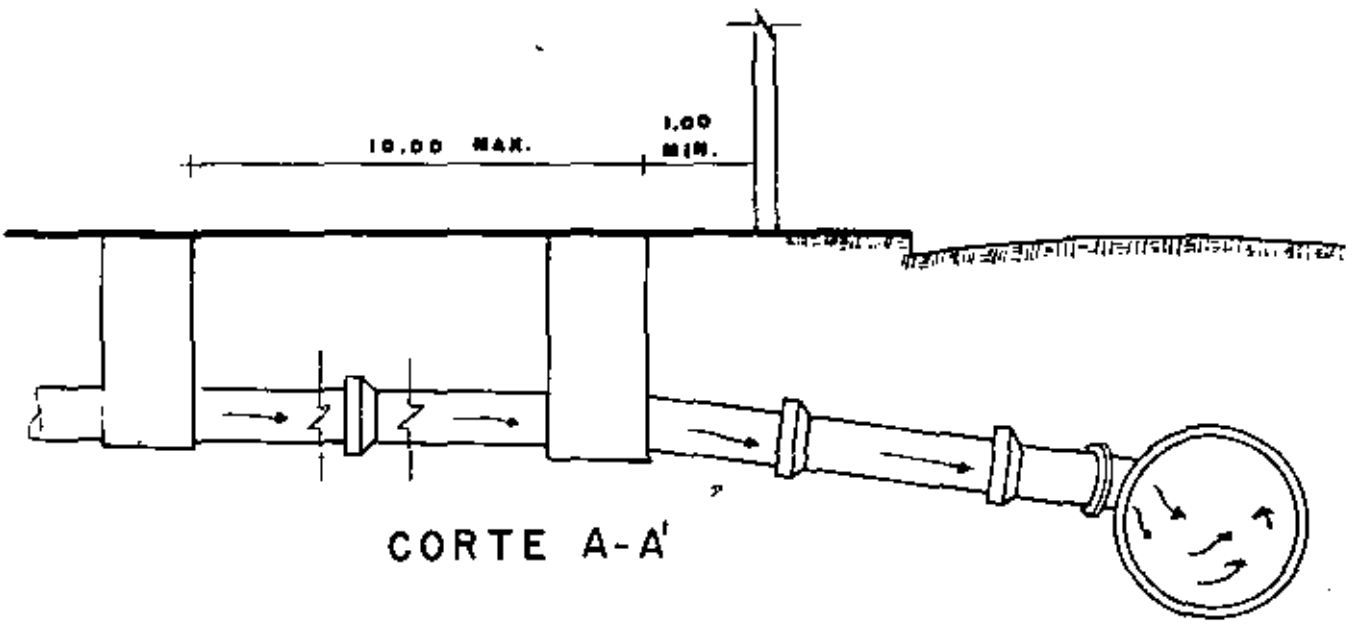


FIG. Nº 7

RECOMENDACIONES GENERALES

RECOMENDACIONES GENERALES

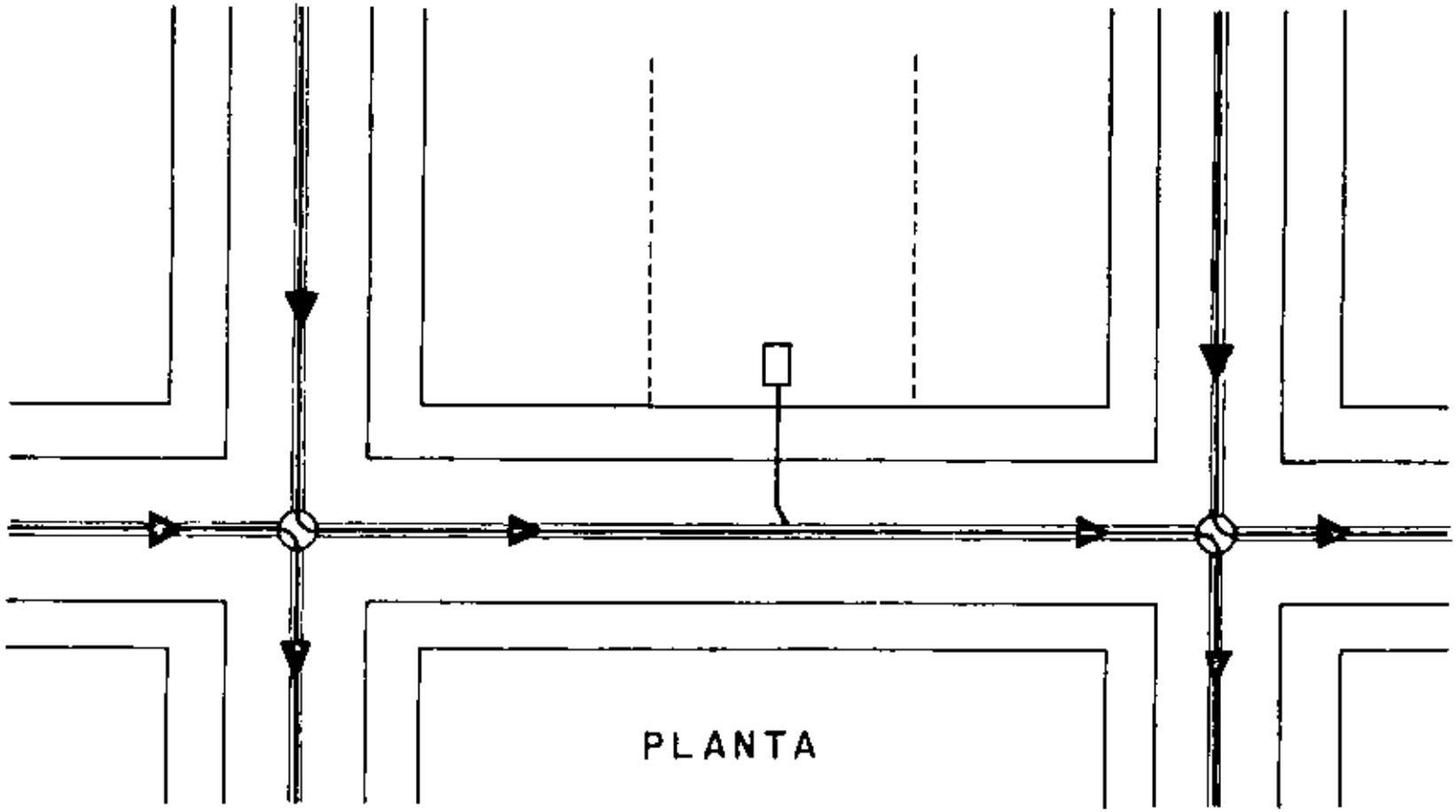
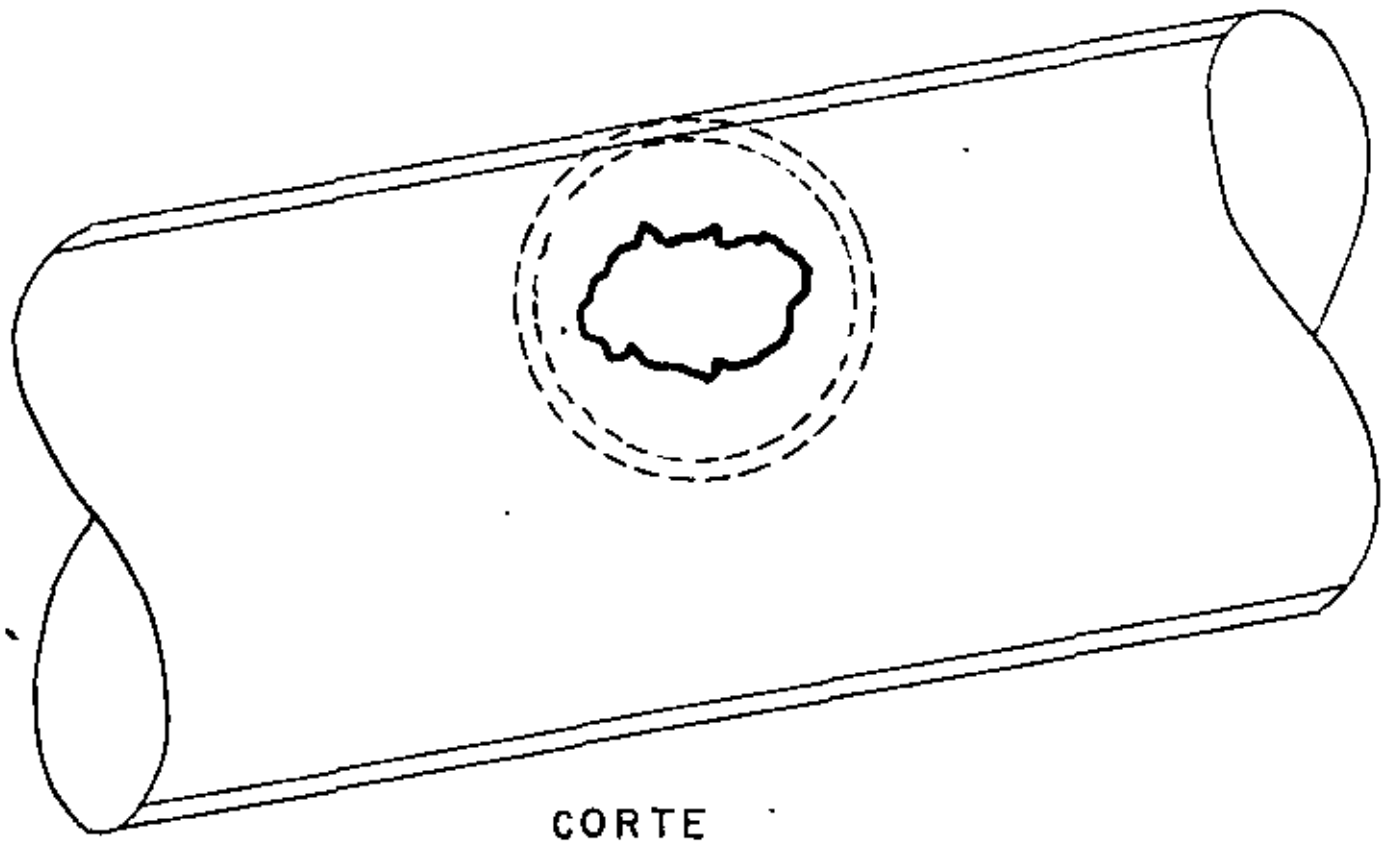


FIG. Nº 8

RECOMENDACIONES GENERALES

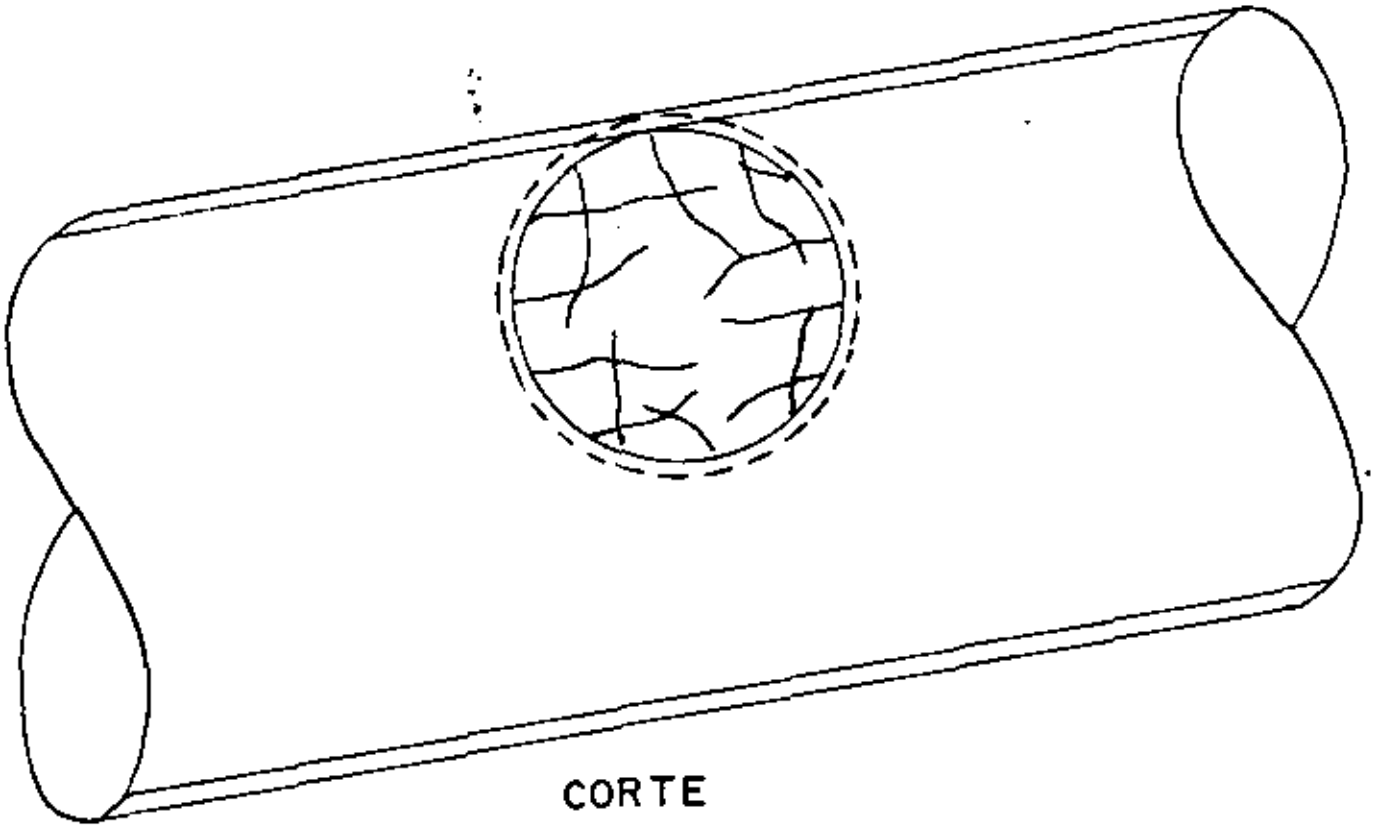


CORTE

INCORRECTO

FIG. Nº 9

RECOMENDACIONES GENERALES

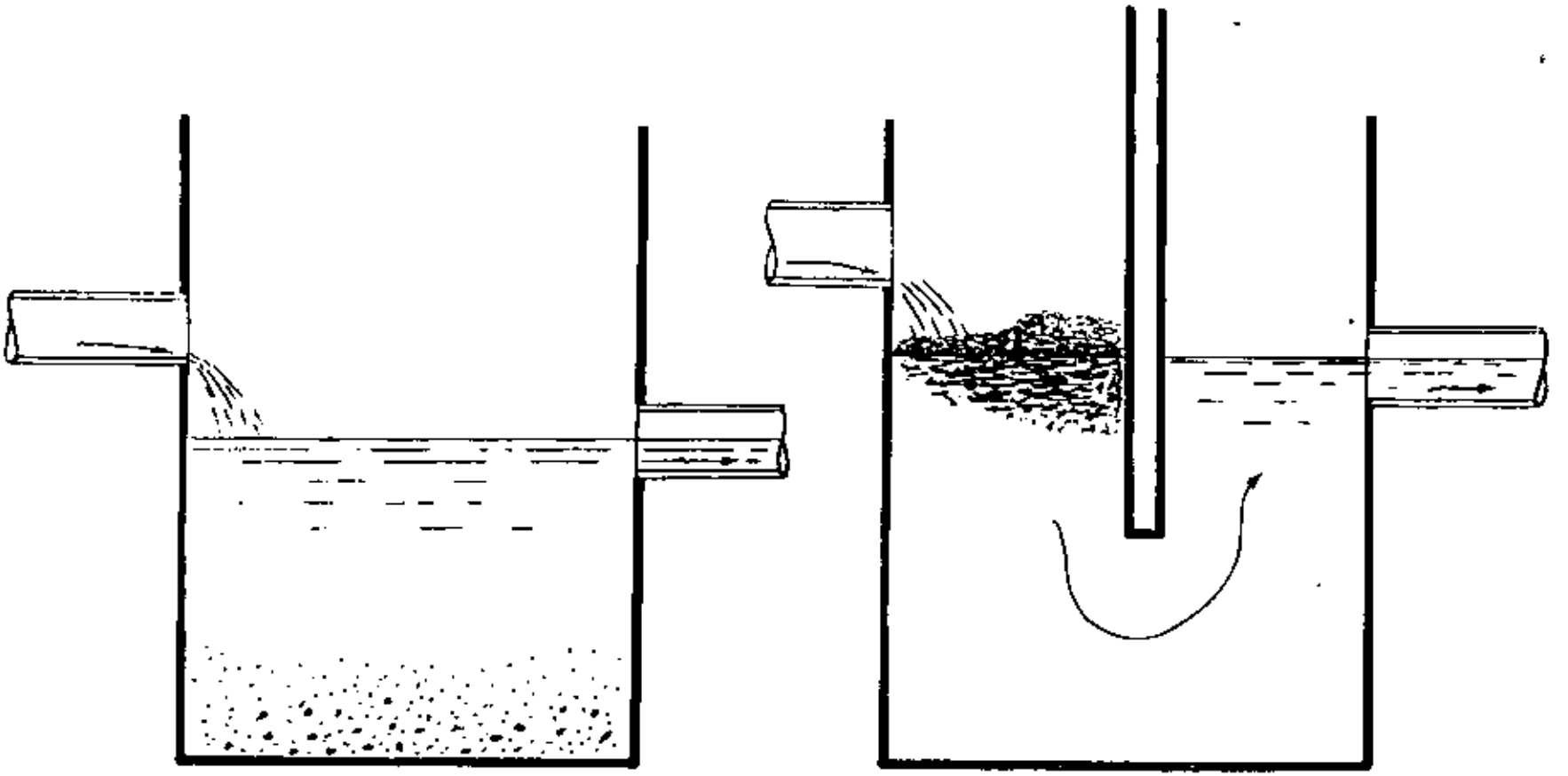


CORTE

INCORRECTO

FIG. Nº 10

RECOMENDACIONES GENERALES

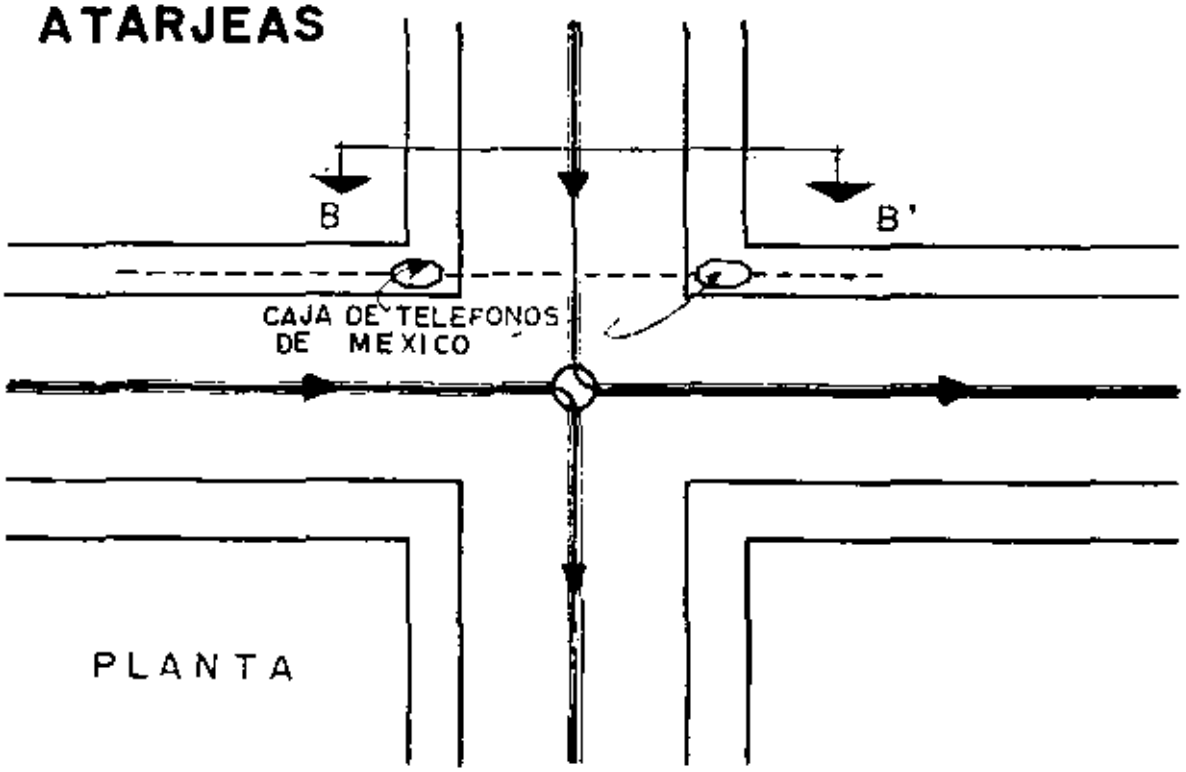


TRAMPA PARA ARENAS

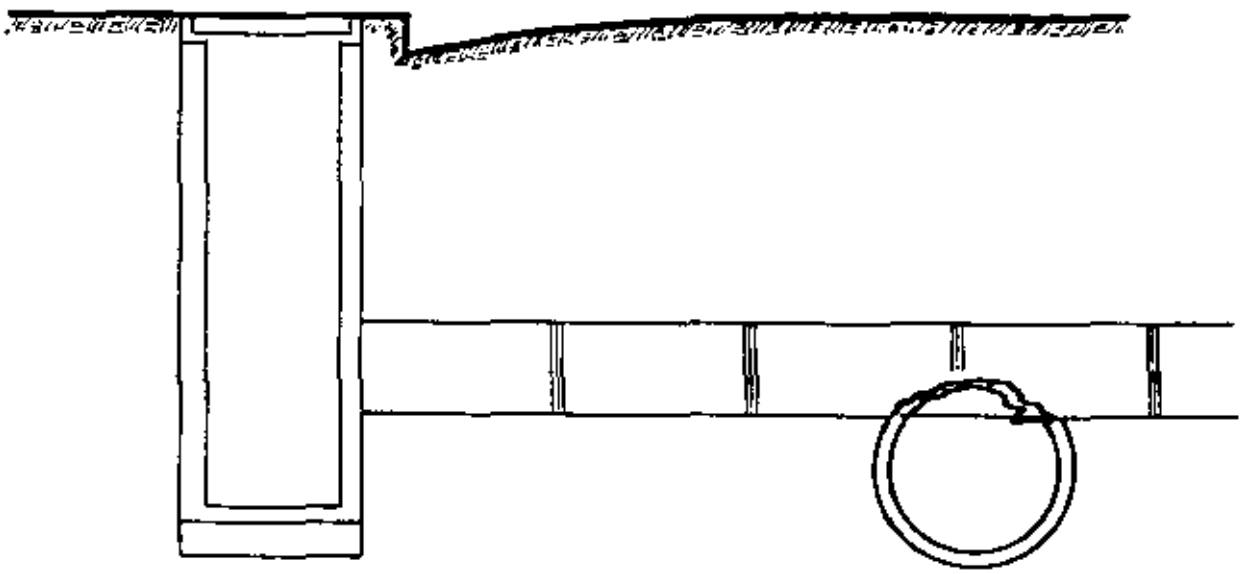
TRAMPA PARA GRASAS

FIGURA 11

ATARJEAS



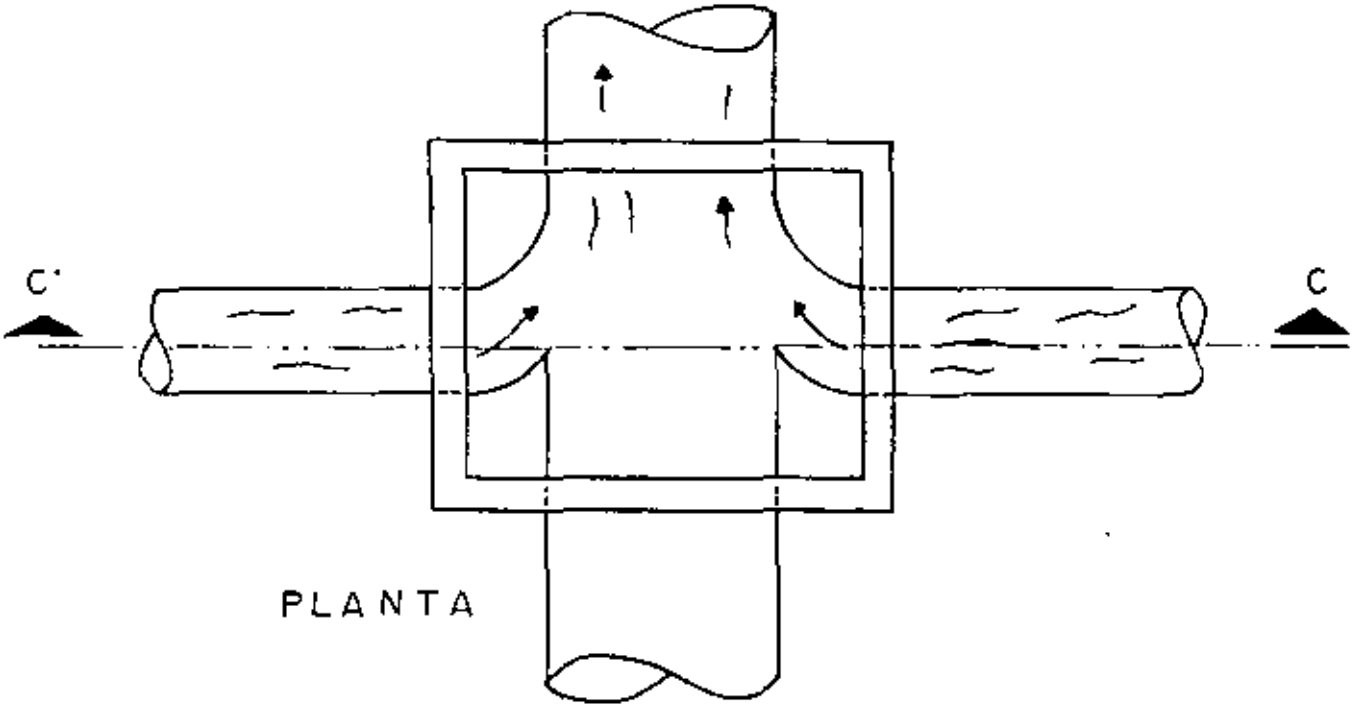
PLANTA



CORTE B—B'

FIG. Nº 2

ATARJEAS



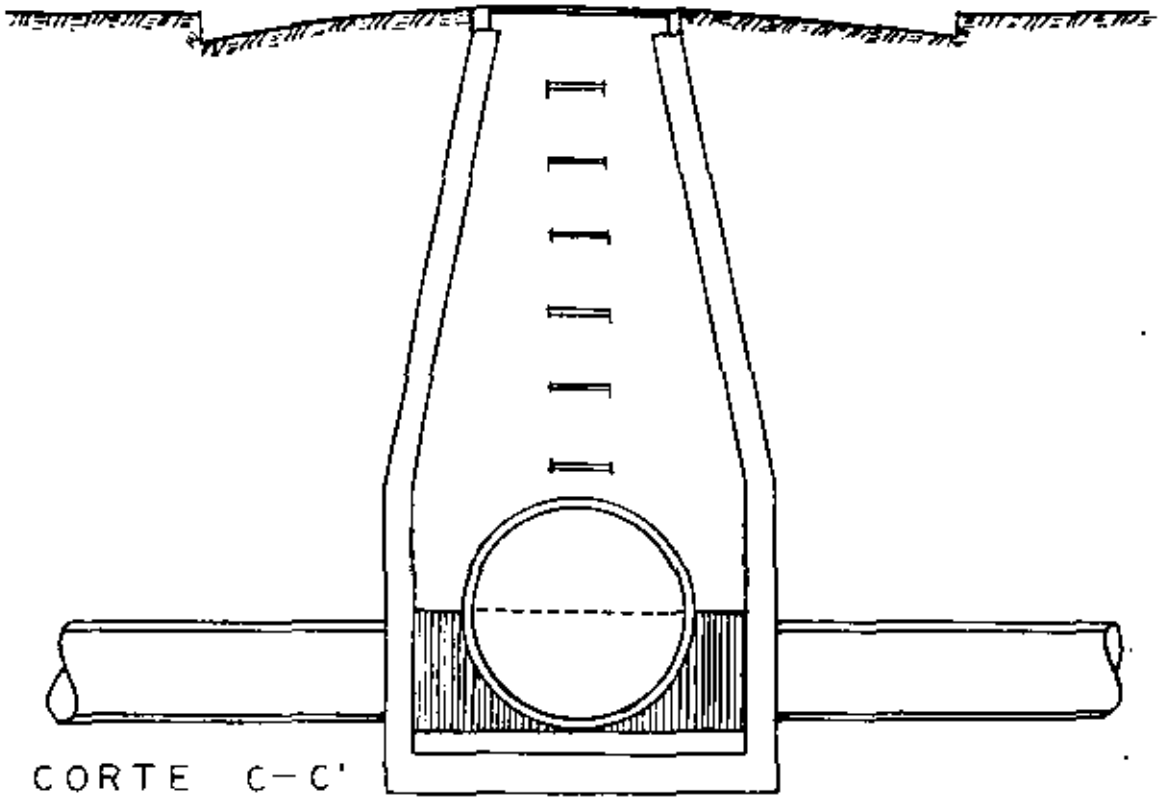


FIG. No. 1

COLADERAS PLUVIALES

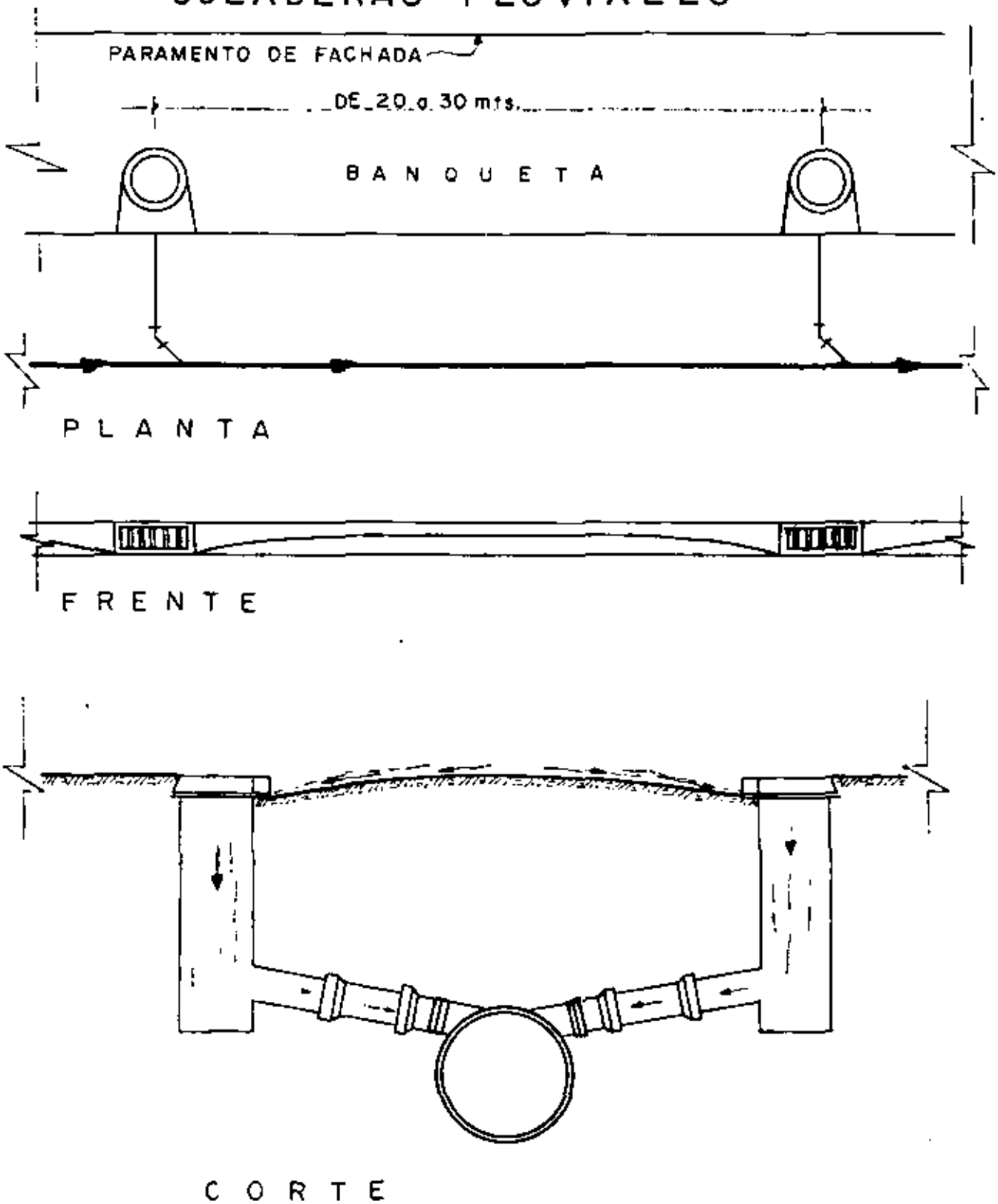


FIG. No. 1

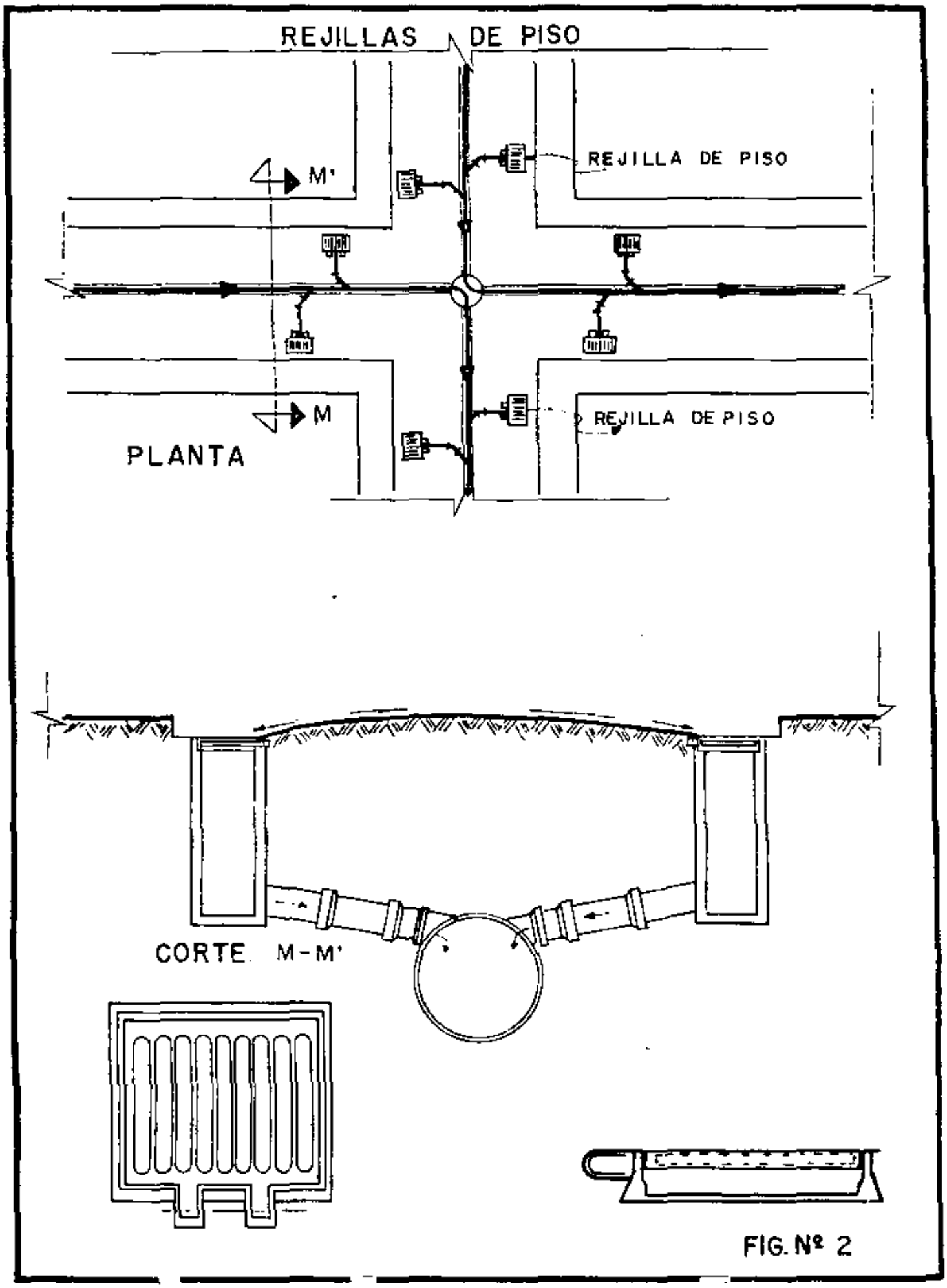
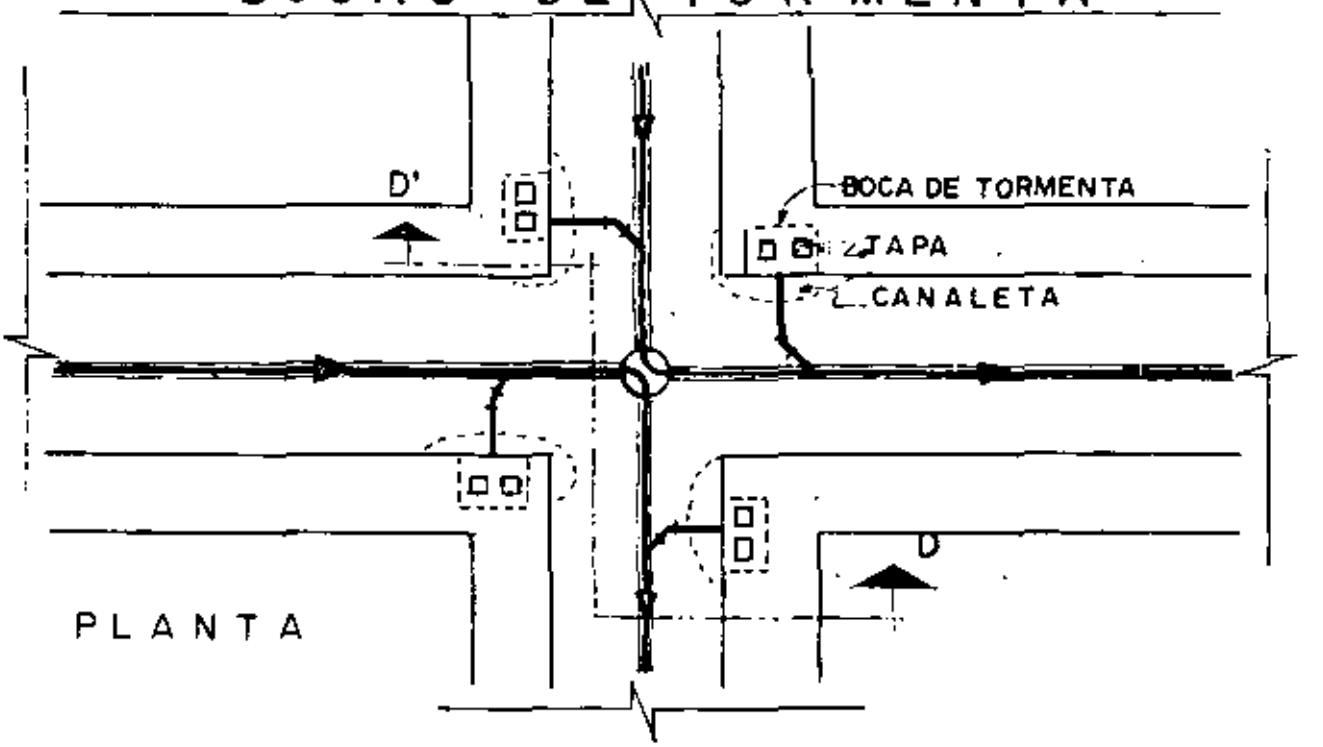
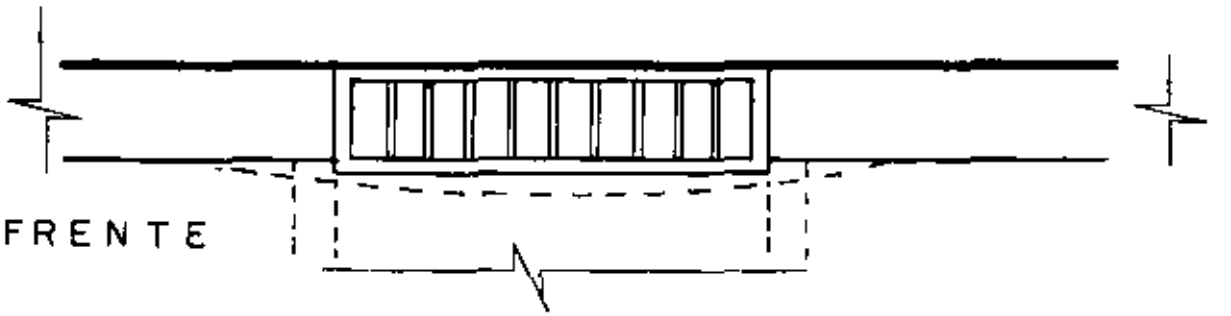

REJILLAS DE PISO
REJILLA DE PISO
M'
M
REJILLA DE PISO
PLANTA
CORTE M-M'

FIG. Nº 2

BOCAS DE TORMENTA





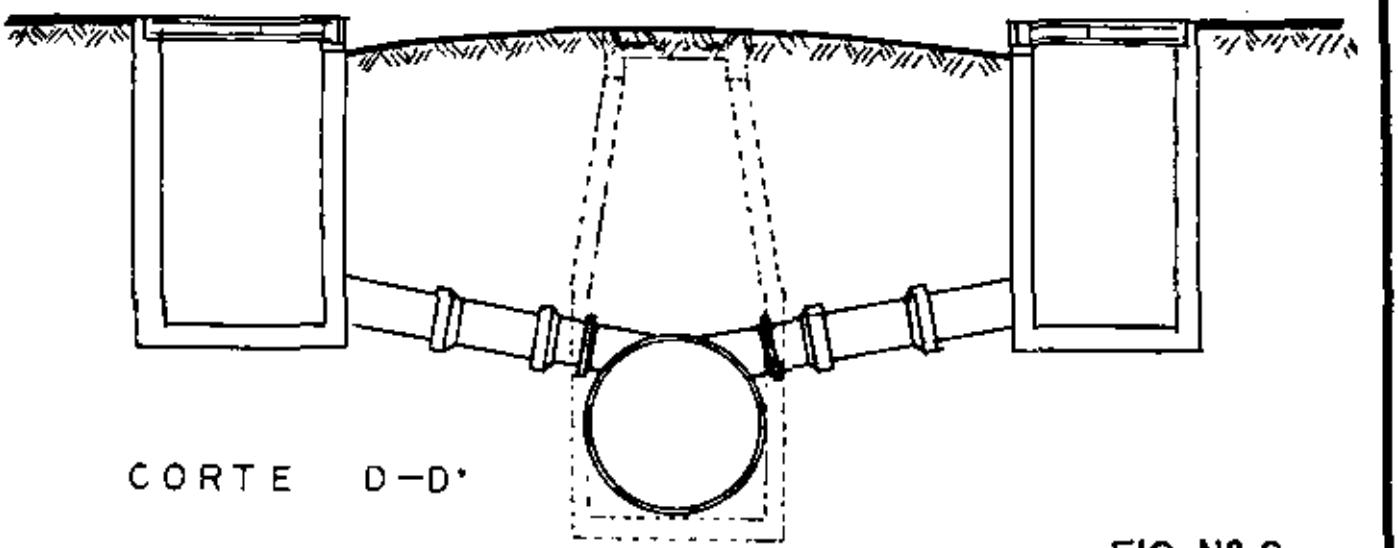
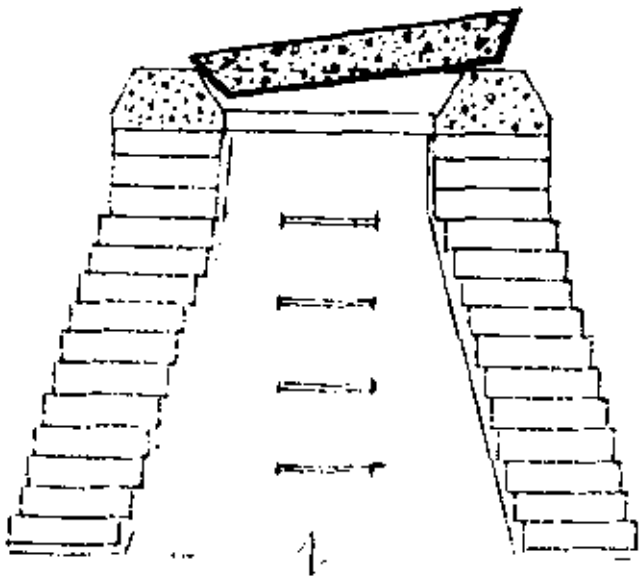


FIG. Nº 2

COLADERAS PLUVIALES



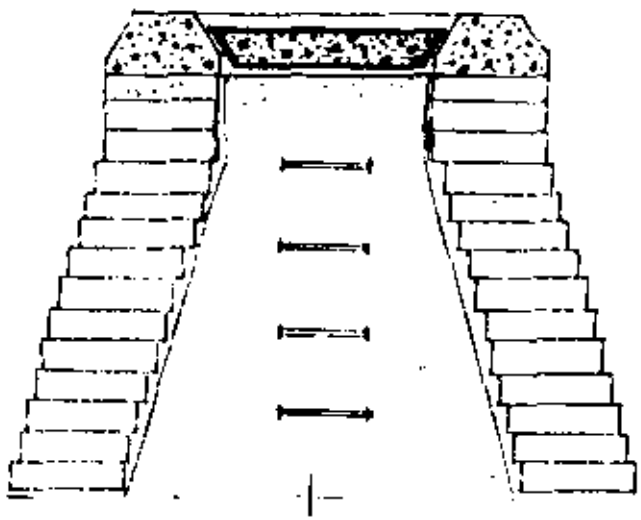


FIG. No. 3

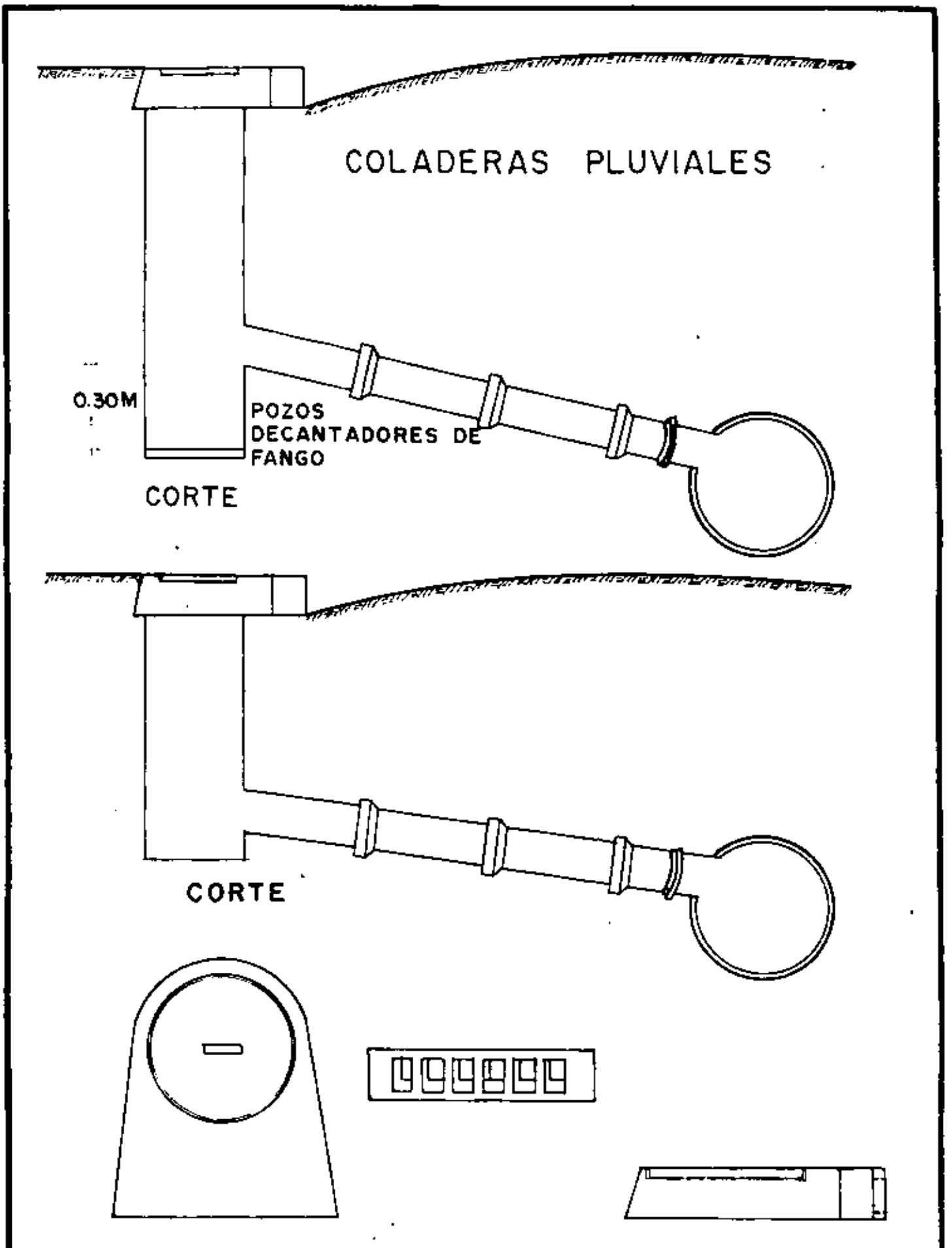

COLADERAS PLUVIALES
0.30M
POZOS
DECANTADORES DE
FANGO
CORTE
CORTE

FIG. Nº 4

COLADERAS PLUVIALES

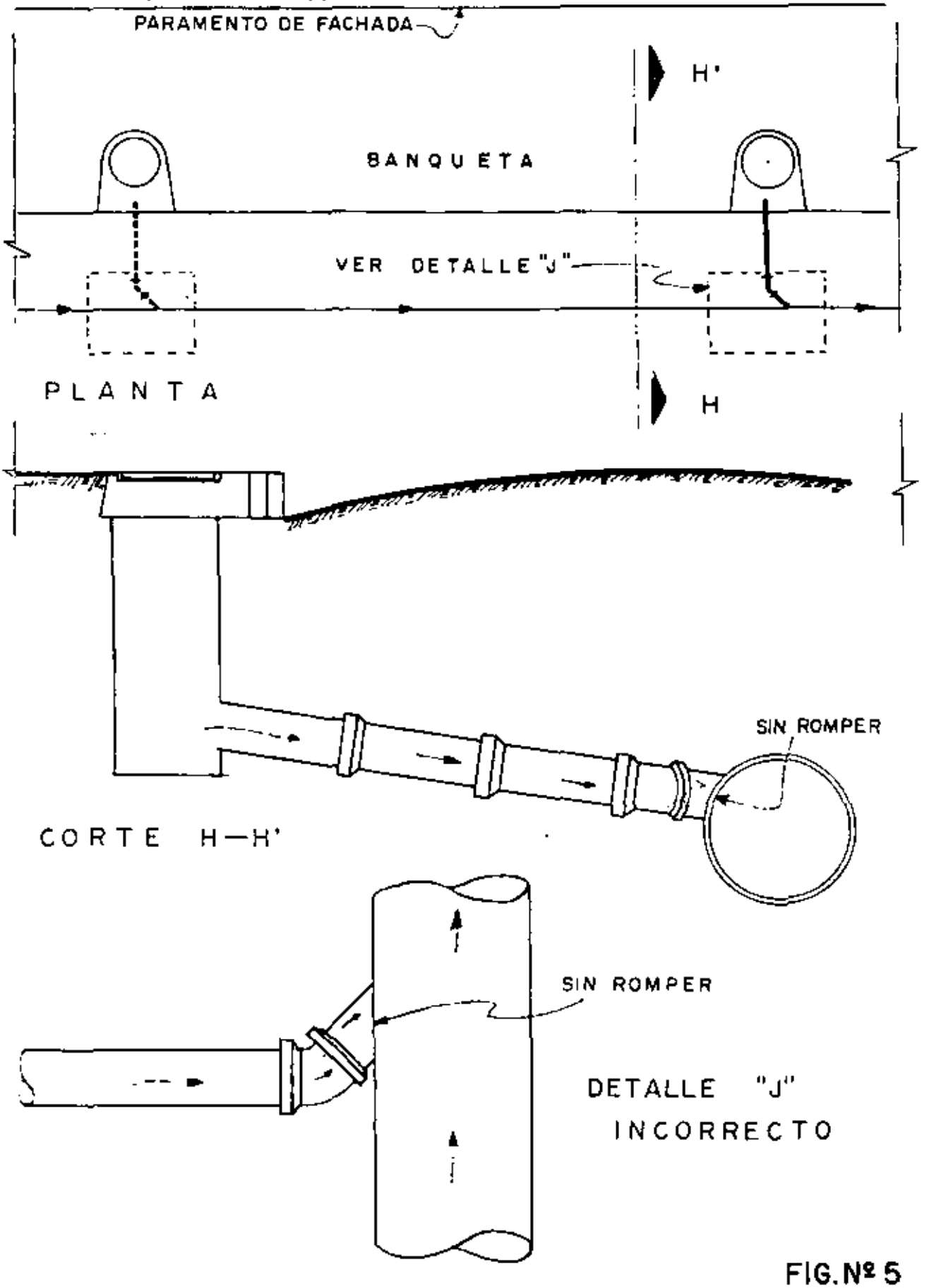
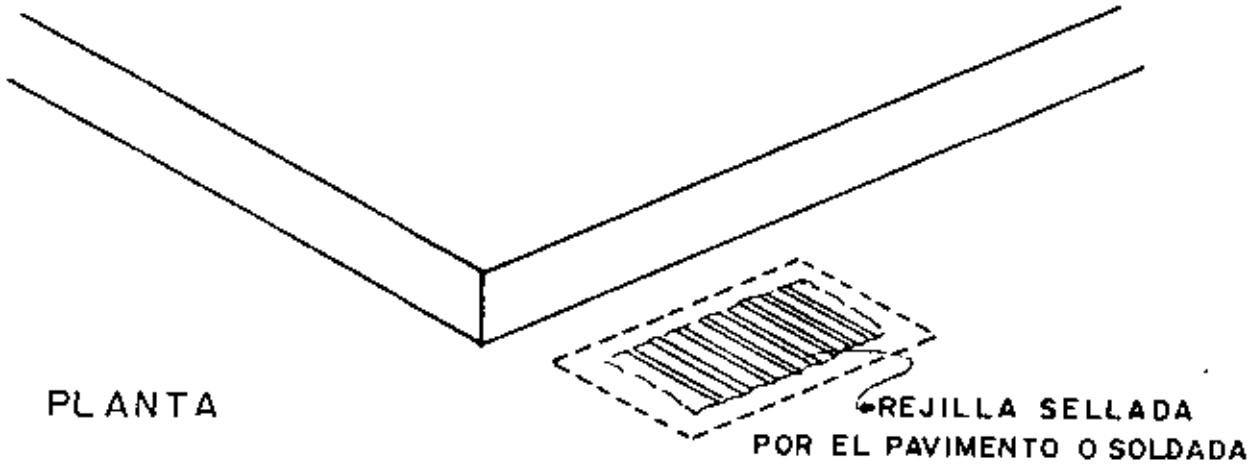


FIG. Nº 5

COLADERAS PLUVIALES FIJAS



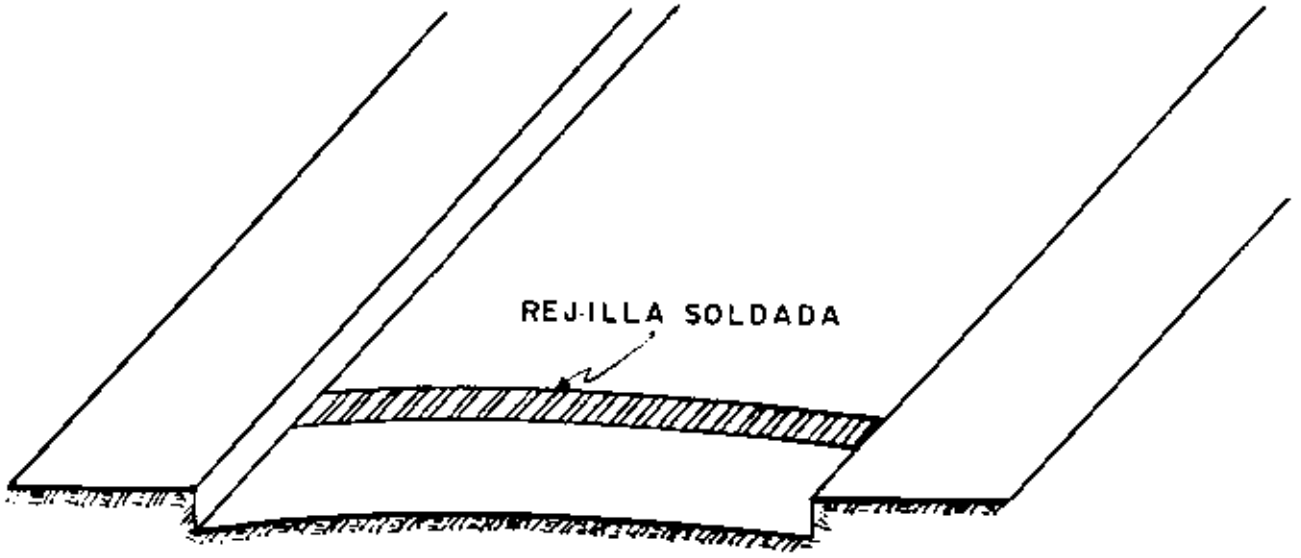
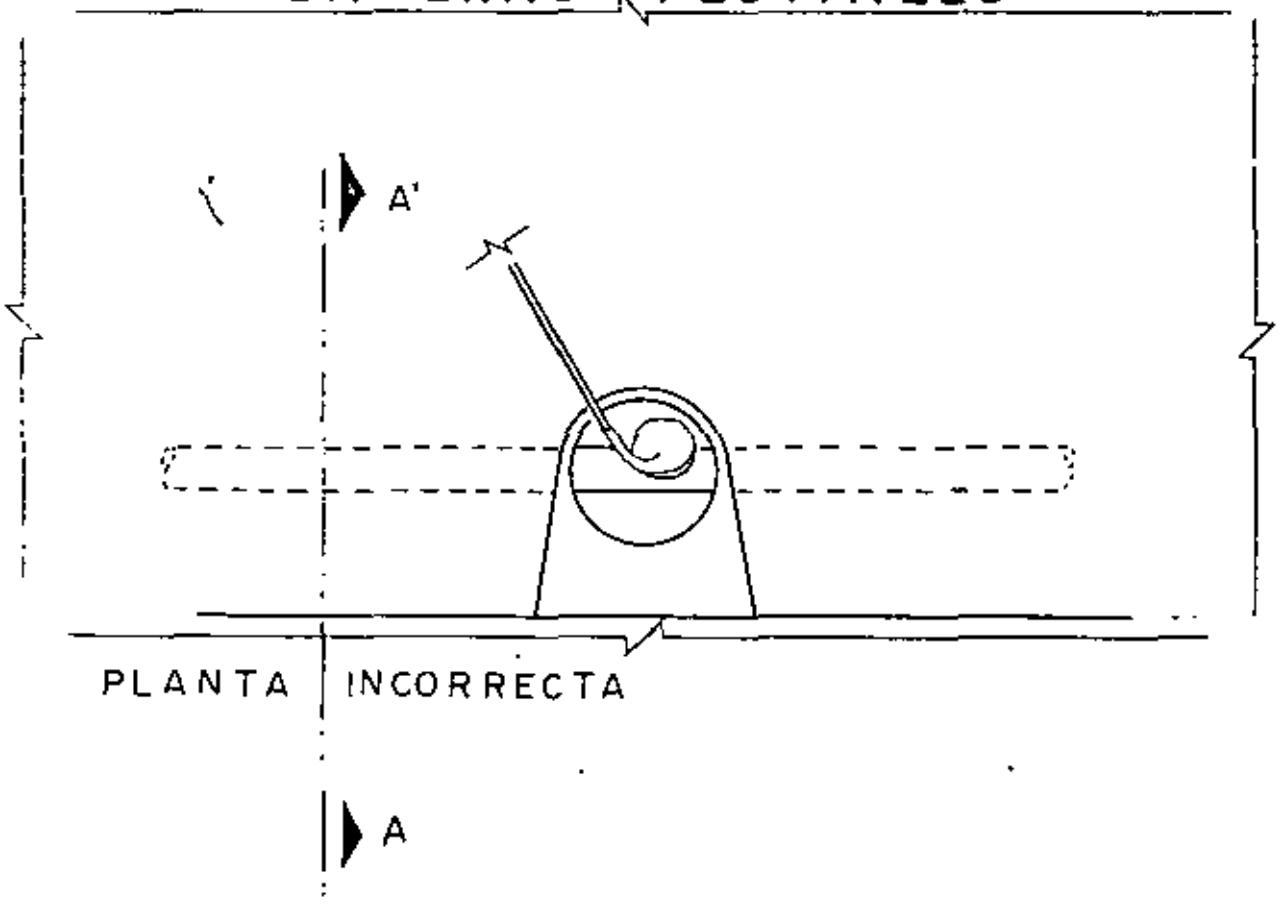
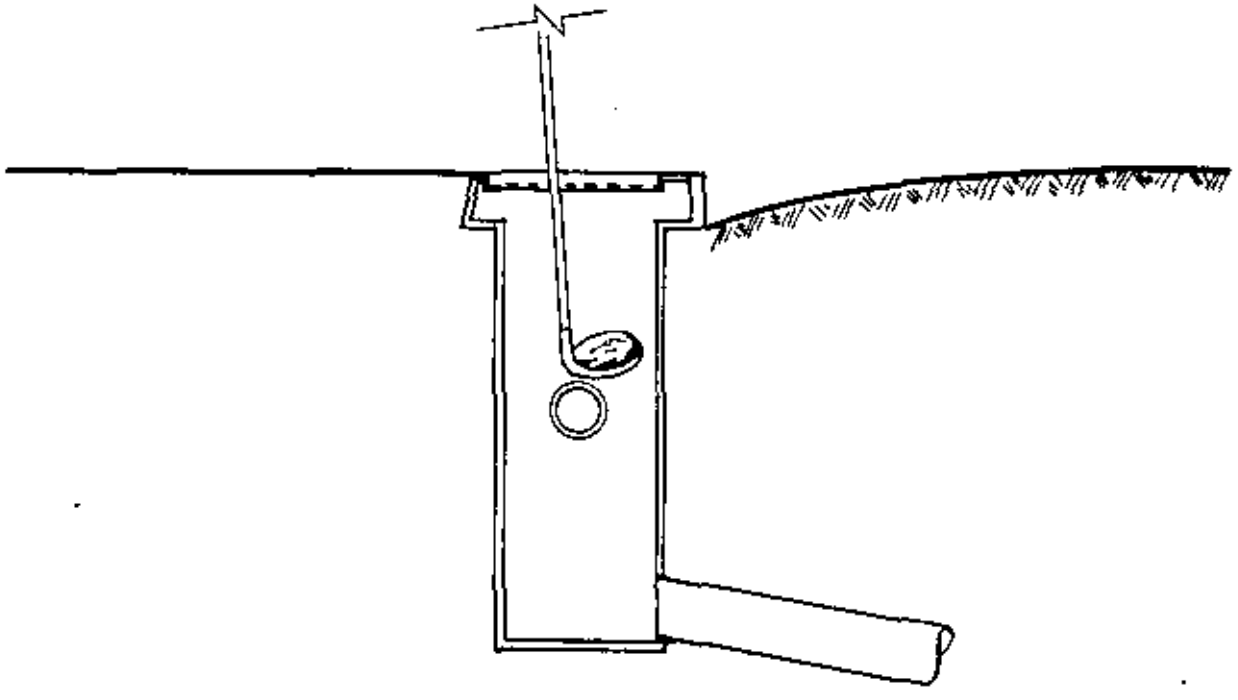


FIG. Nº6

COLADERAS PLUVIALES



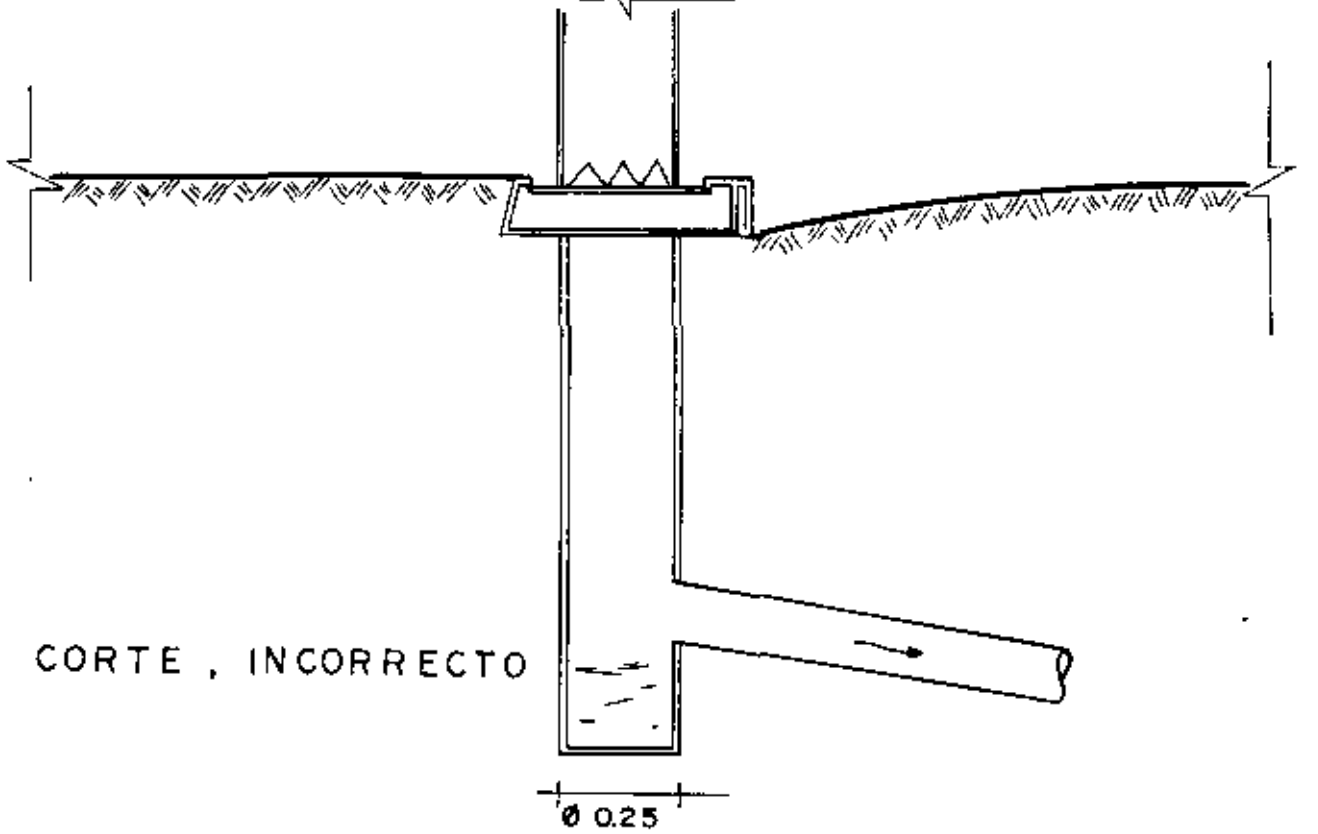
PLANTA INCORRECTA



CORTE INCORRECTO A—A'

FIG. Nº 7

COLADERAS PLUVIALES



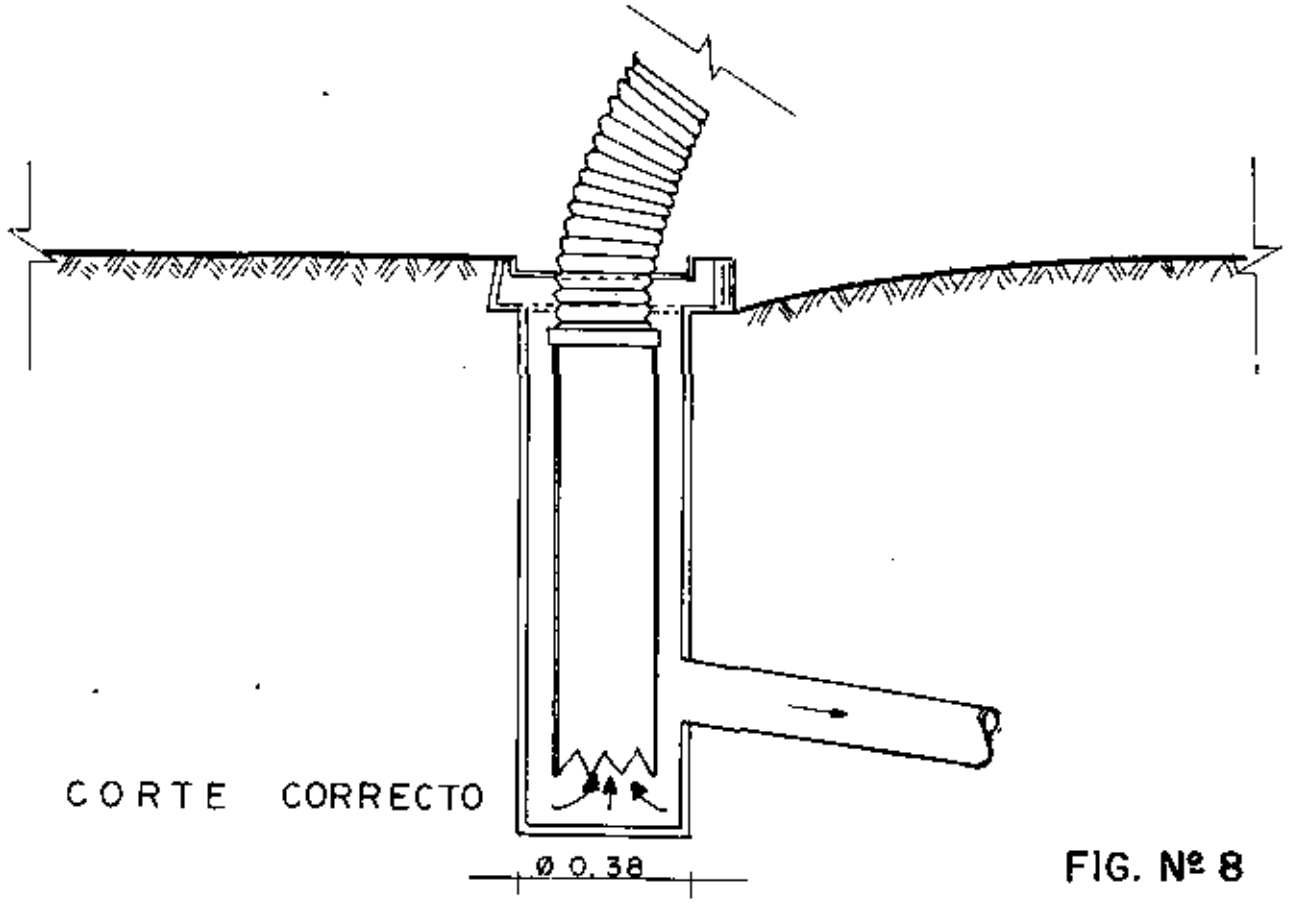


FIG. Nº 8

POZOS ESPECIALES SOBRE COLECTORES

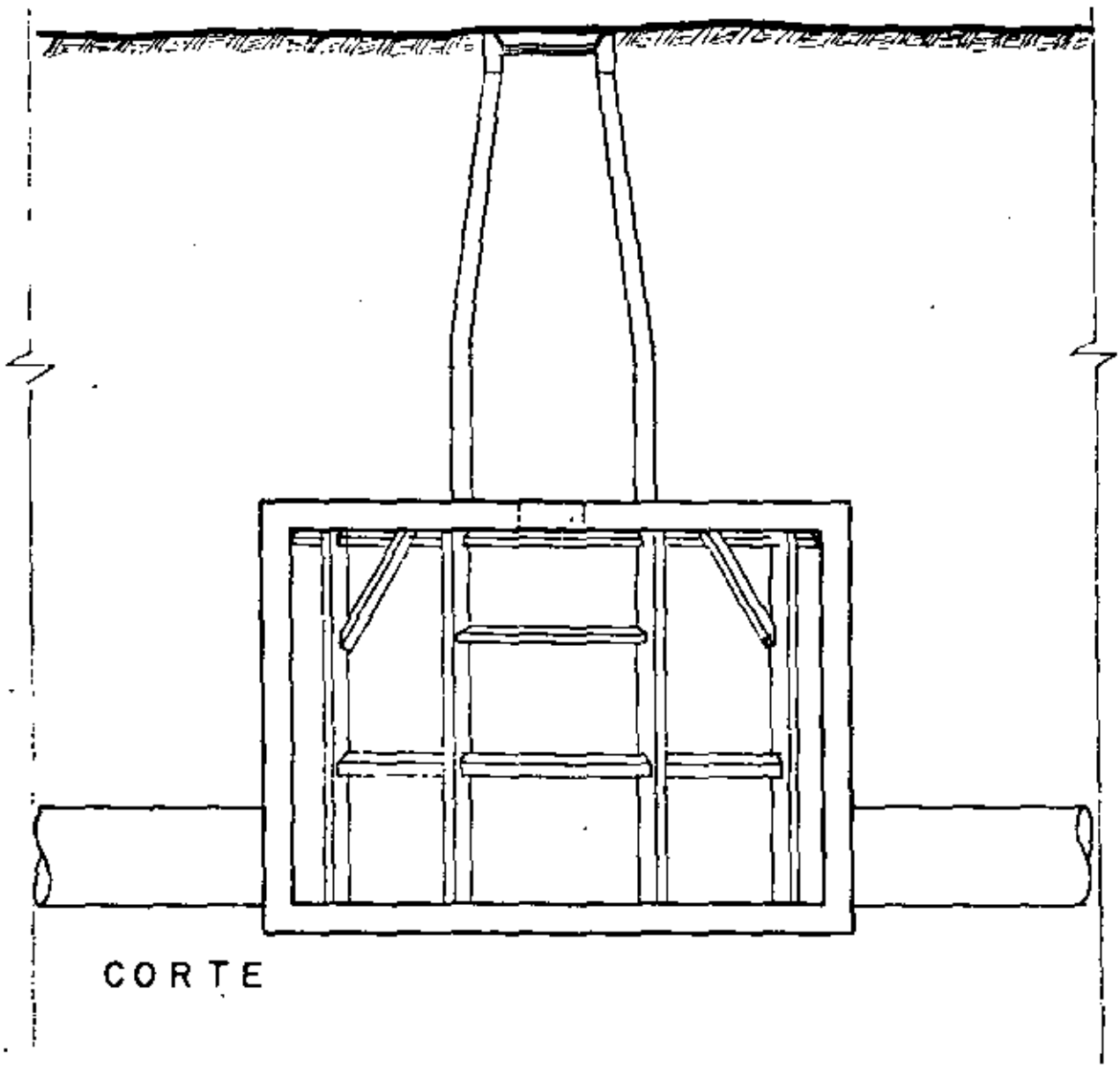
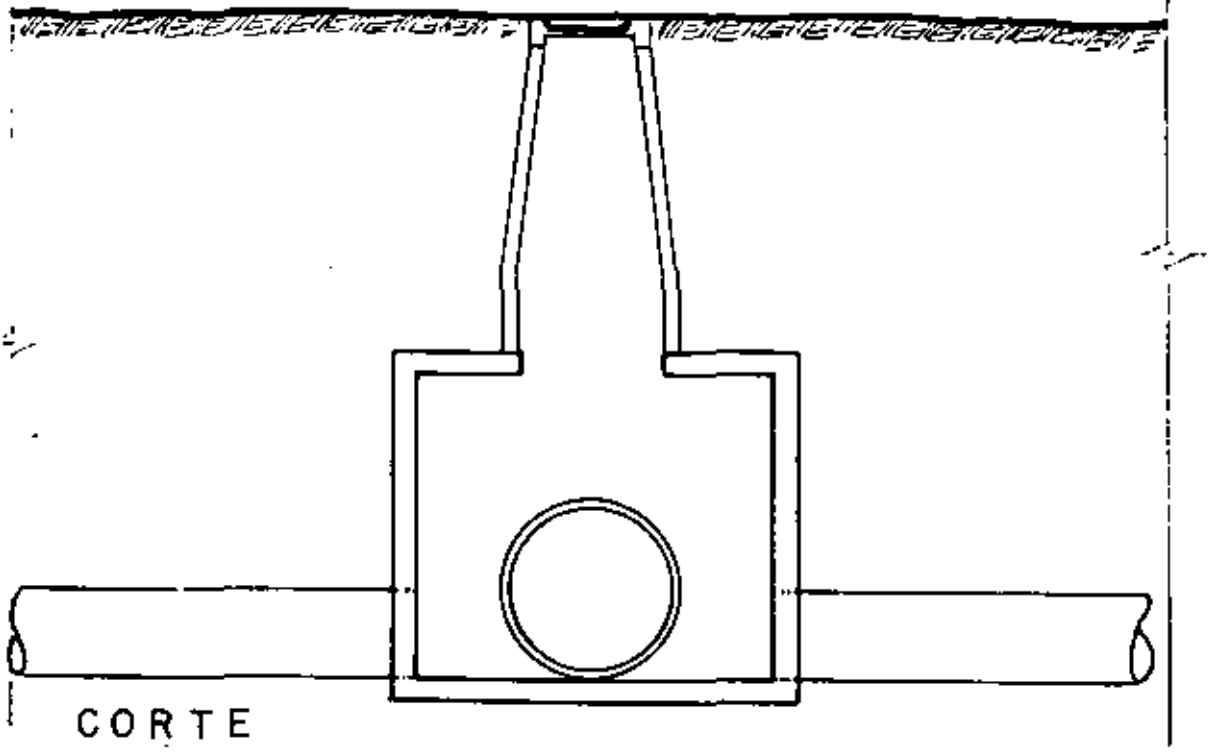


FIG. No 1 y 2

POZOS ESPECIALES SOBRE COLECTORES



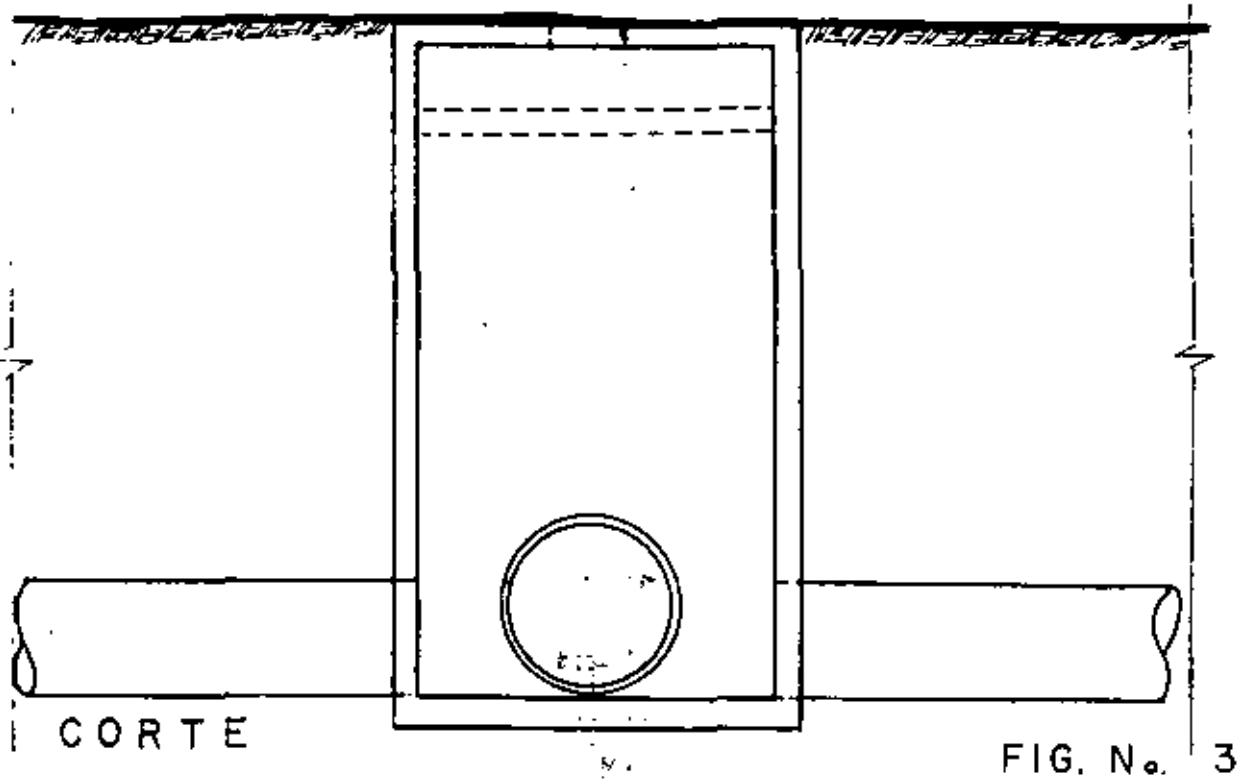
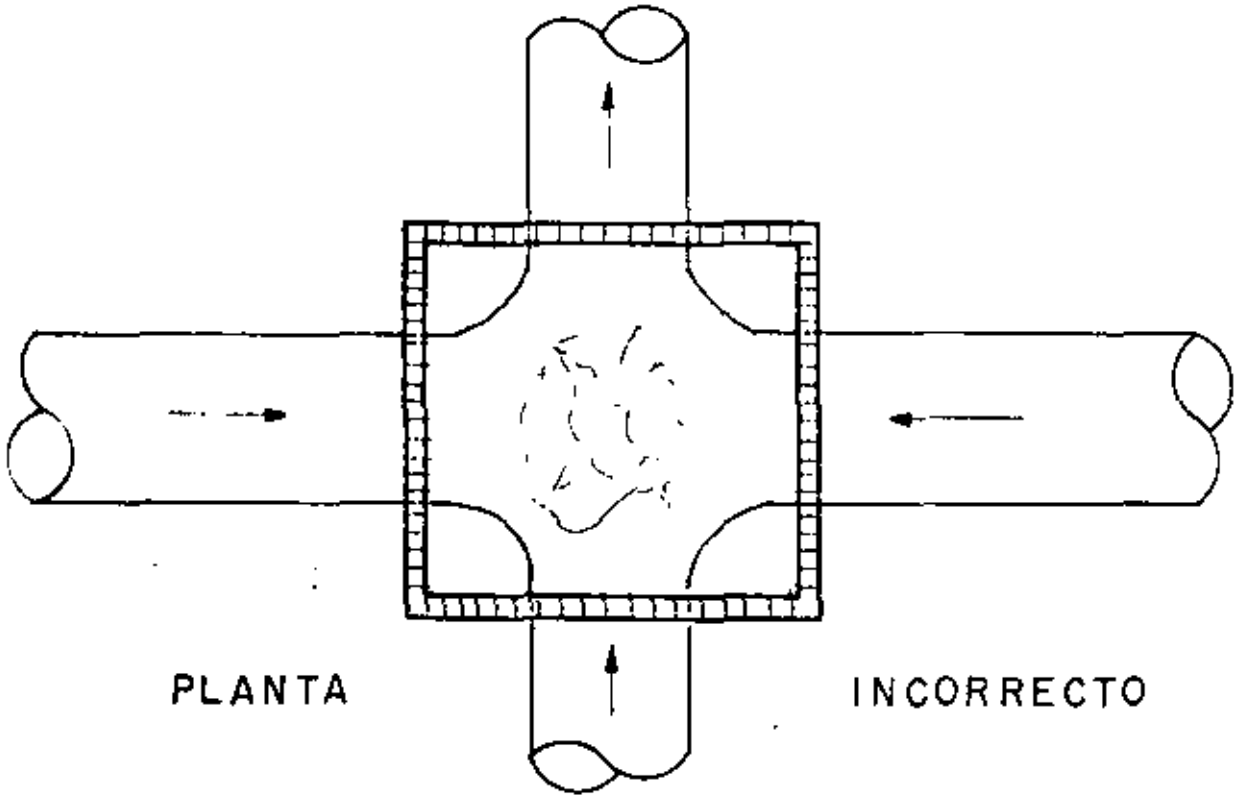
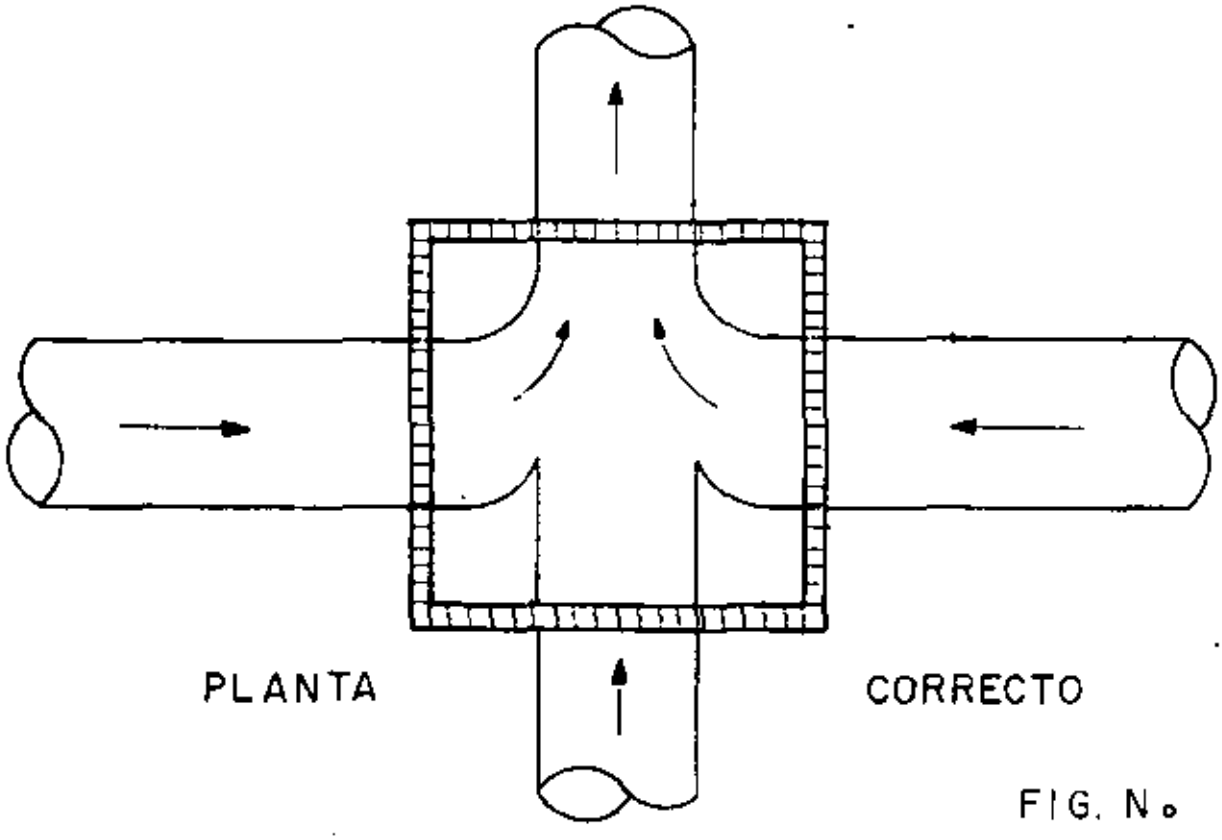


FIG. No. 3

POZOS ESPECIALES SOBRE COLECTORES



PLANTA INCORRECTO



PLANTA CORRECTO

FIG. No 5

POZOS ESPECIALES SOBRE COLECTORES

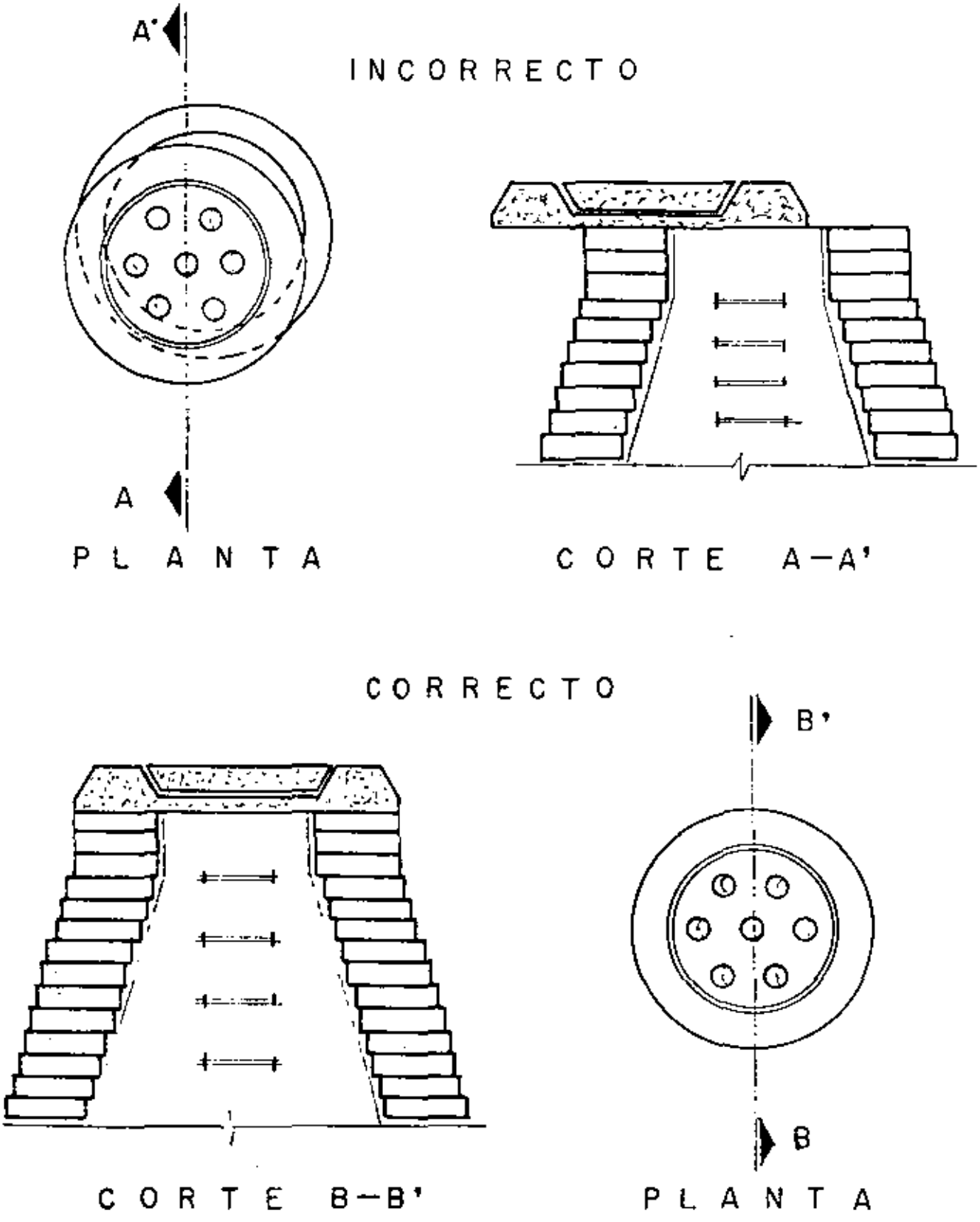
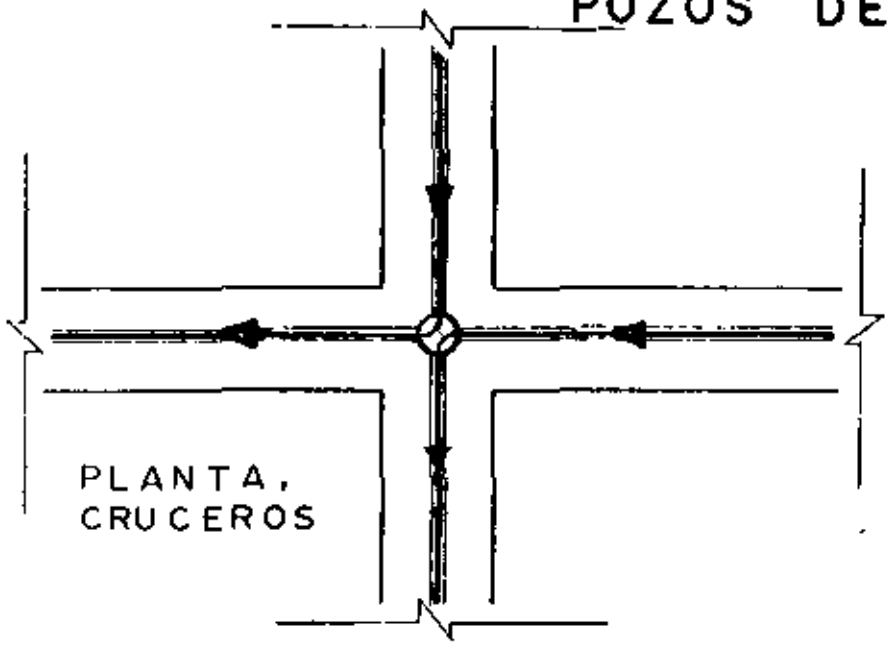
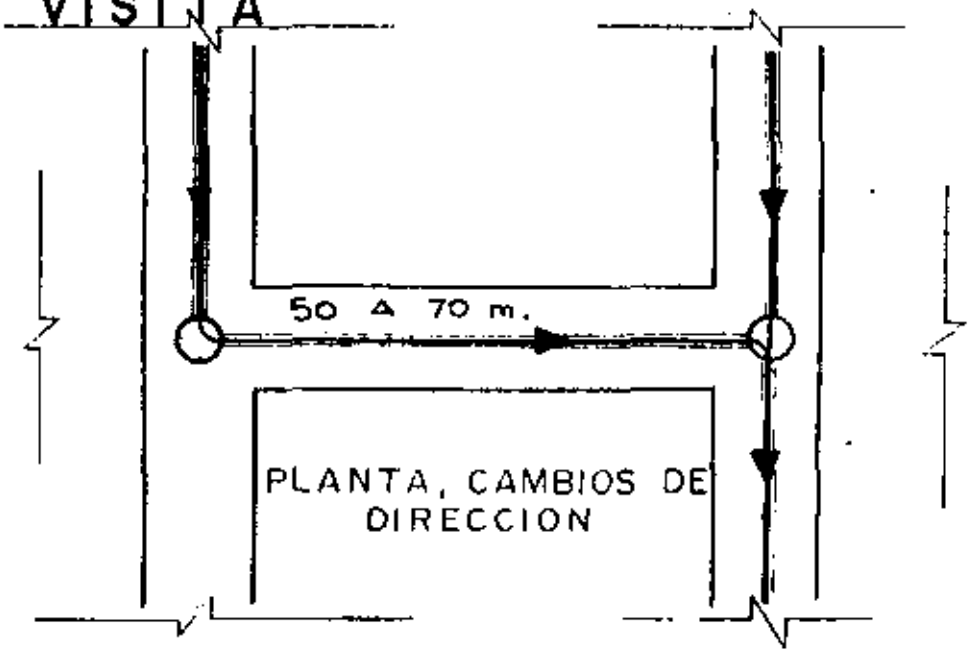


FIG. No 6

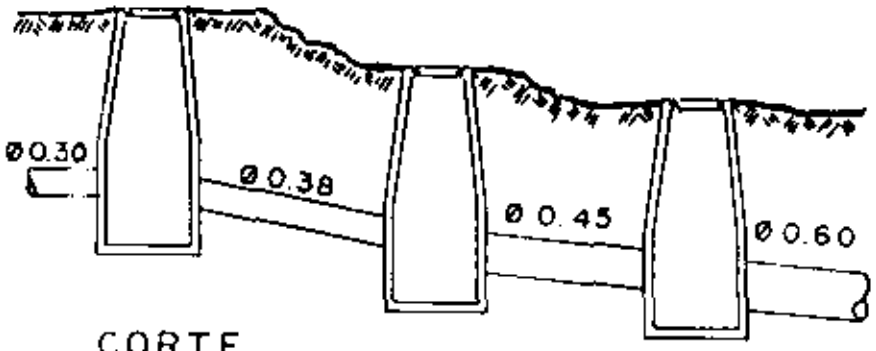
POZOS DE VISITA



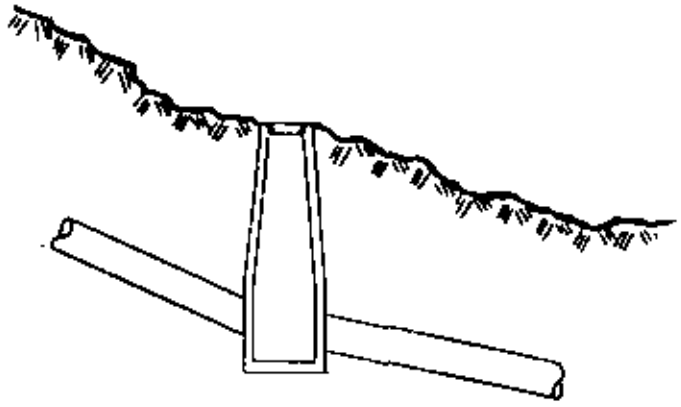
PLANTA, CRUCEROS



PLANTA, CAMBIOS DE DIRECCION



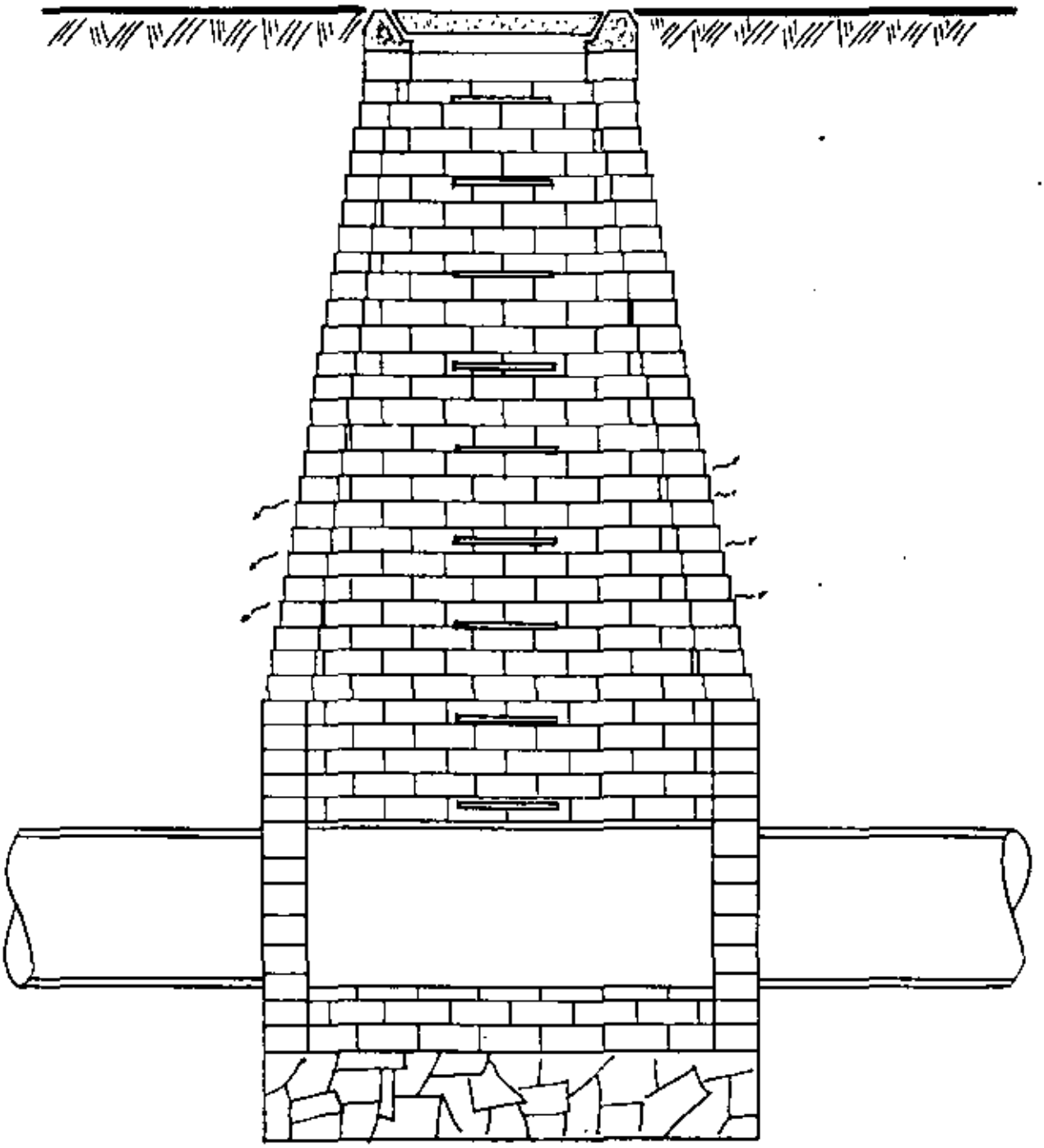
CORTE, CAMBIOS DE DIAMETRO



CORTE, CAMBIOS DE PENDIENTE

FIG. No. 1

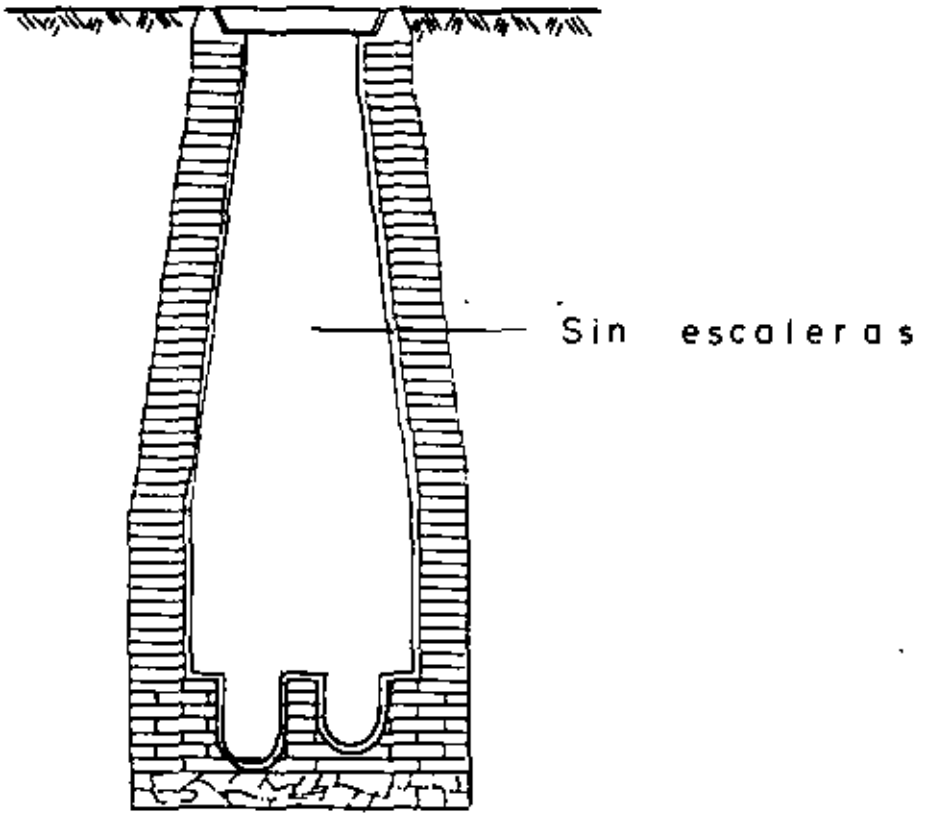
POZOS DE VISITA



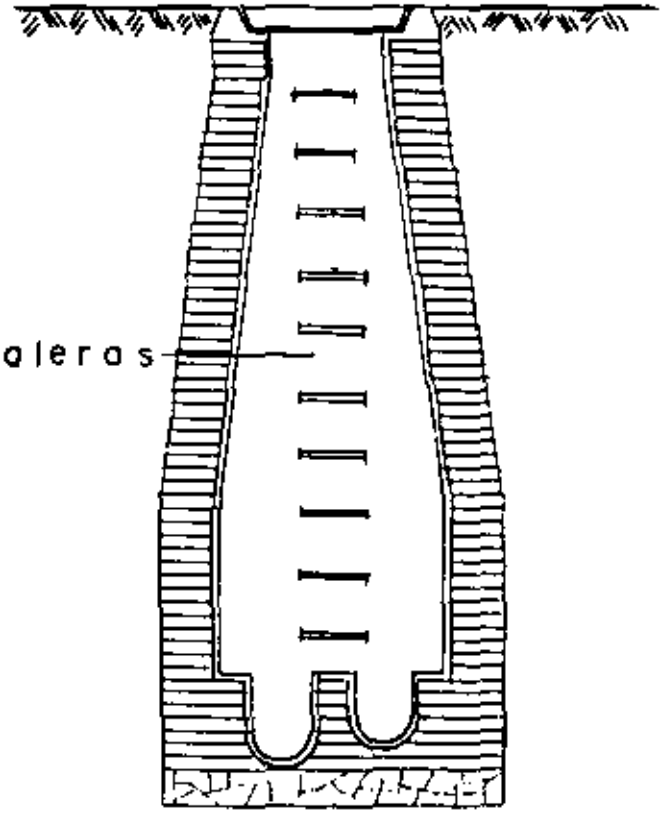
CORTE

FIG. No. 2

POZOS DE VISITA



CORTE

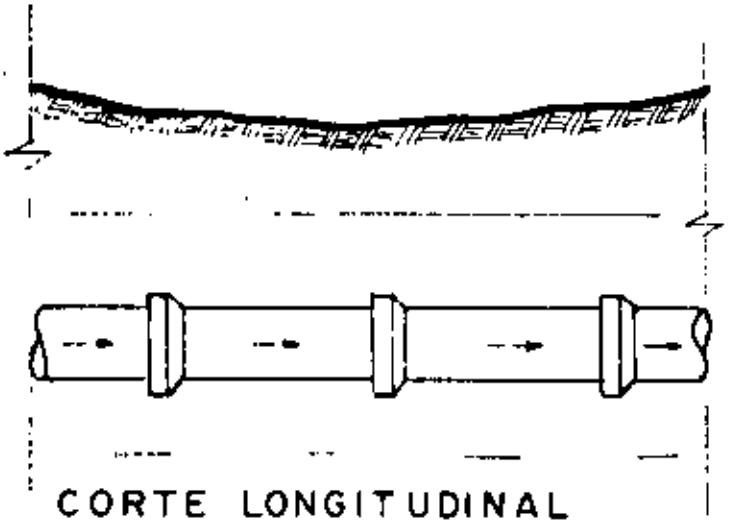


CORTE

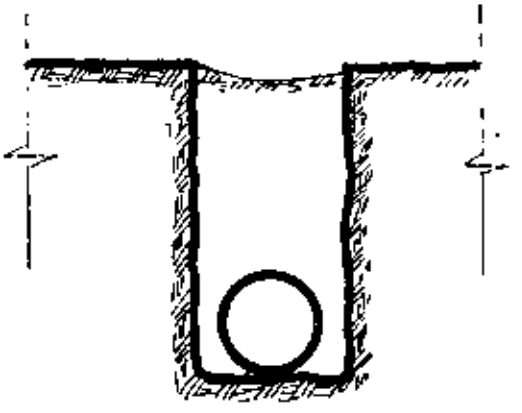
FIG. No. 3

PROBLEMAS GENERALES

INCORRECTO

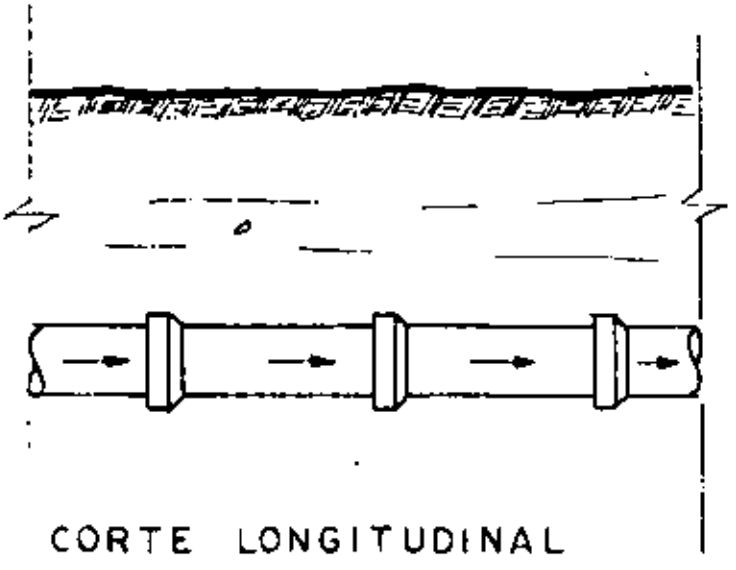


CORTE LONGITUDINAL

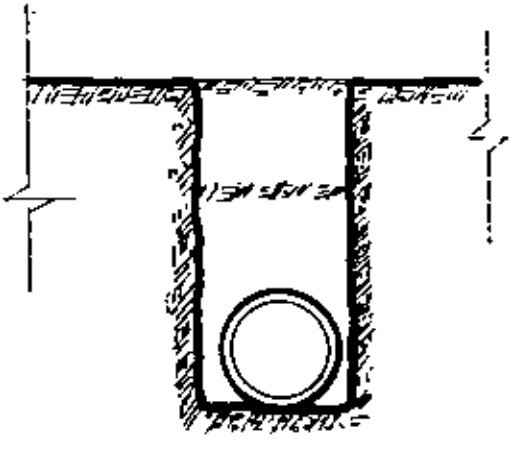


CORTE TRANSVERSAL

CORRECTO



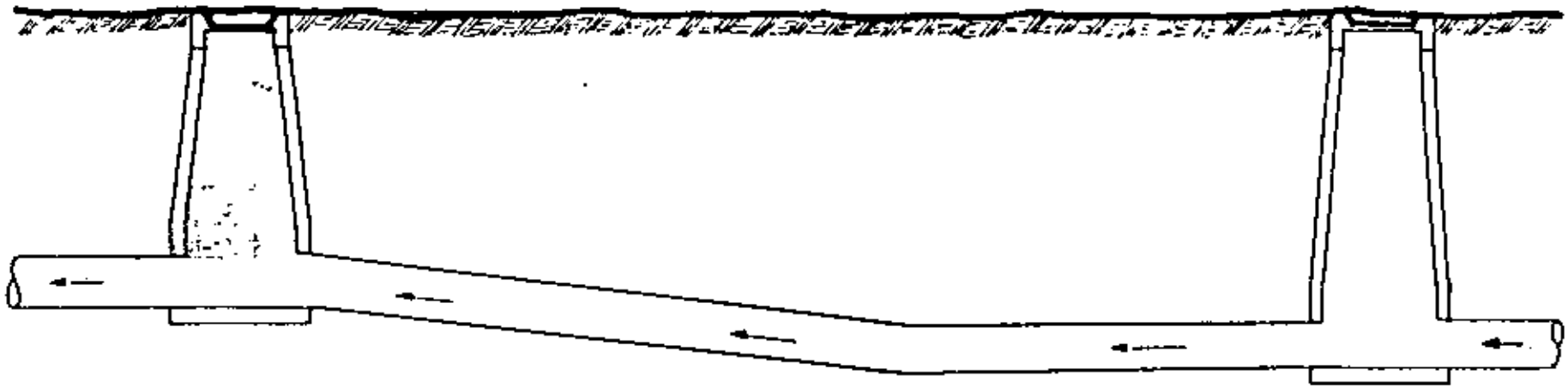
CORTE LONGITUDINAL



CORTE TRANSVERSAL

FIG. No. I

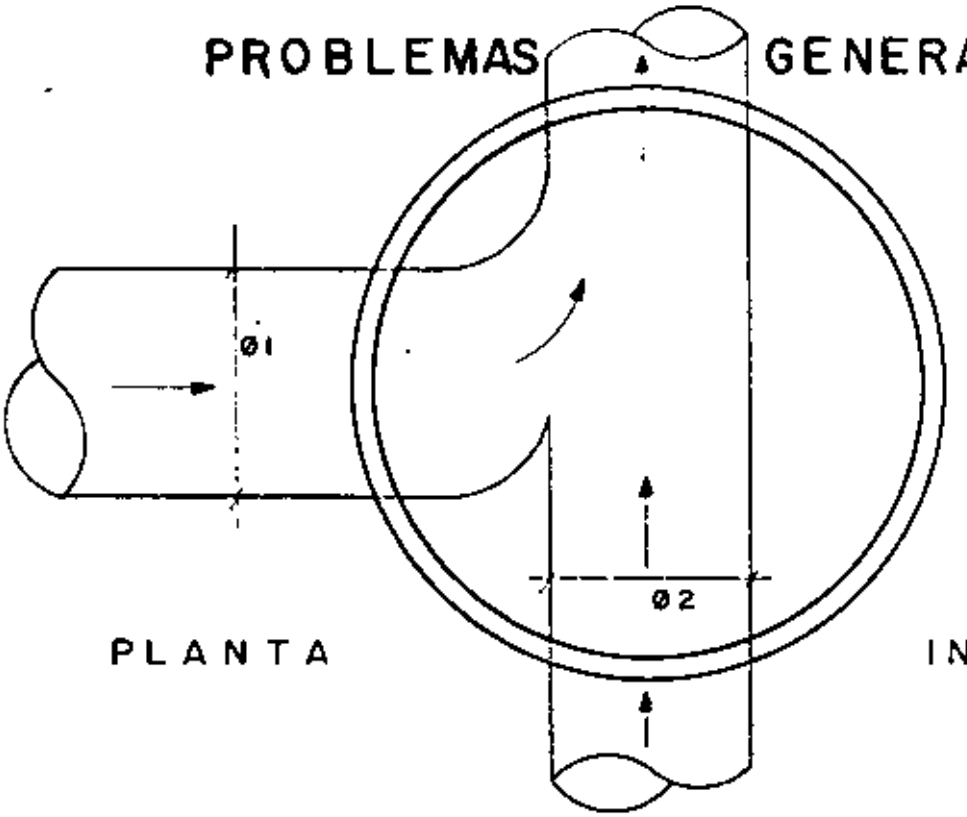
PROBLEMAS GENERALES



CORTE LONGITUDINAL

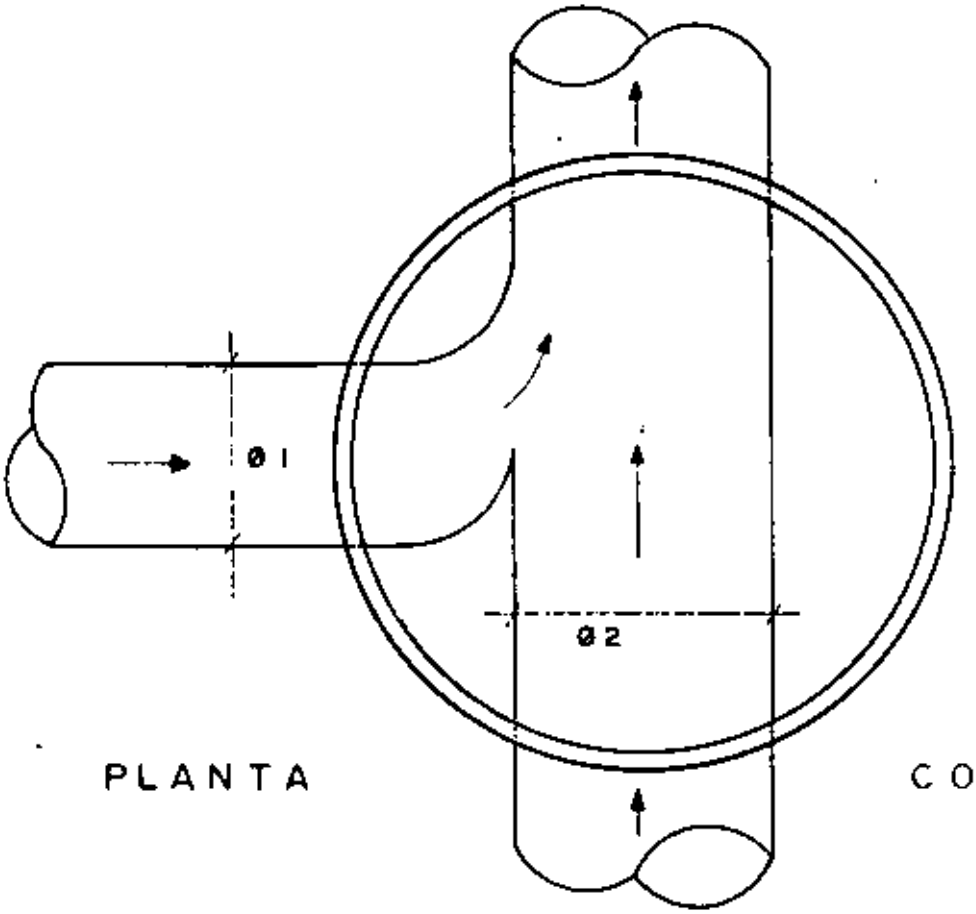
FIG. N° 2

PROBLEMAS GENERALES



Ø1 > Ø2

PLANTA INCORRECTA

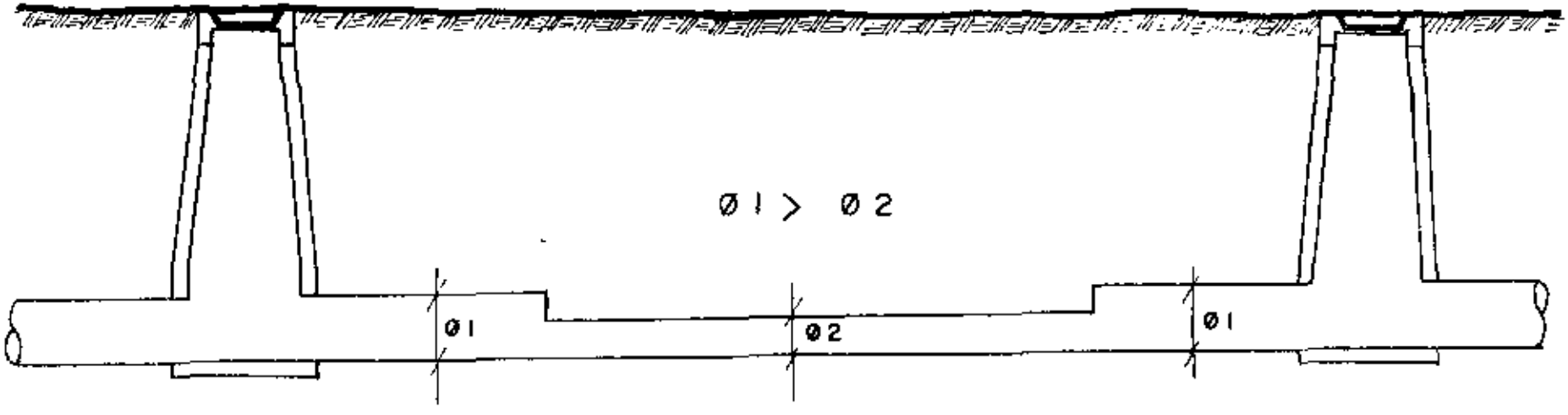


Ø1 < Ø2

PLANTA CORRECTA

FIG. N. 3

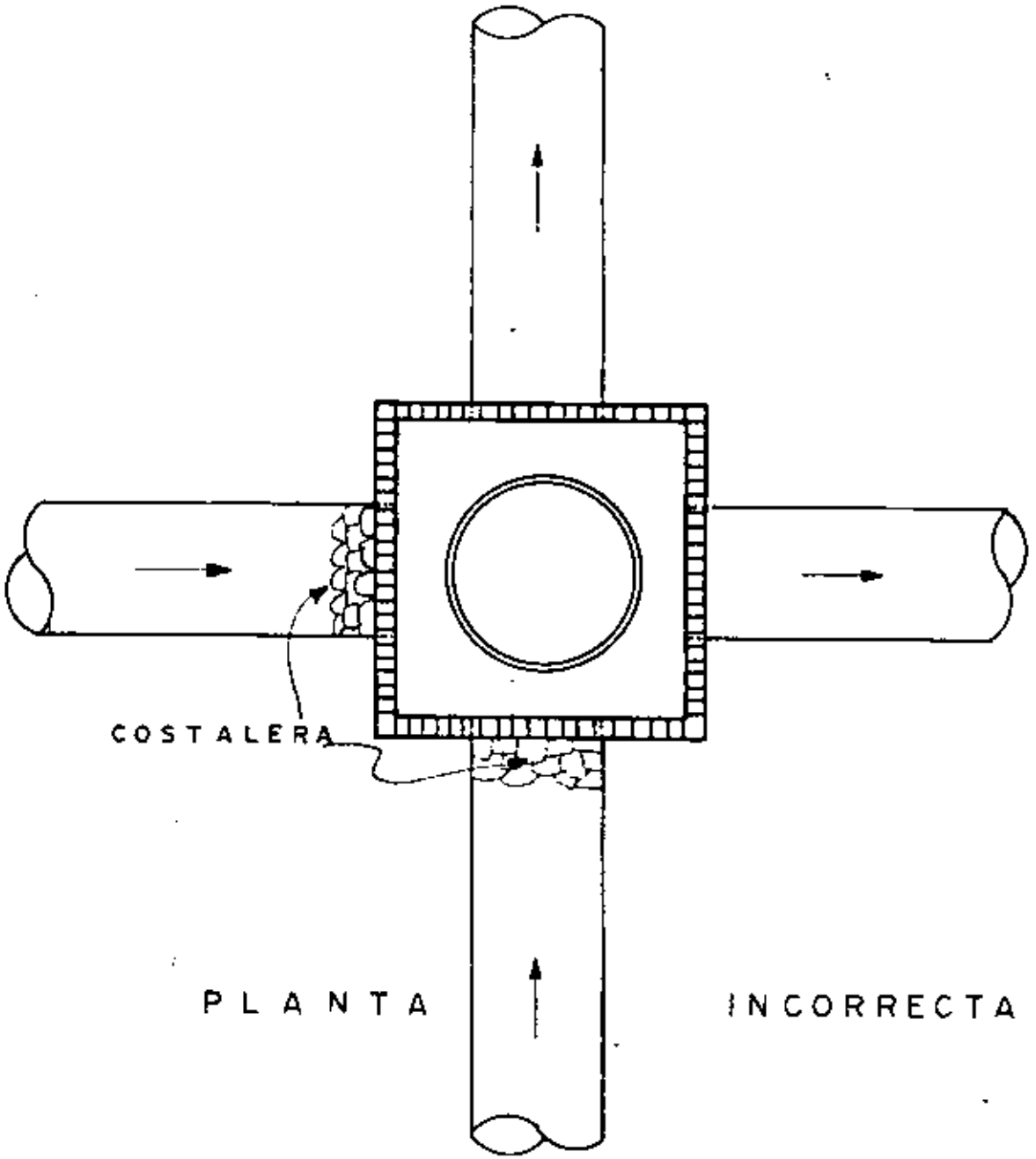
PROBLEMAS GENERALES



CORTE LONGITUDINAL

FIG. No. 4

PROBLEMAS GENERALES



PLANTA INCORRECTA

FIG. No. 7

PROBLEMAS GENERALES

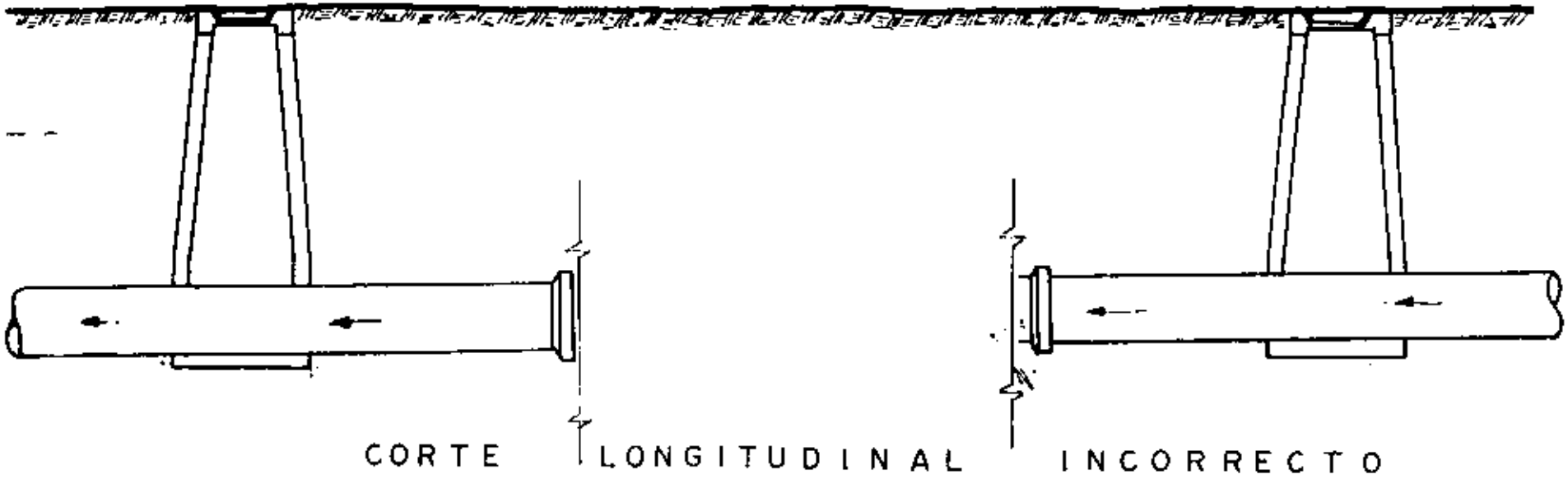
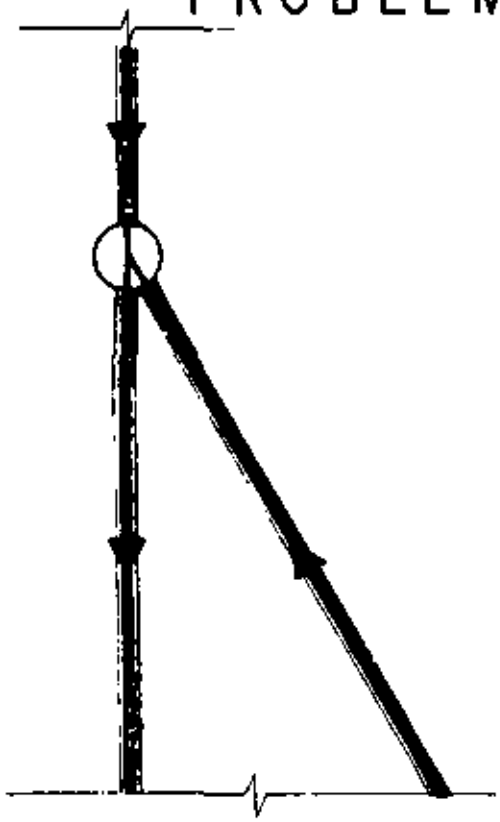
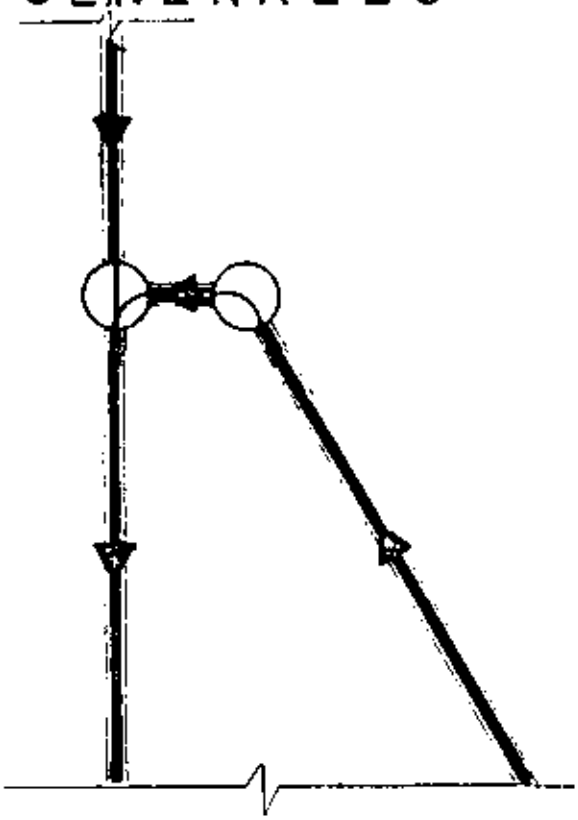


FIG No. 8

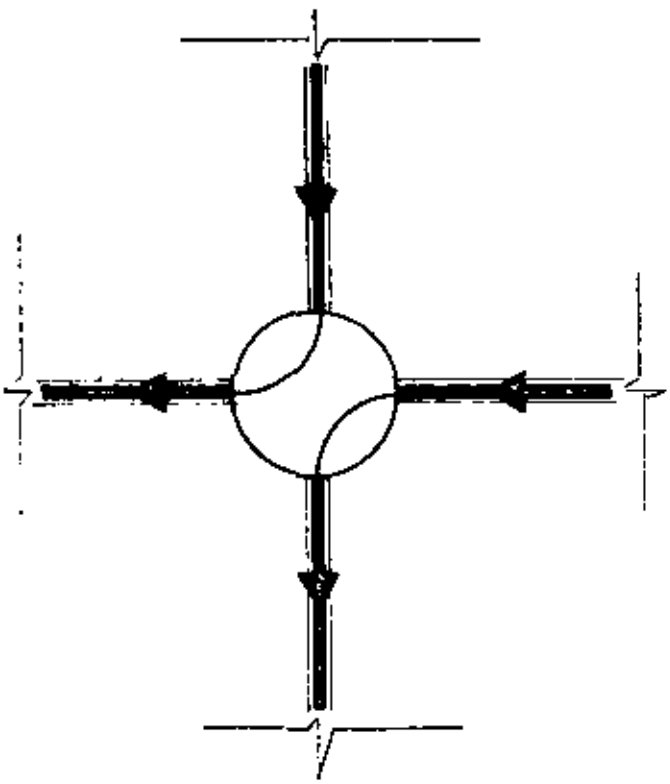
PROBLEMAS GENERALES



PLANTA INCORRECTA



PLANTA CORRECTA



PLANTA CORRECTA

FIG. No 9

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

II CURSO DE ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES
DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION

COLECTORES

ING. V. ALONSO HIGUERA

MARZO, [illegible]

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL.
DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS.
SUB/DIRECCION TECNICA.

OFICINA DE ALCANTARILLADO

C O L E C T O R E S

ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION

I.- GENERALIDADES

1.1.- Definición

Se entiende por especificación de Construcción de Colectores en alcantarillado, al conjunto de normas para la instalación de colectores de tubo de concreto reforzado y de secciones circulares, elípticas, o secciones cuadradas, para la conducción de aguas negras y pluviales en la Ciudad de México

1.2.- Objeto

Tienen el objeto de sentar las normas técnicas y legales a que deberá sujetarse el Contratista, en la construcción de colectores en las obras de alcantarillado.

1.3.- Amplitud

Abarca las normas aplicables, a obras de alcantarillado que la Dirección General de Obras Hidráulicas ejecuta en el Distrito Federal.

1.4.- Estas Especificaciones forman parte del Contrato y sus estipulaciones, condiciones e instrucciones obligan a ambas partes, Contratista y Departamento, al amparo de un Contrato a la fuerza legal correspondiente.

1.5.- Referencias

Frecuentemente se hará referencia a las siguientes abreviaturas

1.- D.F. Distrito Federal

2.- D.D.F. Departamento del Distrito Federal

3.- D.G.O.H. Dirección General de Obras Hidráulicas

4.- Departamento. D.D.F.

5.- Contratista ó Razón Social que contrata una obra

6.- P.V. Pozo de Visita

7.- Cepa. Excavación rectangular

8.- Adobe. Estructura de madera que sirve para contener los paramentos de la cepa, verticales

9.- Cama. Protección de tezontle, sobre el cual se apoya el tubo de concreto

10.- Junteo. Revoltura de cemento arena, que se coloca en cada unión de los tubos

11.- Rasante. La parte baja del interior del tubo

12.- Aguas negras. Aguas residuales

13.- Supervisor. Representante del D.D.F.

14.- Adobe metálico. Adobe combinado de Viguete I de 20 cms. de peralte y forro de madera, con separador de llaves

15.- Llaves. Pieza de madera o metal empleado en adobes

2.- EXCAVACIONES

2.1.- Definición

Es el trabajo hecho por una persona o un equipo para remover un suelo. Dependen de la zona A, B, C, en que se

divide la Ciudad de México y del material excavado clasificado como I, II y III.

2.1.2.- Zonas en que se divide la Ciudad.

2.1.2.1.- La zona "C" de la Ciudad de México, corresponde a la que tiene los servicios de Agua Potable, Alcantarillado, Luz, Teléfono y Gas.

2.1.2.2.- La zona "D" de la Ciudad de México, corresponde a la zona que no tiene los servicios municipales de Agua Potable y Alcantarillado.

2.1.2.3.- La zona "A" de la Ciudad de México, corresponde a la zona que no está poblada.

2.2.- Ejecución.

Las excavaciones dependen del tipo suelo y del diámetro del colector. Estas Especificaciones abarcan desde 1.22 a 3.50 metros de diámetro. Los anchos de las cepas en cualquier tipo de suelo serán los siguientes:

DIAMETRO DEL TUBO EN MTS.	ANCHO DE LA CEPA EN MTS.	PROFUNDIDADES EN MTS.
1.22	2.10	2.50 a 4.00
	2.20	4.00 a 6.00
1.52	2.50	3.00 a 6.00
	2.70	6.00 a 8.00
1.83	2.80	4.00 a 8.00
2.13	3.20	4.50 a 8.00
2.44	3.60	5.00 a 9.00
3.15	4.70	5.00 a 7.00
3.50	5.30	6.00 a 8.00

7.1.1. Excavaciones en zona "C", terrenos clasificados como tipo I.

Son aquellos suelos arcillosos suaves con humedad que soportan la pared de la excavación vertical y puede o no necesitar ademe.

7.2.1.1.- La excavación de 0 a 2 m. de profundidad, normalmente existe pavimento y base de grava cementada, esta capa se excavará con pico y pala o con equipo mecánico adecuado. El material será llevado fuera de la obra, a tiraderos municipales.

La excavación después de la capa anterior, se ejecutará a mano, con herramienta pala, depositando el material a 0.50 m. de la orilla y posteriormente transportado fuera de la obra. La excavación, se ejecutará con mucho cuidado para no romper tuberías existentes, tales como cruces de atarjeas, de agua potable, tomas domiciliarias, descargas domiciliarias, conductos de luz, y líneas de gas. Para continuar las excavaciones será necesario recibir por medio de puentes de madera o vigustas de acero, las instalaciones que se cruzan. Los puentes serán de la resistencia adecuada de acuerdo con la importancia de la instalación que va a recibir.

7.2.1.2.- La excavación de 2 a 4 m. de profundidad.

Se ejecutará a máquina y el afinamiento de las paredes verticales y del fondo, se harán a mano depositando el material en el fondo de la excavación para que la máquina pueda extraerla ó a mano colocando

una terima a los dos metros de profundidad para ser traspaleado a 0.50 m. de la orilla de la copa, todo el material excavado será llevado fuera de la obra. Para continuar las excavaciones, se tendrá que tener protegida la obra con ademe.

2.2.1.3.- La excavación de 4 a 6 metros y de 6 a 8 metros de profundidad se ejecutará a máquina y el afinamiento de las paredes verticales y fondo se harán a mano al igual que lo indicado en el inciso 2.2.1.2. El ademe si es metálico se profundizará a 1.50 metros de la rasante de la excavación. Si es de madera, el último puntal o llave se colocará a 0.30 metros arriba del lomo del tubo.

2.2.2.- Excavaciones en zona "C" terrenos clasificados como tipo II.

2.2.2.1.- Las excavaciones de 0 a 2 metros de profundidad, se ejecutará como lo dice el inciso 2.2.1.1. La excavación de afine en paredes y fondo será ejecutada con la herramienta pico y pala.

2.2.2.2.- La excavación de 2 a 4 metros de profundidad, se ejecutará como lo dice el inciso 2.2.1.2., a excepción del ademe que será a juicio del Supervisor de la obra.

2.2.2.3.- Las excavaciones efectuadas en terrenos clasificados como clase I y II, las paredes serán verticales sin salientes ni hondonadas, el piso quedará uniforme, sin lomos ni depresiones.

2.3.4.- Longitud máxima de la cepa abierta.

Con el fín de evitar accidentes, derrumbes o abandono de la obra, la longitud máxima por frente será:

10 m. excavados de 0 a 2 m. de profundidad

10 m. excavados de 2 a 4 m. de profundidad

10 m. excavados de 4 a 6 m. de profundidad

10 m. excavados de 6 a 8 m. de profundidad

10 m. de tubo colocado

10 m. de relleno y acostillado hasta el lomo del tubo

10 m. de relleno compalidado hasta la rasante del terreno.

En total 70 metros por tramo. El número de tramos que se trabaje dependerá del Ing. Supervisor al calcular la seriedad del Contratista y la capacidad de la Cía. Constructora.

3.- ATIRANTE.

3.1.- Definición.

Es una estructura que puede ser de madera o combinada por viguetas de acero y forro de madera, ayudados con puntales de madera o de tubo de acero que atraviesan la cepa y se ajustan por cuñas o gatos mecánicos para contrarrestar el empuje horizontal de la tierra.

3.1.1.- Forro.

Forro de madera lo componen tablones verticales de sección de 5 x 20 x 183 cms. (2" x 8" x 6') que se colocan en cada pared de la cepa. Los tablones por metro

lineal serán de 3 por metro lineal como máximo y se reducirán de acuerdo con el tipo del terreno y de la profundidad de la cepa. Será el Ing. Supervisor quien ordene el número de tablones por metro lineal.

3.1.2.- Larguero.

Lo componen piezas cuadradas de madera, sin nudos, de sección mínima de 10 x 10 x 183 cms. (4" x 4" x 6') y máxima de 20 x 20 x 183 cms. (8" x 8" x 6') que se colocan a lo largo y en cada lado de la cepa con separaciones mínimas de 1.50 metros. La sección de los largueros y su separación dependerán del tubo que se va a instalar y de la profundidad. El Ing. Supervisor de la obra, determinará la separación.

3.1.3.- Puntales, troqueles o llaves.

Lo componen piezas cuadradas de madera sin nudos, de sección mínima de 15 x 15 (6" x 6") y máxima de 25 x 25 (10" x 10"), que se apoyan en los largueros y se acuñan en un extremo para pretar el adame y contrarrestar el empuje de la tierra. Pueden ser substituidos por puntales de tubo de acero llamado troquel que en un extremo tiene una escuadra de lámina de acero para apoyarse en el larguero de un lado de la cepa y en otro extremo tiene un gato mecánico para apoyarse en otro larguero del otro lado de la cepa.

El gato mecánico aprieta y ajusta el adame. La sección del puntal de madera o del troquel de tubo de acero, dependerá del ancho de la cepa o de la profundidad, quedando a juicio y aprobación del Ing. Supervisor de la obra.

3.1.4.- La calidad de la madera, será de 2da. sin nudos, principalmente los largueros y puntales.

3.5.- El cajón se retira cuando se coloca el relleno, sobre el lomo del tubo por lo menos con altura de un metro

3.6.- La cimbra permite que a juicio del Ing. Supervisor, considerando, que si al retirarlo, pone en peligro una obra un puente o algo importante.

4.- CAMA

4.1.- Definición

Es la capa de tezontle que se coloca en el fondo de la excavación para apoyo del ducto.

4.1.1.- El espesor de la cama varía de acuerdo con el diámetro del tubo y la clase de terreno, normalmente se dan los siguientes espesores:

1.52 a 1.83 m. de Ø = 0.20 m.

2.44 a 3.00 m. de Ø = 0.40 m.

3.50 a 5.00 m. de Ø = 0.40 a 0.60 m.

4.1.2.- El material para la cama será de tezontle (material ligero, suave y fácilmente rompible), de tamaño máximo de 2.5 cm. (1") y mínimo de 0.50 m. (1/5")

4.1.3.- La cama de tezontle abarcará todo un ancho de la cepa.

5.- BOMBEO.

5.1.- Definición.

Es la operación de extraer el agua del fondo de la ce

pa, donde se tengan suelos saturados de agua o tramos inundados.

5.1.2.- En los suelos que están saturados de agua y en el fondo de la cepa se tiene agua, es necesario desalojar dichas aguas para poder alinear el fondo de la excavación, colocar la cama de tezontle, que servirá de filtro, permitiendo la colocación del tubo en seco.

5.1.2.- Se construirán cárcamos laterales a la cepa, con el fondo más profundo que el de la excavación, donde se instalará una bomba de succión, eléctrica o de aire.

5.1.3.- El agua que se va a extraer de la cepa por bombeo, se desalojará lo más distante posible, con objeto de evitar el regreso del agua, o se vaciará a una atarjea existente.

5.1.4.- En los colectores de diámetros de 1.52 a 3.50 metros se colocará al centro de la cepa y en contacto entre el terreno y tezontle, un tubo de concreto perforado de 10 a 15 cms. de diámetro, dependiendo de la cantidad de agua que se encuentre y que, servirá de dren. Este tubo descargará a un cárcamo, para que el agua sea bombeada fuera de la excavación.

6.- TUBERIAS.

6.1.- Definición.

Es el cuerpo cilíndrico, elíptico ó cuadrado de concreto para la conducción de aguas residuales (negras o pluviales)

6.1.1.- El tamaño de los tubos usuales en colectores son de - 1.22, 1.52, 1.83, 2.44, 3.15 y 3.50 metros de diámetro su longitud normalmente son de 2.40 metros.

6.1.2.- El manejo del tubo en su descarga en la obra, debe --- hacerse con bastante cuidado para no romper las campanas o las espigas, o fracturar el tubo. Si esto ocurriera el Contratista será el responsable.

6.1.3.- La tubería será lo primero que se coloque en la obra,- y se acomodará a un lado del trazo de la cepa, para -- que no se mueva, se les colocará pedazos de madera en la parte baja del tubo.

6.1.4.- El producto de la excavación no deberá ser depositada- sobre los tubos.

7.- INSTALACION.

7.1.- Definición.

Es la colocación del tubo o construcción de un ducto - de concreto dentro de la cepa, sobre la cama de apoyo.

7.1.2.- Se moverá el tubo con bastante cuidado hasta la orilla de la excavación. Con un trapo, se limpiará la campana la espiga y el interior del tubo.

7.1.3.- Se bajará el tubo, empleando el equipo adecuado, de -- acuerdo con el diámetro y su peso. Se apoyará sobre la cama de tezontle. Abajo de la campana, se retira parte de la cama con objeto de que el tubo se apoye a lo largo del lado. Se alineará en línea recta entre pozo de- visita y pozo de visita.

7.1.4.- El Ing. Supervisor del Departamento, dará los niveles en las niveletas. Se tenderá un cordón entre niveletas y con escantillón de madera, que se coloca sobre el lomo del tubo, se verificará su posición. Previamente en la campana y en su parte interior, el albañil colocará un poco de mezcla de arena cemento 1:4 donde apoyará la espiga del tubo por presentar.

7.1.5.- Alineados varios tubos, se acostillarán con material producto de la excavación, o de grava cementada, hasta la mitad del diámetro del tubo, perfectamente apisonado dejando libres las campanas.

7.1.6.- Un albañil colocará en el borde de la campana con el tubo insertado, un anillo de mortero cemento arena 1:4, para sellar los tubos.

7.1.7.- En el sitio donde se van a construir los pozos de visita, los tubos quedarán separados como lo indique el proyecto tipo de pozo de visita.

8.- RELLENOS.

8.1.- Definición.

Es el tapado de la zapa con material producto de la excavación o tepetate traido de un banco.

8.1.1.- El relleno se efectuará primero hasta la mitad del diámetro del tubo perfectamente apisonado, para acostillarlo. Posteriormente se rellenará en capas de

20 cms. de espesor, apisonando el material perfectamente bien. Con objeto de absorver el hundimiento posterior del relleno; se dejará arriba del terreno natural un lomo de material de 20 cms. de altura.

C.T.B.- El material para el relleno será a criterio del Ingeniero Supervisor.

D.- POZOS DE VISITA.

D.1.- Definición.

Es una estructura que servirá para inspeccionar el conducto y efectuar la limpieza de los azolvos.

D.1.1.- Se construirán siguiendo el proyecto tipo de el Departamento.

México, D.F., abril de 1977.

LA DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS EL JEFE DE LA OFICINA DE ALCANTARILLADO.

ING. VICTOR ALONSO JIMENEZ.

EL CONTRATISTA.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

II CURSO DE ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES

DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION

ALCANTARILLADO

ING. V. ALONSO JIMENEZ

MARZO, 1979.

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL.
DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS.
SUB/DIRECCION TECNICA.

A L C A N T A R I L L A D O .

ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION

GENERALIDADES

1.1.- Definición

Se entiende por Especificaciones de Construcción de alcantarillado al conjunto de normas para la instalación de atarjeas y colectores de tubo de concreto simple o reforzado para la conducción de aguas negras o pluviales en las colonias populares.

1.2.- Objeto

Tienen el objeto de contar las normas técnicas y lineamientos a que deberá sujetarse el Contratista, en la construcción de obras de alcantarillado.

1.3.- Amplitud

Abarca las normas aplicables a obras de alcantarillado que la Dirección General de Obras Hidráulicas, ejecuta en el Distrito Federal.

1.4.- Alcance

Estas Especificaciones forman parte del Contrato y sus estipulaciones, condiciones e instrucciones obligan a ambas partes, Contratista y Departamento, al amparo de un Contrato a la fuerza legal correspondiente.

1.5.- Referencias

Frecuentemente se hará referencia a las siguientes abreviaturas.

1.- D.F. Distrito Federal.

2.- D.D.F. Departamento del Distrito Federal.

3.- D.G.O.H. Inspección General de Obras Hidráulicas.

4.- Departamento. D.D.F.

5.- Contratista o Razón Social que contrata una obra.

6.- P.V. Pozo de Visita.

7.- Cepa. Excavación rectangular.

8.- Adoso. Estructura de madera que sirve para contener los paramentos de la cepa verticales.

9.- Cama. Protección de tepetate, sobre el cual se apoya el tubo de concreto.

10.- Junteo. Revoltura de cemento arena, que se coloca en cada unión de los tubos.

11.- Rasante. La parte baja del interior del tubo.

12.- Aguas negras. Aguas residuales.

13.- Supervisor. Representante del D.D.F.

2.- EXCAVACIONES.

2.1.- Definición

Es el trabajo hecho por una persona o un equipo para remover un suelo.

2.2.- Ejecución

Las excavaciones dependen del tipo del suelo y del diámetro de la atarjea. Estas especificaciones abarcarán solo

desde 0.15 m. hasta 1.22 m. Los anchos de las cepas en cualquier tipo de suelos serán los siguientes:

DIAMETRO DEL TUBO EN CMS.	ANCHO DE LA CEPA EN MTS.	PROFUNDIDADES EN MTS.
15	0.60	1.50
30	0.75	1.50 a 2.50
38	0.90	2.00 a 3.00
45	1.00	2.50 a 3.50
60	1.20	2.50 a 3.50
76	1.50	2.50 a 3.50
91	1.75	2.50 a 3.50
1.07	1.90	2.50 a 3.50
1.22	2.00	2.50 a 4.00

2.2.1.- Excavación en terrenos clasificados como Clase I

Son aquellos suelos arcillosos suaves con humedad que soportan la pared de la excavación vertical y que puede o no necesitar adobe.

2.2.1.1.- La excavación de 0 a 2 m. de profundidad, se ejecutará a mano con herramienta pala depositando el material a un lado de la cepa y a 0.50 m. de la orilla.

2.2.1.2.- La excavación de 2 a 4 m. de profundidad, se ejecutará a mano depositando el material sobre una tarima de madera situada en el nivel a 2 m. de profundidad, del cual se traspalearé hasta fuera de la cepa.

2.2.2.- Excavaciones en terrenos clasificados como Clase II

Son aquellos suelos arcillosos, arenosos, compactos —

que soportan las paredes de la excavación vertical y no necesita ademe.

2.2.2.1.- La excavación de 0 a 2 m. de profundidad, se ejecutará a mano con herramienta pico y pala, depositando el material a un lado de la cepa a 0.50 m. de la orilla.

2.2.2.2.- La excavación de 2 a 4 m. de profundidad, se ejecutará como dice el inciso 2.2.1.2.

2.2.2.3.- Las excavaciones en suelos clasificados como clase I y clase II, las paredes serán verticales, sin salientes o depresiones, el piso será uniforme, sin lomos ni hondonadas.

2.2.3.- Excavaciones en terrenos clasificados como clase III son aquellos suelos rocosos que soportan las paredes de la excavación verticales y no necesitan ademe.

2.2.3.1.- La excavación de 0 a 2 m. de profundidad, se ejecutará a mano con la herramienta, pico, cuña, barretas, marros o rompedoras mecánicas. No se empleará ningún explosivo, si el Contratista por comodidad, avance o velocidad lo emplea, será bajo su propio riesgo y tomará las precauciones necesarias para evitar todo tipo de accidentes. El material excavado será transportado fuera de la obra.

2.2.3.2.- La excavación de 2 a 4 m. de profundidad, se ejecutará como se indica en el inciso 2.2.1.2.

2.2.3.- Las paredes de las excavaciones deberán ser verticales evitando salientes cortantes. Los salientes o depresiones no serán mayores de 10 cms. de la línea de pago.- El fondo de la excavación será lo más uniforme posible sin salientes cortantes.

2.3.4.- Longitud máxima de copa abierta.

Con el fin de evitar accidentes o derrumbes, o abandono de la obra, la longitud máxima por frente será de - 100 metros, que abarca el proceso de 25 m. de excavación abierta, 25 m. de cama, 25 m. de tubo colocado y 25 m. de rellenos. El número de frentes, dependerá de - la capacidad del Contratista y queda a juicio del Ing. Supervisor.

3.- Apuntalamiento

3.1.- Definición.

Es una estructura sencilla de madera compuesta por tablones verticales, sostenidos con puntales horizontales de madera que atraviezan la copa y se aprietan con cuña y marro.

3.1.1.- Forro.

Se componen tablones verticales con secciones de - - - 5 x 20 x 300 cms. (2" x 8" x 10'), que se colocarán de acuerdo con el ancho y la profundidad de la copa y del suelo que se haya excavado, quedando a juicio del Ing. Supervisor, si se coloca o no el forro de madera, así como la separación de los tablones.

3.1.2.- Larguero

Lo componen piezas cuadradas de madera que se localizan a lo largo de la copa con sección mínima de 15 x 15 cms. (6" x 6") y 3 m. de largo (10"), que se colocarán de acuerdo con el forro autorizado.

3.1.3.- Puntales, truquales o llaves.

Lo componen piezas cuadradas de madera que atraviesan la copa con secciones mínimas de 15 x 15 (6" x 6"), su objeto es el de apoyarse en los largueros, apretando por medio de cuñas para contrarrestar el empuje lateral de las dos paredes verticales de la copa, se colocarán de acuerdo con el forro autorizado, del ancho de la copa, y de la profundidad.

3.1.4.- La calidad de la madera, será de 1a. sin nudos, principalmente los largueros y puntales.

3.1.5.- El adobe se retira cuando se tenga el relleno, sobre el lomo del tubo por lo menos con altura de 1 m.

3.1.6.- El adobe perdido queda a juicio del Supervisor, considerando que si al retirarlo se pone en peligro, una casa, un poste o algo importante.

4.- CAMA

4.1.- Definición.

Es la capa de tezontle que se coloca en el fondo de la excavación para apoyo del lomo del tubo.

4.1.1.- El espesor de la cama varía de acuerdo con el diámetro

del tubo.

Diámetro del tubo.

De 3 a 60 cms. de ø 10 cms.

De 76 a 1.20 m. de ø 20 cms.

La excavación en roca el espesor será de 15 cms.

1.2.- El material para la cama será de tezontle (material ligero, suave fácilmente rompible), de tamaño máximo de 2.5 cms. (1") y mínimo de 0.5 cms. (1/5").

1.3.- La cama de tezontle abarcará todo el ancho de la excavación.

5.- BOMBEO

5.1.- Definición.

Es la operación de extraer el agua del fondo de la cepa donde se tengan suelos saturados de agua o transmontinundados.

5.1.1.- En los suelos que están saturados de agua y en el fondo de la cepa se tiene agua, es necesario desalojar dicha agua para poder afinar el fondo de la excavación, colocar la cama de tezontle, que servirá de filtro, permitiendo la colocación del tubo en seco.

5.1.2.- Se construirán cárcamos laterales a la cepa, con el fondo más profundo que el de la cepa, donde se instalará una bomba que puede ser de succión, eléctrica o de aire.

1.1.- El agua que en un extremo de la zapa por bombeo, se [illegible] de [illegible] diferente posición, [illegible] [illegible] el reflujo del agua.

6.- ZANJA.

6.1.- Definición.

Es el conducto cilíndrico de concreto, trazado longitudinalmente para el escurrimiento de aguas residuales (negras) o pluviales.

6.1.1.- El tamaño de los tubos más usados son de 15, 20, 30, 38, 45, 60, 76, 91, 1.07, 1.22 m. de Ø. su largo es de 0.91 m. en los 7 primeros diámetros y 2.40 m. en los tres últimos.

6.1.2.- El manejo del tubo en su descarga en la zanja, debe hacerse con bastante cuidado para no romper las campanas o las espigas o fracturar el tubo. Si esto ocurriera el Contratista será el responsable.

6.1.3.- La tubería será lo primero que se presente en la calle y se colocará a un lado del trazo de la zapa con objeto que no se mueva se les colocarán pedazos de piedra o tabique en la parte baja del tubo para que no rueden y se calcinen.

6.1.4.- El producto de la excavación no deberá ser depositada sobre los tubos.

7.- INSTALACION

7.1.- Definición

Es la colocación del tubo de concreto dentro de la cepa sobre la cama de apoyo

7.1.2.- Se moverá el tubo depositándolo a un lado de la cepa con bastante cuidado hasta la orilla de la excavación. Con un trapo se limpiará la campana, la espiga y el interior del tubo.

7.1.3.- Se bajará el tubo, empleando el equipo adecuado, de acuerdo con el diámetro y su peso. Se apoyará sobre la cama de tezontle. Debajo de la campana, se retira parte de la cama con objeto de que el tubo se apoye a lo largo del lomo. Se alinearán en línea recta entre pozo de visita y pozo de visita

7.1.4.- El Ing. Supervisor del Departamento, dará los niveles en niveletas. Se tenderá un cordón entre niveletas y con un escantillón de madera se apoyará sobre el lomo del tubo para verificar su pendiente. Previamente en la campana y en su parte interior, el albañil colocará un poco de mezcla de arena cemento 1:4 donde apoyará la espiga del tubo por presentar

7.1.5.- Alineados varios tubos, se acostillará en la parte media del largo del tubo y a la altura del tubo con material producto de la excavación, con objeto de que no se muevan, dejando libres las campanas

7.1.6.- Un albañil colocará en el bordo de la campana con el tubo insertado, una capa de mortero cemento arena 1:3 para sellar los tubos

7.1.7.- Donde se van a construir los pozos de visita, los tubos estarán separados 80 cms. y se observará que en la tubería no se encuentre obstruida. Se pondrá en el tubo un tabique que cubra la entrada.

7.1.8.- La instalación de la tubería siempre se efectuará de la parte baja hacia la parte alta.

8.- RELLENOS.

8.1.- Definición.

Es el tapado de la cepa, con tierra, material producto de la excavación o tepetate traído de un banco

8.1.1.- El relleno se efectuará primero hasta el lomo del tubo para acostillarlo y apisonarlo. Posteriormente se rellenará en capas de 20 cms. de espesor apisonando el material procurando darle al material cierta humedad. Con objeto de absorber el hundimiento posterior del relleno, se dejará afuera de la cepa un lomo de material de 20 cms. de altura.

8.1.2.- En las colonias donde se prevé tránsito, de inmediato, o si se va a pavimentar, se rellenará de grava cementada compactada los 50 cms. finales.

8.1.3.- En las excavaciones en roca, el relleno se efectuará-

con tierra traída de un banco fuera de la obra y si se prevée pavimentación inmediata, se rellenará de grava-cementada compactada los 50 cms. finales.

9.- POZOS DE VISITA

9.1.- Definición

Es una estructura de tabique rojo recocido aplanado interiormente con mezcla cemento arena 1:4 y pulido a llana, con el fondo arreglado al tipo de escurrimiento escalones de fierro y brocal de concreto

9.1.1.- Se construirán siguiendo el proyecto tipo de el Departamento

10.- PRUEBA

10.1.- Definición

Es el procedimiento de efectuar la prueba del escurrimiento dentro del tubo

10.1.1.- Se probará el escurrimiento, vaciando un bote de 20 litros de agua dentro del pozo de visita y se observará pendiente abajo, en el próximo pozo de visita, si escurre o no el agua; si no escurre, se buscará la causa del taponamiento

11.- DESCARGAS DOMICILIARIAS

11.1.- Definición

Es la conexión con tubo de concreto entre el lote y la

tubería que forma la atarjea

11.1.2.- Se conectará la descarga del lote, mediante tubo de concreto de 15 cms. de diámetro, efectuando la excavación a 1.00 m. de profundidad en lote y con pendiente mínima de 2 por ciento hacia la atarjea

11.1.3.- Su construcción se efectuará siguiendo el proyecto-tipo del Departamento.

11.1.4.- Las descargas domiciliarias, se efectuarán siempre y cuando el Ing. Supervisor las ordene.

México, D.F., febrero 24 de 1977.

POR LA DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS EL JEFE DE LA OFICINA DE ALCANTARILLADO.

EL CONTRATISTA.

ING. VICTOR ALONSO JIMENEZ.

VAJ/iml.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

SEGUNDO CURSO DE ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES
DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

SELECCION, ALMACENAJE, MONTAJE Y MANTENIMIENTO DE VALVULAS.

ING. CARLOS BASSAL LUNA

MARZO, 1979

CONTENIDO

INTRODUCCION

Las Válvulas de Mariposa DURAVAL tienen como características construcción robusta, fácil operación y alta ingeniería en su diseño, asegurando así el perfecto funcionamiento durante su vida de operación. Por otro lado, debido a que prácticamente pueden instalarse en cualquier posición permiten aprovechar óptimamente el espacio.

La gran resistencia del cuerpo de hierro y del asiento elastómerico, así como el diseño de las partes móviles especial para resistir condiciones de servicio pesado, hacen de las válvulas de Mariposa DURAVAL una inversión económica a largo plazo.

MANEJO

Para asegurar el correcto funcionamiento de la válvula, es fundamental que durante su manejo (carga, descarga, montaje, etc.) se evite cualquier golpe que pueda causar daño a la superficie de sello, al asiento elastomérico o al operador. Tampoco es recomendable soportar el peso total de la válvula con cadenas, cables, sogas, etc. introducidas a través del puerto o sujetas al operador, sino que se deberá hacer uso de amarres alrededor del cuerpo.

ALMACENAJE

Almacenar las válvulas en un lugar aislado fuera del alcance de vehículos u objetos en movimiento que puedan golpearla y causarle daños. No

apoyarla nunca sobre la flecha o el mecanismo del operador.

No aplicar ningún recubrimiento sobre la superficie de sello en el asiento del cuerpo de la válvula, pues este es de acero inoxidable pulido.

Mantener la válvula con el disco ligeramente abierto sin rebasar el plano de las bridas o caras del cuerpo, para evitar deformaciones permanentes en el asiento elastomérico.

Conservar cubierta la válvula para aislar la del polvo y evitar que el asiento esté expuesto a la luz directa del sol. La formulación empleada en la fabricación del asiento, contiene sustancias antioxidantes que alargan la vida del elastómero al estar sumergido en agua; sin embargo, se deteriora al estar expuesto al aire, a una velocidad que se vé incrementada con la temperatura y la luz solar.

INSTALACION

1) Antes de instalar una válvula de mariposa es de suma importancia inspeccionar y limpiar la línea, eliminando cualquier objeto (Palos, varillas de soldadura, trapos, piedras, etc.) que pudieran causar daño al asiento elastomérico o trabar el disco impidiendo su correcta operación.

2) Lavar con agua la válvula de ser necesario. Lubricar el asiento elastomérico con silicón puro (o simple grasa animal). Abrir y cerrar totalmente el disco varias veces.

3) Cerrar totalmente la válvula y presentarla en su posición final (tomar en cuenta las recomendaciones referidas en el inciso sobre manejo).

NOTA: La válvula puede instalarse en cualquier posición dentro de un ángulo máximo de 90° formado entre la línea de centro de la flecha de operación y la vertical (Ver Figura 1).

El flujo a través de la válvula de mariposa puede ser en cualquier sentido, sin embargo, se recomienda sea instalada con la parte plana del disco de frente al flujo. Además deberá procurarse que este lado sea de fácil acceso, para simplificar cualquier trabajo de mantenimiento como el ajuste o cambio del asiento elastomérico.

4) Alinear correctamente los barrenos de las bridas para evitar esfuerzos excesivos e instalar como cualquier otra sección de tubería, (para el caso de válvulas de diseño tipo oblea, deberá prestarse especial cuidado en centrar perfectamente el cuerpo dentro del círculo de barrenos).

5) Checar que el disco no encuentre interferencia alguna en su viaje, desde la posición de cerrado hasta apertura total y viceversa.

6) Para el apriete final se deberá seguir la secuencia del método cruzado (Ver Figura 2).

OPERACION

VALVULAS CON OPERADOR MANUAL :

Las válvulas de Mariposa DURAVAL se recomiendan para servicios de cierre hermético o regulación de flujo. Son accionadas por medio de un volante o un dado operador que permite

fijar el disco en cualquier posición que es señalada por un indicador situado en la tapa del operador.

PRECAUCION: En operaciones de apertura o cierre total, verificar por medio del indicador si el disco ha girado a topeantes de ejercer un torque excesivo que pudiera dañar la válvula.

MANTENIMIENTO

A. VALVULAS:

a) Figuras MA152-01C, MA152-B1C, MA151-B1C. Las válvulas para servicio en planta, no requieren mayor mantenimiento que el de conservar en perfecto estado los empaques de la flecha superior. Es decir, deberá mantenerse bien firme el prensaempaques por medio de la brida prensaempaques, aplicando a las tuercas solamente el torque necesario para evitar fugas, pues un ajuste excesivo producirá un mayor desgaste.

b) Figuras MA152-B2T, MA151-B2C, MA152-B2C. Las válvulas para servicio enterrado, no requieren del ajuste a que se hace mención para las válvulas anteriores (de servicio en planta), ya que el sello se realiza mediante anillos "o" .

B. BALEROS:

Los baleros son pre-lubricados en fábrica y no requieren de lubricación adicional.

C. ASIENTO DEL DISCO:

El material del asiento es BUNA N y consiste en un anillo de sección trapezoidal con los bordes de contacto redondeados. Se mantiene fijo a la periferia

del disco por medio de un anillo retén y tornillos.

El asiento de BUNA N en sí, tiene un tiempo de vida prácticamente indefinido y, depende de muchos factores circunstanciales el tener la necesidad de dar a la válvula mantenimiento por este concepto. Sin embargo, este tipo de asiento puede ser facilmente ajustado o reemplazado sin desmontar la válvula de la línea (en tamaños de 30" y mayores de acuerdo con la norma AWWA C-504).

Durante los trabajos de inspección en mantenimiento preventivo, se pueden llegar a detectar fugas por el asiento, que pueden ser originadas por un simple desajuste o, en casos extremos, por el desgarramiento del mismo.

PARA AJUSTAR EL ASIENTO DEL DISCO :

1) Cerrar totalmente la válvula asegurando que no sea accionada mientras dure la operación.

2) Meter presión en la línea corriente arriba de la válvula.

3) Identificar el (los) punto (s) de fuga.

4) Aflojar los tornillos situados en la zona donde se presenta la fuga y, eliminar cualquier partícula que impida apretar libremente los tornillos.

5) Poner un poco de lubricante (silicón puro) en la cuerda de los tornillos.

6) Apretar los tornillos.

7) En caso de persistir la fuga, se deberá inspeccionar si existe algún daño en el asiento elastomérico o en el anillo retén o en el asiento del cuerpo.

PARA REEMPLAZAR EL ASIENTO DEL DISCO:

1) Vaciar la línea corriente arriba y abajo de la válvula.

2) Señalar con un marcador (CRAYON) la posición del anillo retén.

3) Aflojar los tornillos, quitar el anillo-retén y el asiento. NOTA: Poner cuidado en no doblar el anillo retén.

4) Limpiar perfectamente la superficie en donde se fijará el asiento.

5) Los tornillos deberán girar perfectamente, por tanto, asegurarse que las cuerdas estén limpias y en buen estado. Poner un poco de lubricante (silicón puro) en la cuerda de los tornillos.

6) Presentar el asiento nuevo y el anillo retén en su posición original indicada por las señas (CRAYON). Marcar sobre el asiento esta misma posición y la de los barrenos. Abrir los barrenos en el asiento con un saca bocados, según el diámetro de los tornillos.

7) Apretar los tornillos mediante el método cruzado, aplicando solamente el torque necesario para evitar fugas.

8) El asiento nuevo cede al someterlo a un esfuerzo de compresión constante, por tanto, apretar nuevamente después de 24 horas. En caso de no ser posible, dar un apriete extra.

NOTA: Si el torque es bajo, pueden presentarse fugas a través de la superficie de sello del asiento o, llegar a desprenderse en un momento dado bajo condiciones severas. Por otro lado, si el torque es excesivo se acorta la vida del asiento.

D. OPERADOR MANUAL :

El operador es lubricado en fábrica y no requiere mantenimiento. Sólo se deberá checar el nivel de grasa una vez cada 4 o 5 meses.

La cavidad de la caja se llena a un 70% de su capacidad para mantener lubricado el mecanismo, así como permitir la expansión del lubricante originada por cambios en la temperatura. En caso de detectar alguna fuga, determinar la causa, reparar el daño y llenar con CUP-GREASE-M2 de Texaco o equivalente.

REFACCIONES

No se recomienda mantener un almacén de refacciones a excepción de: Empaques de la flecha, asiento del disco y tornillos del anillo retén, que son las unicas partes que pudieran requerir cambio en el caso de seguir las recomendaciones de servicio dictadas por MAGNAVAL, S.A. DE C.V.

SERVICIO

MAGNAVAL, S.A. DE C.V., ofrece a sus clientes, la asesoría técnica de su DEPARTAMENTO DE SERVICIO, en la solución de cualquier problema que pudiera presentarse en la INSTALACION, OPERACION Y MANTENIMIENTO de las válvulas de Mariposa DURAVAL. (Atención en: Vulcanización No. 14, Col. 20 de Noviembre, México, D. F. Tel. 7.89.00.33).

GARANTIA

MAGNAVAL, S.A. DE C.V. garantiza sus productos contra cualquier defecto de fabricación, calidad de materiales o mano de obra, por un año a partir de la fecha de embarque de nuestra fábrica.

Esta garantía consiste en la reparación, reemplazo o reembolso del valor pagado del artículo defectuoso, siempre y cuando haya sido instalado y operado correctamente en las condiciones de servicio recomendadas por MAGNAVAL, S.A. DE C.V., la garantía no es válida cuando el artículo haya sido dañado por: accidente, corrosión, abuso o negligencia, ni cuando haya sido desensamblado y/o reparado por personal no autorizado por la fábrica.

En ningún caso será MAGNAVAL, S.A. DE C.V. responsable por disminución de utilidades, pérdidas por paro de plantas, aumento en costos de operación u otros daños consecuentes del uso del artículo.

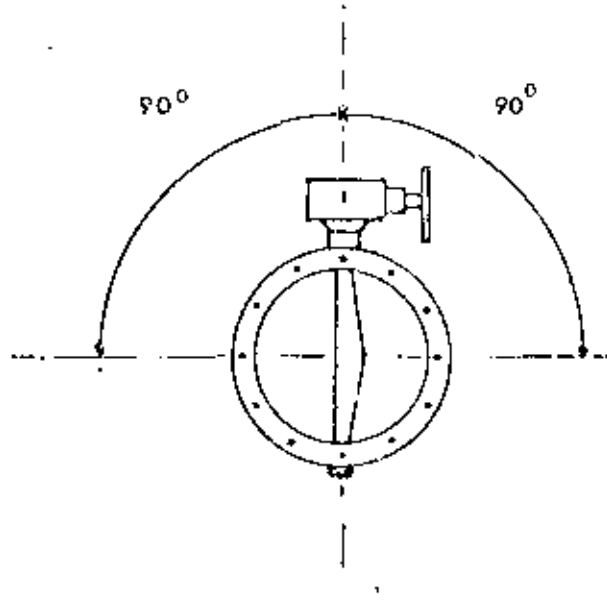


FIGURA 1

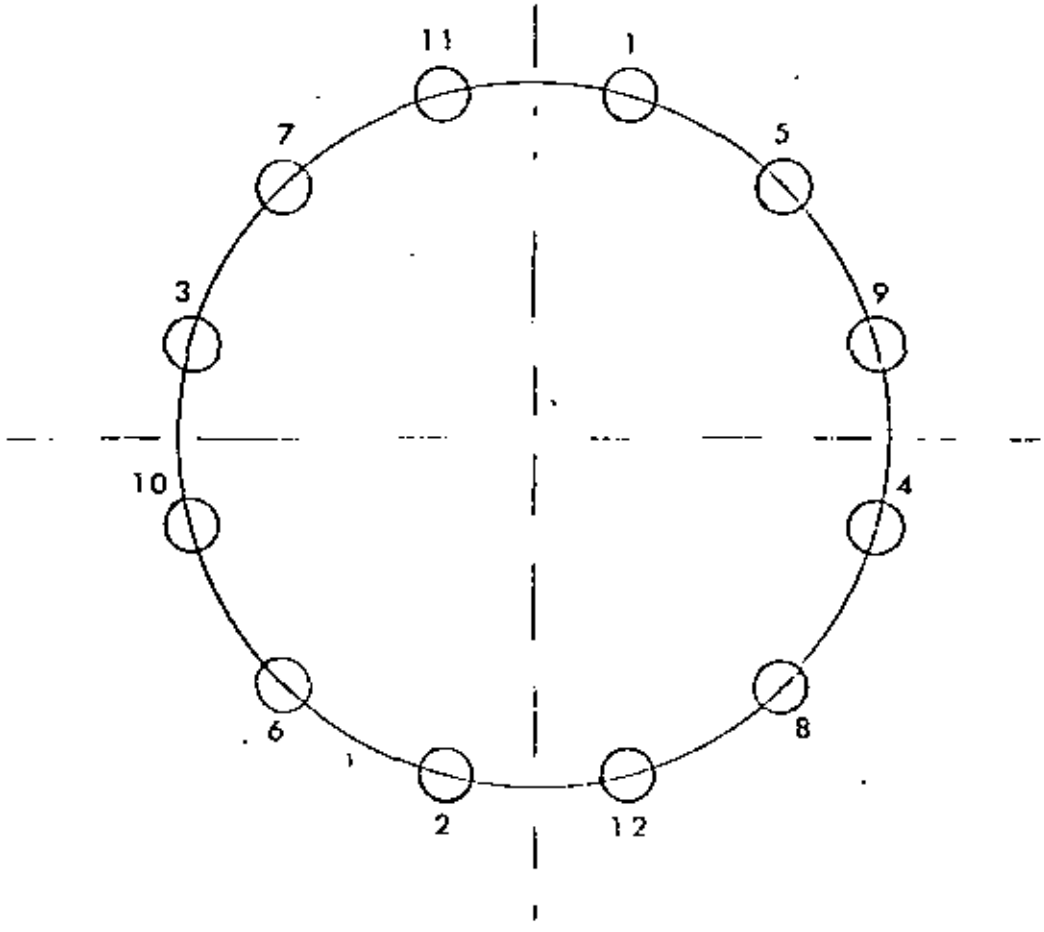


FIGURA 2

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

"CONTROL DE CALIDAD"

ING. PEDRO ADAYA TUFIÑO
MARZO DE 1979

CONTROL DE CALIDAD.

SON LAS LABORES TENDIENTES A OBTENER EN UN PRODUCTO, LAS CARACTERISTICAS FIJADAS EN EL PROYECTO, POR MEDIO DEL PROCESO CONSTRUCTIVO Y LA COMPARACION DE LOS ESTADARES CON EL.

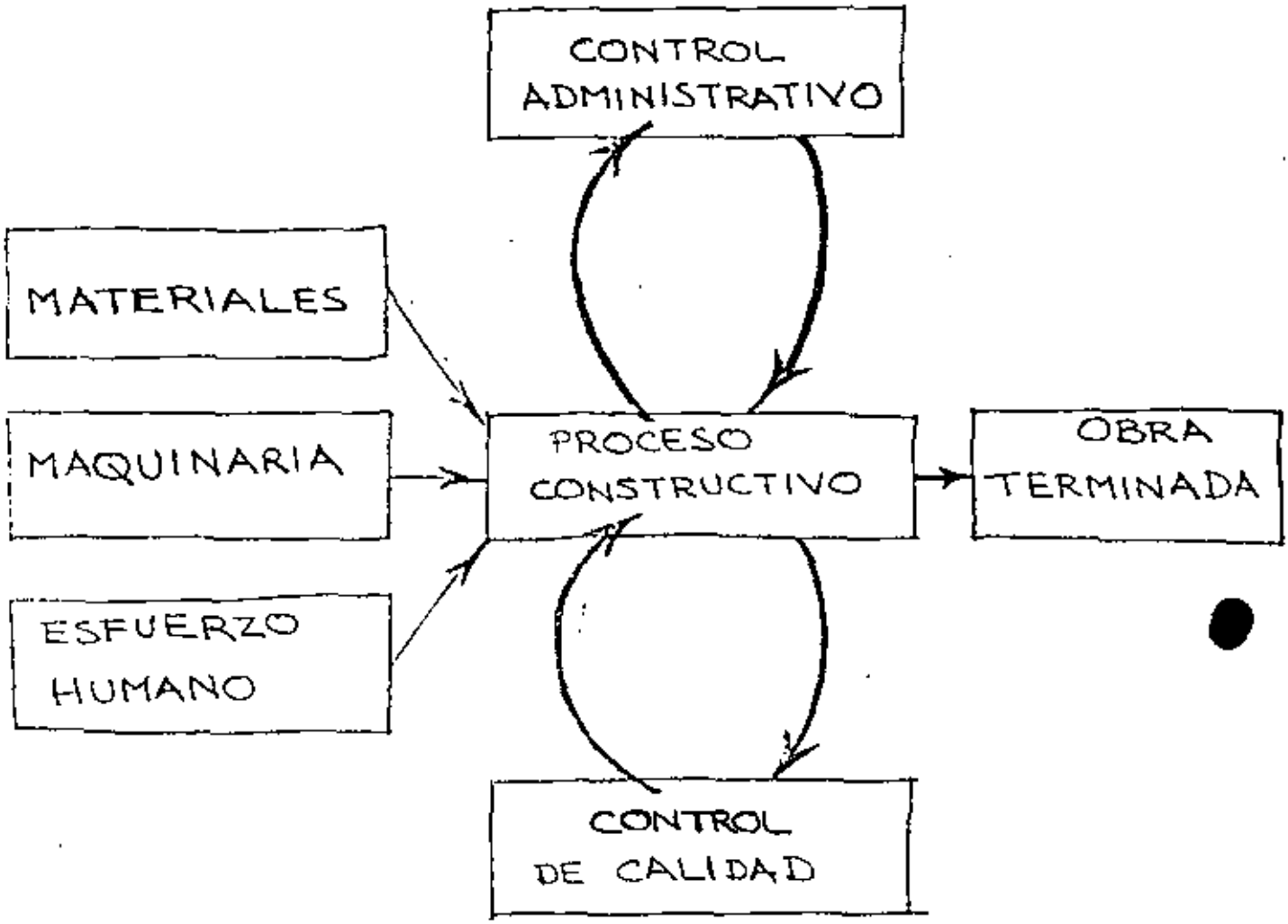
ASIMISMO PROPORCIONAR INFORMACION PARA :

* EFECTUAR LA ACCION CORRECTIVA CUANDO NO SE CUMPLE CON LA CALIDAD ESPECIFICADA

* RECHAZAR O ACEPTAR EL PRODUCTO

* ESTABLECER SANCIONES POR INCUMPLIMIENTO EN LA CALIDAD.

* MEJORAR O CORREGIR LAS ESPECIFICACIONES PARA LOS NUEVOS PROYECTOS


CONTROL ADMINISTRATIVO
MATERIALES
MAQUINARIA
ESFUERZO HUMANO
PROCESO CONSTRUCTIVO
OBRA TERMINADA
CONTROL DE CALIDAD

¿QUE HAY QUE CONTROLAR

TIEMPO → DE ACUERDO CON LOS PROGRAMAS

CALIDAD → DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES

COSTOS → DE ACUERDO CON EL PRESUPUESTO

UNA DE LAS CARACTERISTICAS EN LA FABRICACION DE CUALQUIER PRODUCTO ES QUE NO ES POSIBLE PRODUCIR 2 PIEZAS EXACTAMENTE IGUALES, ES DECIR QUE SIEMPRE HABRA VARIACION EN LA CALIDAD, ENTRE LOS OBJETOS PRODUCIDOS.

AL RECONOCER LO INEVITABLE DE ESTA VARIACION EN LA CALIDAD, SE HACE NECESARIO ESTABLECER Y ACEPTAR TOLERANCIAS QUE MARQUEN LA DESVIACION QUE CON RESPECTO AL ESTADAR SE PUEDE PERMI-

CALIDAD

DIFERENCIA O COMPARACION ENTRE ESTANDAR Y PRODUCTO

EL ESTABLECIMIENTO O ACEPTA-
CION DE LAS TOLERANCIAS, PUEDE
EFECTUARSE POR DOS CRITERIO
TRADICIONAL Y ESTADISTICO

EN EL CRITERIO TRADICIONAL SE FI
LAS TOLERANCIAS CON BASE EN LA
"EXPERIENCIA",
SI ES MUY ALTA -- SE ACERCARA A
LA REALIDAD

POR EL ARTE → LA TENDENCIA ES QUE SEAN MUY RIGIDAS.

EN EL CRITERIO ESTADISTICO, SE EMPLEAN LAS TECNICAS DE LA ESTADISTICA PARA FIJAR LAS TOLERANCIAS, BASANDOSE EN EL COMPORTAMIENTO DEL PROCESO

ETAPAS DEL CONTROL DE CALIDAD

1.- ANALIZAR EL SISTEMA :

PROYECTO	PROCESO CONSTRUCTIV
ESPECIFICACIONES PLANOS PROGRAMAS ETC	MATERIALES MANO DE OBRA EQUIPO

2.- ESTABLECER LA APTITUD DEL PROCESO CONSTRUCTIVO PARA CUMPLIR CON EL PROYECT

3.- ESTABLECER LAS BASES DE ACEPTACION

4.- LLEVAR A CABO EL CONTROL DEL PROCESO

MATERIALES.- PROPORCIONES, HUMEDAD, GRANULOMETRIA, ETC.

MANO DE OBRA.- SUPERVISION, EFICIENCIA, ETC.

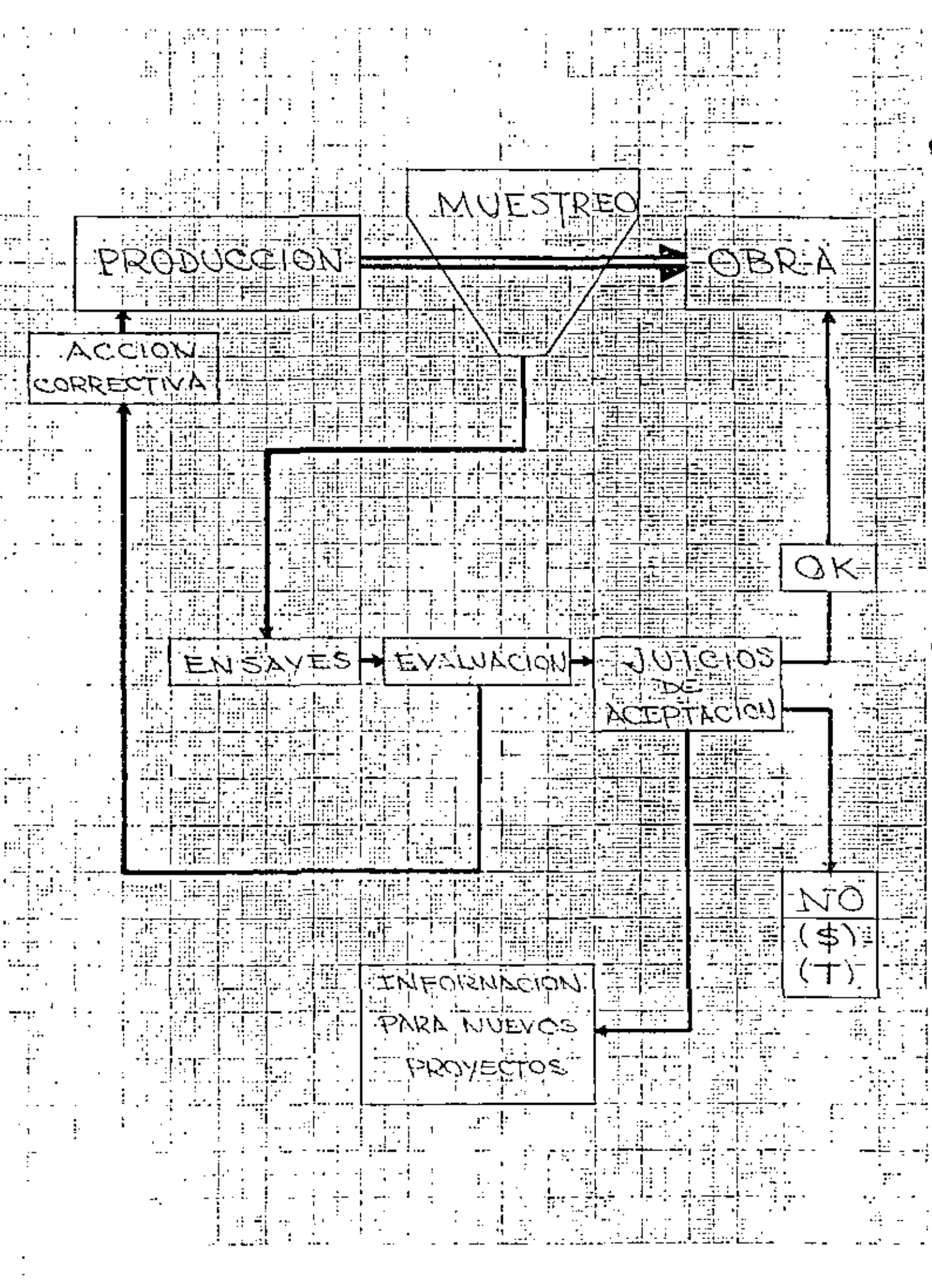
EQUIPO.- CAPACIDAD, EFICIENCIA, AJUSTES, MANTENIMIENTO, ETC.

5.- VERIFICAR SI SE ESTAN OBTENIENDO LOS NIVELES DE CALIDAD DEL PROYECTO.

.- EFECTUAR LA ACCION CORRECTIVA SI ASI LO REQUIERE EL PROCESO

7.- APLICAR LOS CRITERIOS DE ACEPTACION O RECHAZO.

8.- COMPARAR LA OBRA TERMINADA CON EL PROYECTO Y RETROALIMENTAR CON INFORMACION A NUEVOS PROYECTOS


MUESTREO
PRODUCCION
OBRA
ACCION CORRECTIVA
OK
ENSAYES
EVALUACION
JUICIOS DE ACEPTACION
NO
($)
(T)
INFORMACION PARA NUEVOS PROYECTOS

CONTROL DE PRODUCCION

VERIFICACION DE CALIDAD

CAPITULO XIX

RELLENOS

19-01 DEFINICION

19-01.1 Colocación de materiales en excavaciones para estructuras o en las obras de drenaje para su protección, utilizando el producto de las excavaciones para estructuras o el de préstamos, como lo fije el proyecto y/o lo ordene la Secretaría.

19-02 REFERENCIAS

19-02.1 Existen algunos conceptos que intervienen o pueden intervenir en Rellenos y que son tratados en otros capítulos de estas Especificaciones, conceptos que deberán sujetarse, en lo que corresponda, a lo indicado en las cláusulas de Materiales, Ejecución, Medición y Base de Pago, que se asientan en la siguiente tabla y de los cuales ya no se hará más referencia en el texto de este capítulo.

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	PARTE	MATERIALES	EJECUCION	MEDICION	BASE DE PAGO
Desmonte en los préstamos para rellenos.	SEGUNDA		8-04	8-05	8-06

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	PARTE	MATERIALES	EJECUCION	MEDICION	BASE DE PAGO
Despalme en los préstamos para rellenos.	SEGUNDA		10-04	10-05	10-06
Préstamos para rellenos y materiales pétreos para drenes en rellenos.	SEGUNDA y OCTAVA	11-3 y 90-03	10-04		
Acarreos de los materiales empleados en rellenos y del agua.	TERCERA		42-04	42-05	42-06
Acarreos de los materiales pétreos empleados para drenes en rellenos.	TERCERA		42-04	42-05	42-06
Procedimientos de compactación de los rellenos.	SEGUNDA		11-04		
Clasificación de los materiales de los préstamos o depósitos.	SEGUNDA	9-03			

19-03 MATERIALES

19-03.1 Los materiales que se empleen en el relleno de las excavaciones para estructuras o en las obras de drenaje para su protección, serán preferentemente aquellos que provengan de las mismas excavaciones. De no ser aceptable el material de la excavación para la formación del relleno, se deberá hacer éste con material de préstamo previamente probado por la Secretaría.

19-04 EJECUCION

19-04.1 Los rellenos se ajustarán a los procedimientos de ejecución fijados en el proyecto y/o ordenados por la Secretaría.

19-04.2 El proyecto fijará y/o la Secretaría ordenará si los rellenos deben ejecutarse a mano o con equipo mecánico. En este último caso, el equipo será previamente autorizado por la Secretaría. Cuando el pago se haga por unidad de obra terminada, no se requiere la autorización anterior.

19-04.3 El Contratista iniciará los trabajos de relleno, cuando la Secretaría, previa inspección del sitio donde se ejecutarán, verifique que se ha cumplido con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la misma.

19-04.4 Cuando el proyecto no fije el tipo de dren, los rellenos que cubran las caras posteriores de muros se harán de tal manera que una capa de material pétreo, con las características que ordene la Secretaría para que funcione como dren, quede en contacto con la superficie cubierta de la estructura.

19-04.5 La Secretaría ordenará, en cada caso, el tamaño máximo de los materiales que puedan emplearse como relleno.

19-04.6 Los rellenos deberán hacerse por capas de espesores no mayores de veinte (20) centímetros, proporcionando al material la humedad adecuada y compactando cada capa al noventa por ciento (90%), salvo lo que fije el proyecto y/o lo que ordene la Secretaría.

19-04.7 En el relleno de arcos y alcantarillas, el material deberá extenderse en capas simétricamente colocadas, tanto respecto al eje transversal de la estructura como a su eje longitudinal y se compactarán tomando en cuenta lo indicado en el inciso anterior. Si la estructura se ha tratado con impermeabilizantes o tiene una cubierta especial para drenarla o protegerla, el relleno se hará sin causarles daños o modificaciones.

19-04.8 No se permitirá el paso de equipo pesado sobre las alcantarillas o cualquiera otra estructura que se esté rellenando, hasta que éstas tengan el colchón mínimo fijado en el proyecto y/o el que ordene la Secretaría en cada caso.

tubo . Ahora, con un tubo de cartón del mismo espesor y diámetro, pero es - tando éste corrugado, se le aplica una fuerza normal hasta llevarlo a la falla con una fuerza P_2 y se verá entonces que este último tubo tiene una mayor capacidad de carga. (ver Fig. II-1).

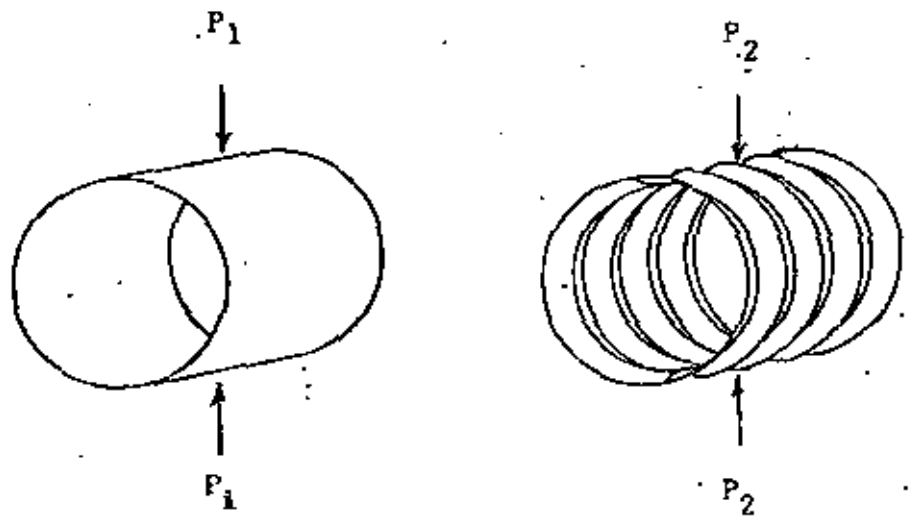


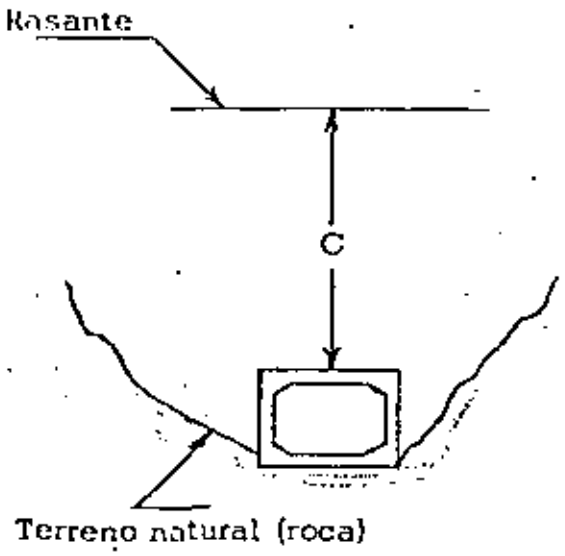
Figura II-1

b).- Tipo de material de fabricación de la alcantarilla.

Dependiendo del tipo de material con que esté fabricada la alcantarilla, dentro del rango económico, puede ser rígida o flexible.

Cuando se emplea concreto simple o reforzado para la fabricación de alcantarillas de tipo tubo o cajón se dice que son alcantarillas rígidas, dado que las deflexiones son pequeñas debido al momento de inercia - que su sección adquiere cuando se analizan las cargas que obran sobre ella.

En cambio, para una misma sección hidráulica necesaria , si se coloca una estructura de lámina, obrando sobre ella la misma carga que para el caso anterior, se ocasionarán en la estructura mayores deflexiones , por lo cual a dichas estructuras de lámina se les llama Alcantarillas Flexibles



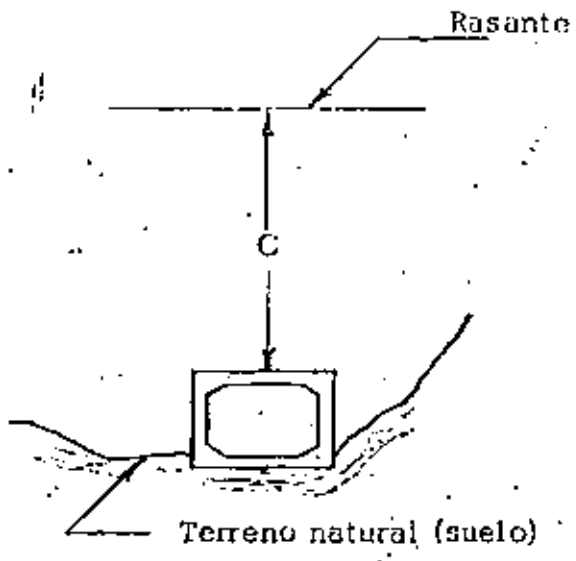


Figura II-2 Figura II-3

3.- Cargas.

a).- Carga viva.

Posteriormente se describirá con detalle el efecto tan importante que ocasiona la carga viva al obrar sobre las alcantarillas. La carga puede ser estática o bien puede estar en movimiento; en la que se incluye el peso bruto y los efectos debidos a impacto y vibración. La carga viva es la producida por el equipo de construcción y por el tránsito que obrará en el camino; la distribución de carga depende fundamentalmente: del tipo, espesor y condición en que se encuentre el pavimento ya sea éste, rígido (losas de concreto simple o reforzado) o flexible (pavimentos bituminosos); asimismo depende del colchón que obra sobre la alcantarilla, es decir, de la altura,

nado por el relleno compactado disminuye el valor de los elementos mecáni - cos ocasionados por las fuerzas verticales que obran sobre la estructura.

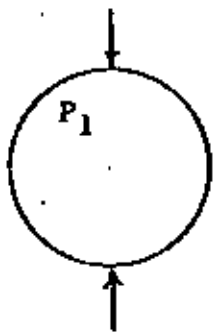


Figura II-5

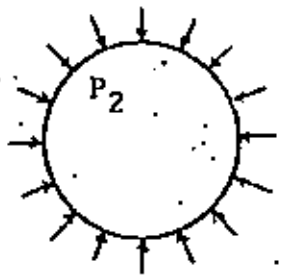


Figura II-6

Posteriormente, cuando se analice la teoría de carga debida a Anson Marston, se justificará el método de instalación de la alcantarilla.

Ya que se han citado los factores que intervienen en el diseño estructural de las alcantarillas, analicemos algunas teorías de carga y determinemos cual es la más conveniente, es decir, la que toma en cuenta y en mejor forma los factores antes citados .

Definiciones :

Un conducto en zanja, es aquel que se instala en una zanja relativamente estrecha cavada en un suelo no removido y cubierto con un relleno del mismo material . Figura II-15

Un conducto en proyección positiva, es aquel que se instala sobre una cama superficial y cuya clave se proyecta sobre la superficie del terreno natural . Figura II-16

Un conducto en proyección negativa, es aquel que se instala en una zanja relativamente estrecha y superficial con su clave a una elevación más baja que la de la superficie del terreno natural y el cual, se cubre con un terraplén. Figura II-17

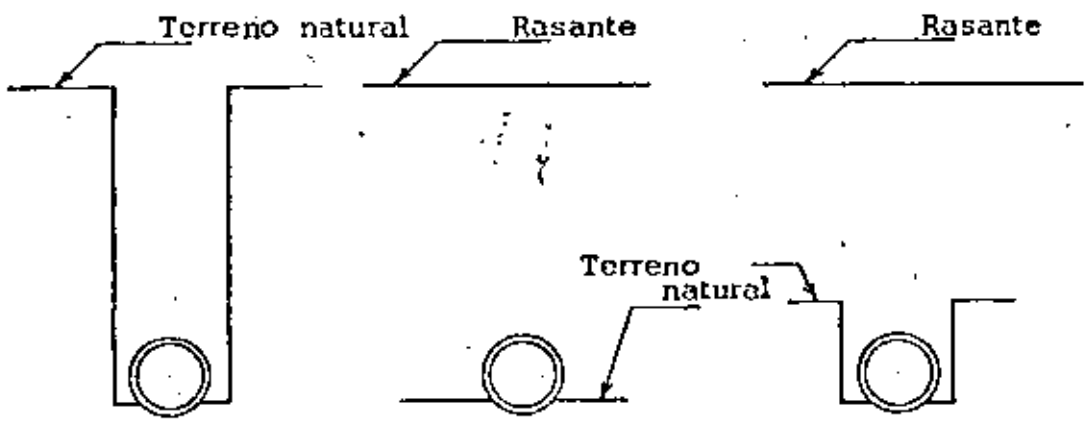


Figura II-15 Figura II-16 Figura II-17

a).- Conductos en zanja .

En el caso de los conductos en zanja, el material de relleno tiene una tendencia a consolidarse y asentarse. Esta acción causa que el prisma de suelo sobre el conducto tienda a separarse y deslizarse hacia abajo

CONDUCTO EN ZANJA.

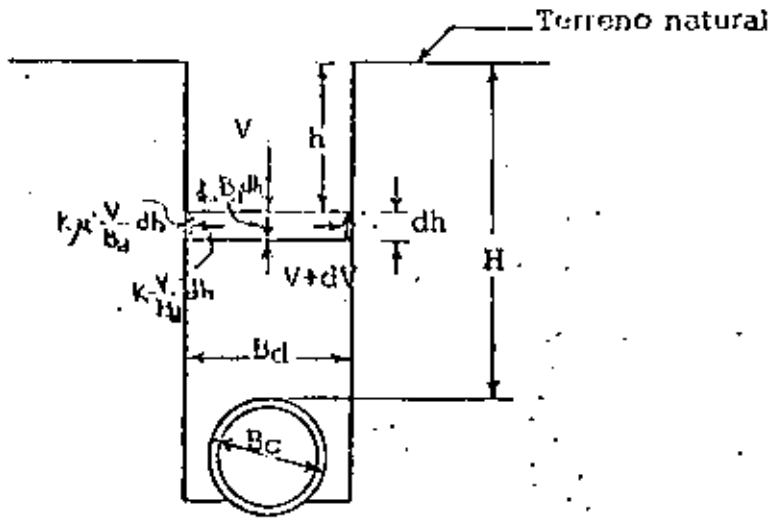


Figura II-18

Actuantes en este elemento en equilibrio son: V, la presión vertical sobre el elemento diferencial; V + dV ,la presión vertical que actúa abajo del elemento diferencial; $\gamma_m B_d\, dh$,el peso del elemento; y $K \frac{V}{B_d} dh$,la presión lateral a cada lado del elemento, ello considera que la presión vertical sobre el elemento es uniformemente distribuida sobre el ancho B_d . Entonces el elemento tiene una tendencia a moverse hacia abajo, con relación a las paredes de la zanja, estas presiones laterales inducen fuerzas cortantes hacia arriba igual a $K\mu' \frac{V}{B_d}$ dh .

Igualando las fuerzas verticales, se obtiene que :

$$V + dV + 2K\mu' \frac{V}{B_d} dh = V + \gamma_m B_d\, dh \qquad (II-7)$$

La cual es una ecuación diferencial lineal, cuya solución es:

$$V = \gamma_m B_d^2 \frac{1 - e^{-2K\mu'(h/B_d)}}{2K\mu'} \qquad (II-8)$$

A la elevación de la clave del conducto h=H y substituyendo dicho valor en la ecuación (II-8) ,se obtiene la expresión para determinar la presión vertical en un plano horizontal a la altura de la clave del conducto. La porción de esta presión total que obra sobre el conducto depende

anotadas, es el ancho de una zanja normal con paredes verticales. En el caso de que la zanja sea construida con paredes inclinadas, experimentalmente se ha visto que el ancho de la zanja a la altura de la clave del conducto es el valor más apropiado a usar como B_d en el cálculo de la carga. Si es necesario cavar una zanja con paredes inclinadas o una que sea muy ancha en comparación con el tamaño (sección recta) del conducto es buena práctica colocar el conducto en una sub-zanja relativamente estrecha al fondo de la zanja más ancha; entonces, de acuerdo con el principio anteriormente establecido, la carga sobre el conducto deberá ser razonablemente un poco menor. Ver figura II-20.

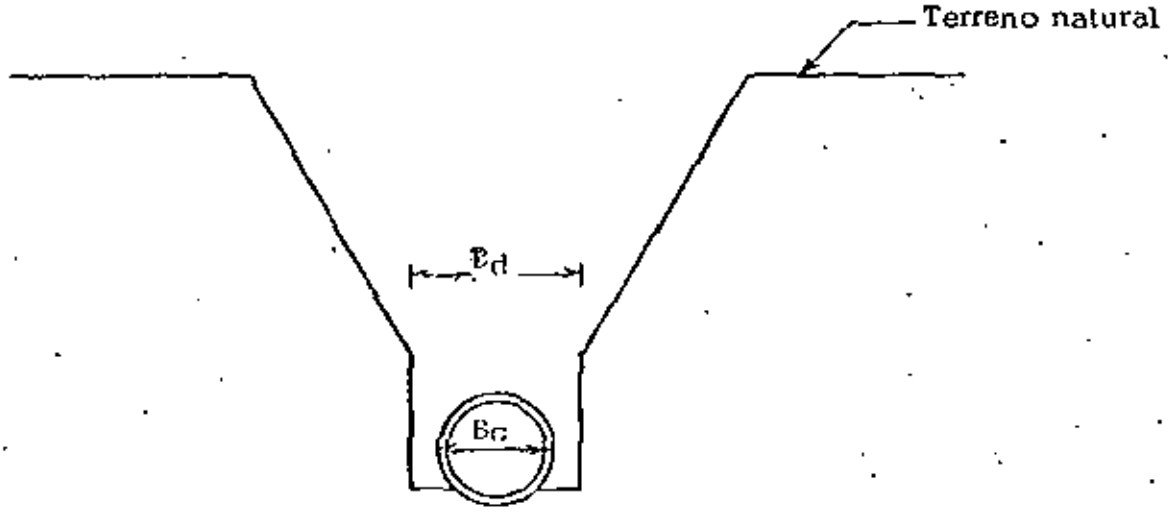


Figura II-20

b).- Conductos en proyección.

Este tipo de conductos es el que se encuentra con mayor frecuencia en las obras de arte en vías terrestres ya que, por motivos de compensación de movimientos de tierra, los arroyos son cubiertos por terraplenes los cuales hacen que las alcantarillas queden cubiertas por ellos y así

obra directamente sobre el conducto y se tendrá entonces el caso llamado " Condición de proyección incompleta " (fig. II-21) ; el segundo caso, figura II-22, ocurre cuando el plano crítico se conve hacia abajo, es decir, que los prismas exteriores se estarán asentando menos que el prisma interior y entonces sobre el prisma interior estarán actuando fuerzas cortantes hacia arriba que disminuirán el peso del prisma interior y se tendrá entonces el caso llamado " Condición de zanja incompleta " (figura II-22) .

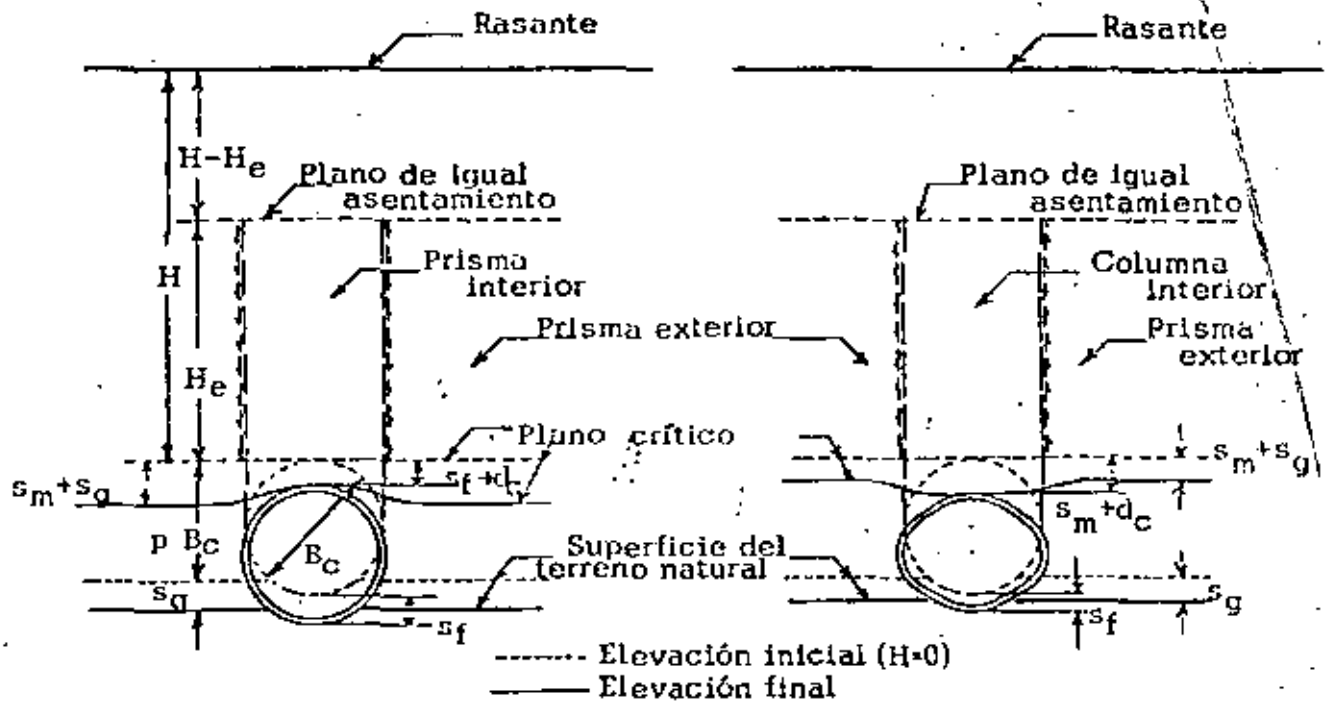


Figura II-21 Figura II-22

Existe también un plano llamado " Plano de igual asentamiento " el cual se define como plano horizontal en el terraplén en y sobre el cual los asentamientos de los prismas interior y exteriores del suelo son iguales Sobre este plano no existe tendencia a movimiento relativo entre los tres prismas de suelo, razón por la cual no se generan esfuerzos cortantes a lo largo de los planos verticales tangentes al conducto; mientras que abajo del

b.2) Conductos en proyección negativa.

Como se dijo anteriormente, un conducto en proyección negativa, es aquel que se instala en una zanja relativamente estrecha y superficial con su clave a una elevación más baja que la de la superficie del terreno natural y el cual se cubre con un terraplén.

Este tipo de conductos es más adecuado que el anterior en el proyecto de las alcantarillas en carreteras, ya que, como se verá más adelante, la carga actuante es menor que aquella determinada para conductos en proyección positiva, puesto que, en el caso que nos ocupa, la instalación es tal que se garantiza el desarrollo de esfuerzos cortantes hacia arriba que ayudan a soportar el peso del prisma interior. Quedando solamente como principal restricción la ofrecida por las condiciones hidráulicas locales en la colocación de la alcantarilla.

En la determinación de la fórmula de carga se emplea una notación semejante a la anteriormente enunciada, siendo esencialmente la misma, pero variando ligeramente en algunos conceptos, como los siguientes :

Plano crítico: Es el plano horizontal en el material del terraplén el cual fue originalmente nivelado con la superficie del terreno natural antes de que los asentamientos ocurrieran.

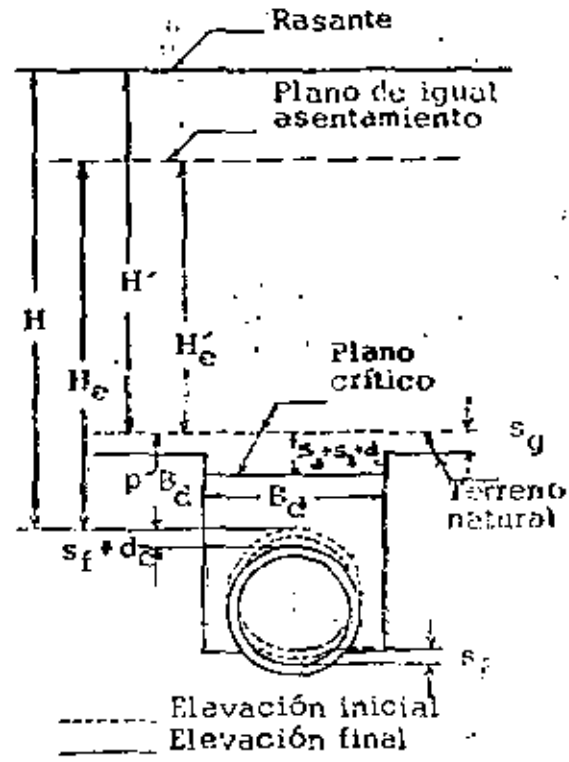


Figura II-27

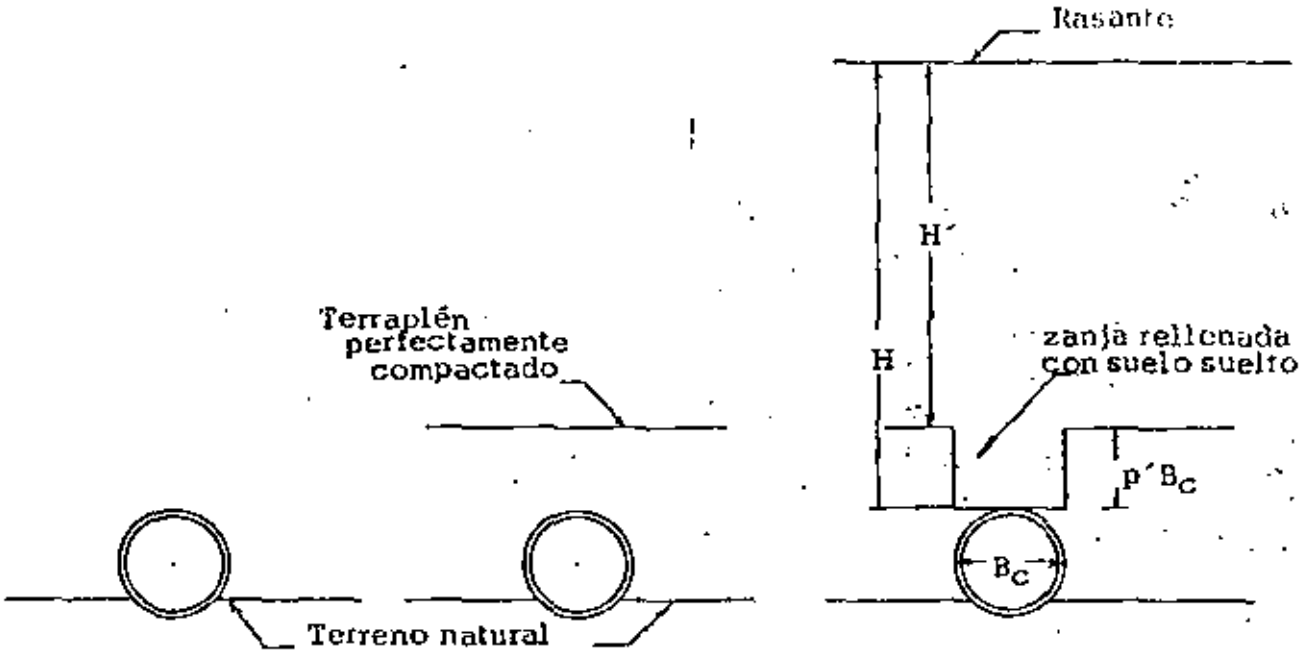


Figura II-35

El análisis teórico anteriormente descrito para la determinación de la carga muerta sobre conductos en proyección negativa es válido para el caso de conductos en zanja imperfecta. Sólo que, en este último caso se considera a la superficie del material compactado inicialmente como el equivalente al considerado como la superficie del terreno natural en el caso de los conductos en proyección negativa ; por lo que, se pueden usar las ecuaciones II-31 y II-32 así como las gráficas de las figuras : II-31 , II-32 , II-33 y II-34 .

Para poder obtener resultados mejores, el ancho de la zanja cavada no deberá ser mayor que el ancho exterior del conducto y la profundidad de esta misma deberá variar entre 1.0 y $1\frac{1}{2}$ veces el ancho exterior del conducto .

en al que :

$$C_c = \frac{e^{\pm 2K\mu (H/B_c)} - 1}{\pm 2K\mu} \qquad (II-16)$$

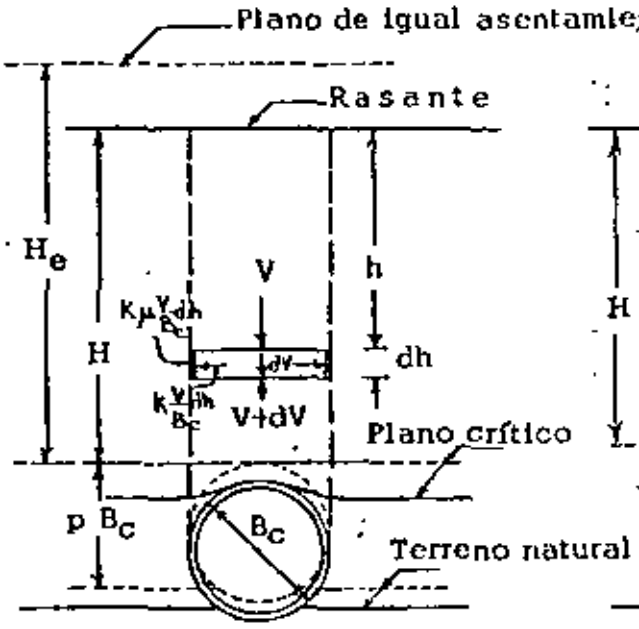


Figura II-24

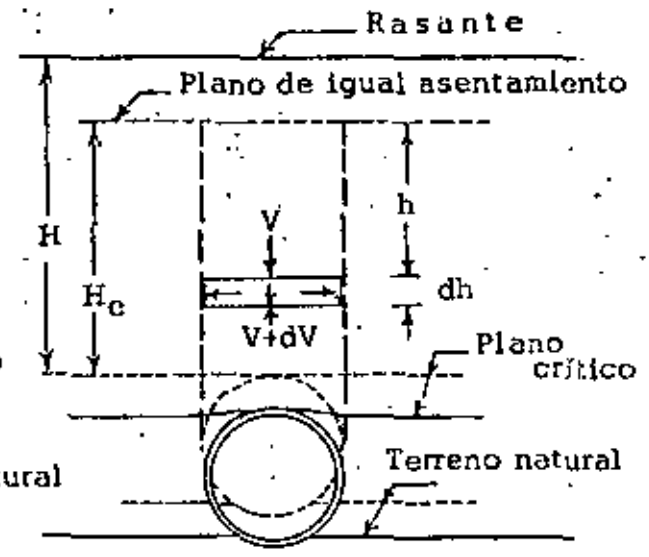


Figura II-25

--------- Elevación inicial (H=0)
——— Elevación final

En la fórmula II-16, se usan los signos positivos para la condición de proyección completa y los signos negativos para la condición de zanja completa.

Ahora, considerando las condiciones de condición de zanja incompleta y la condición de proyección incompleta (ver figura II-25), en la cual H es mayor que H_e, e igualando las fuerzas verticales sobre el elemento diferencial horizontal, se tiene que :

$$V + dV = V + \gamma_m B_c\, dh \pm 2K\mu \frac{V}{B_c}\, dh \qquad (II-17)$$

cuando se tiene h=0, entonces $V = (H - H_c)\, \gamma_m B_c$

y la solución de esta ecuación diferencial es :

$$V = \mp \frac{\gamma_m B_c^2}{2K\mu} \pm \frac{\gamma_m B_c^2}{2K\mu}\, e^{\pm 2K\mu (h/B_c)} + (H - H_e)\, \gamma_m B_c\, e^{\pm 2K\mu (h/B_c)} \qquad (II-18)$$

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

"COLOCACION DE TUBERIA PARA AGUA POTABLE"

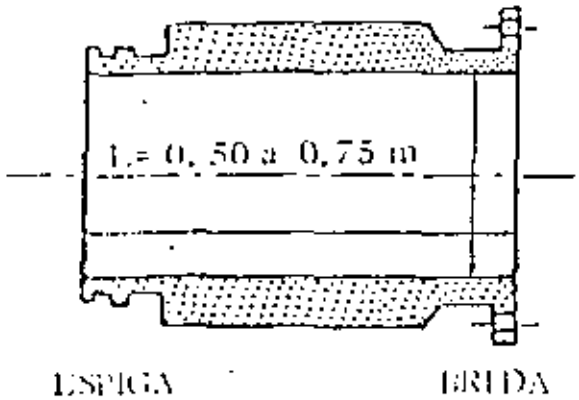
(Continuación)

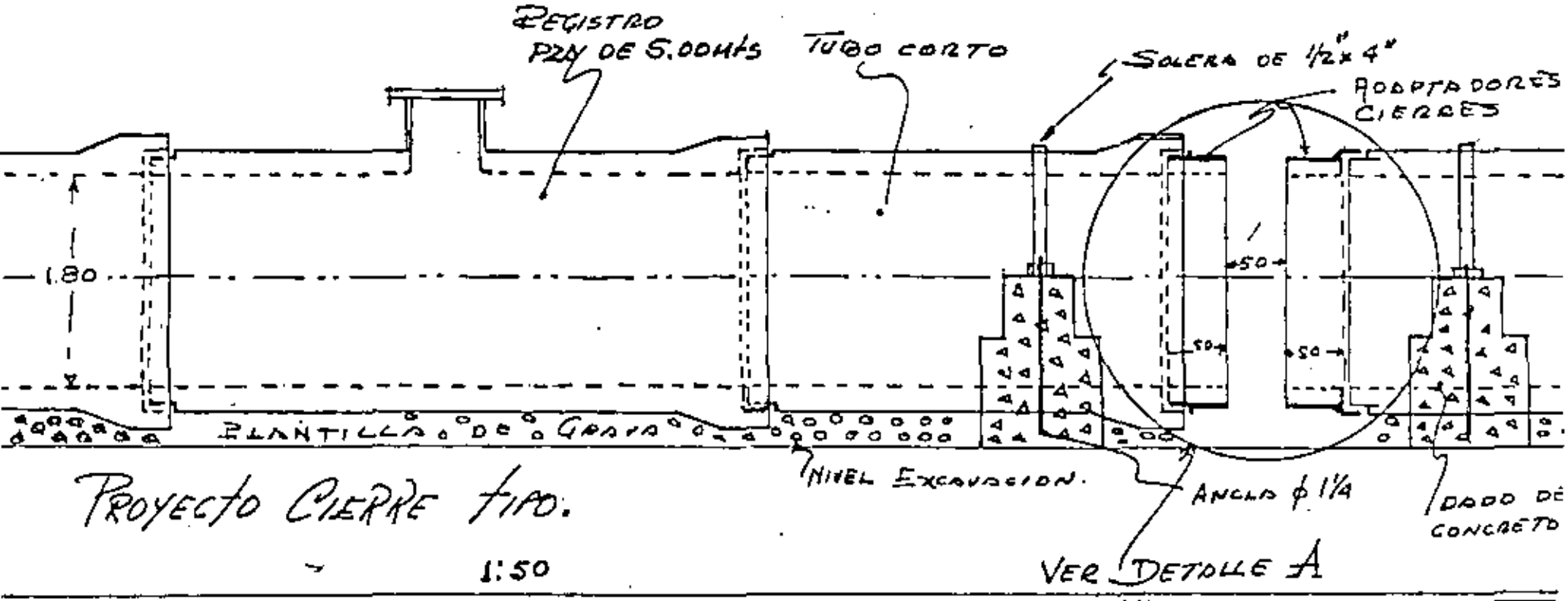
ING. ENRIQUE GONZALEZ SANCHEZ

ING. HERIBERTO TINOCO ENRIQUEZ

MARZO DE 1979.

ADAPTADORES

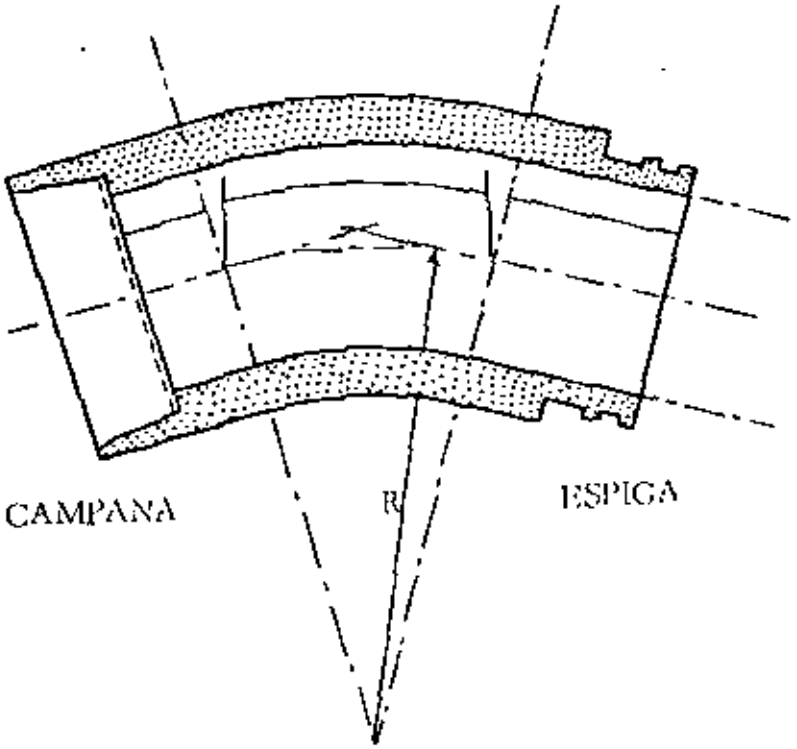




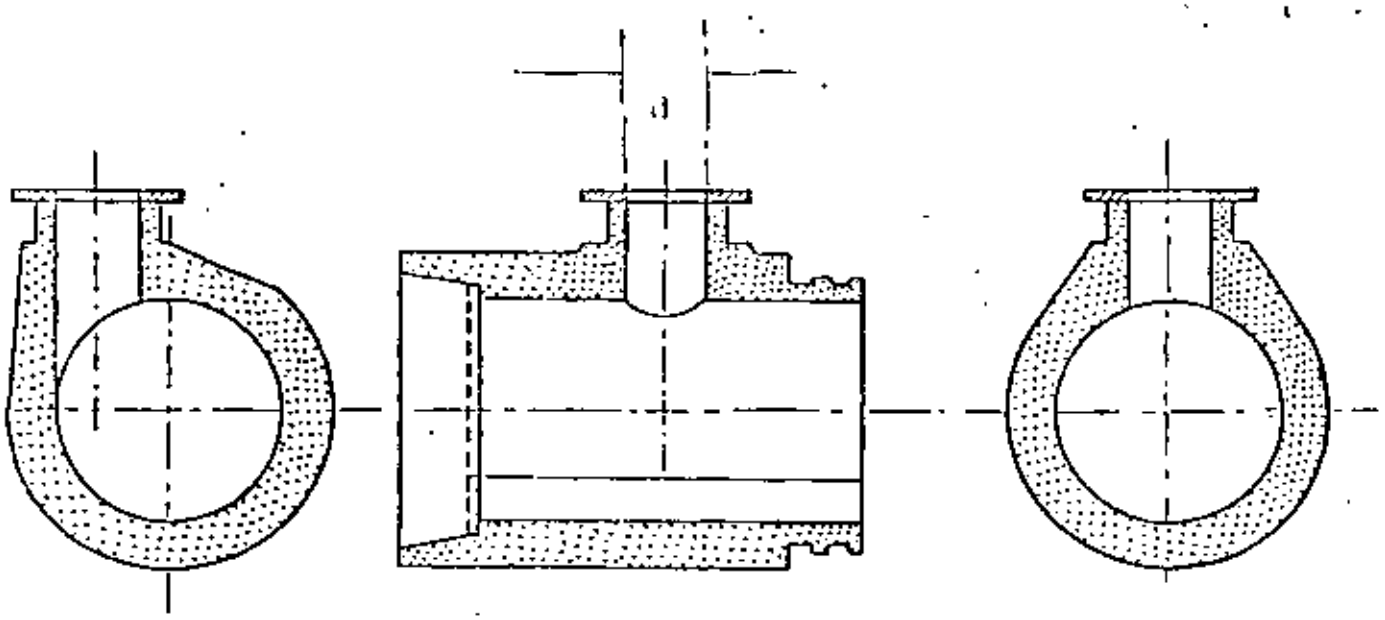
PROYECTO CIERRE TIPO.

1:50

CODOS



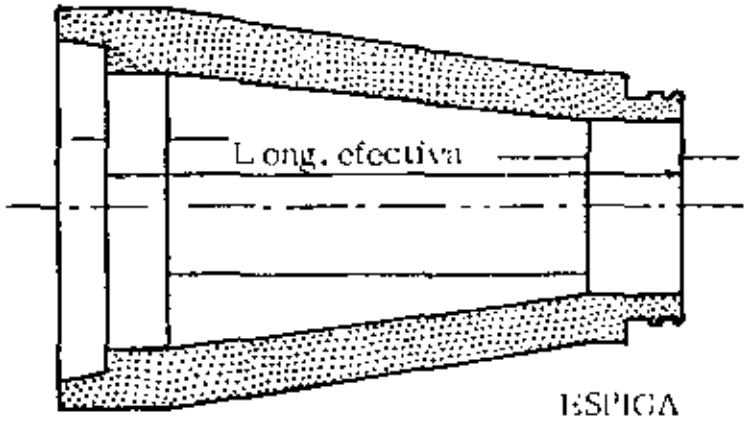
TUBOS CORTOS CON SALIDAS



SALIDA TANGENCIAL

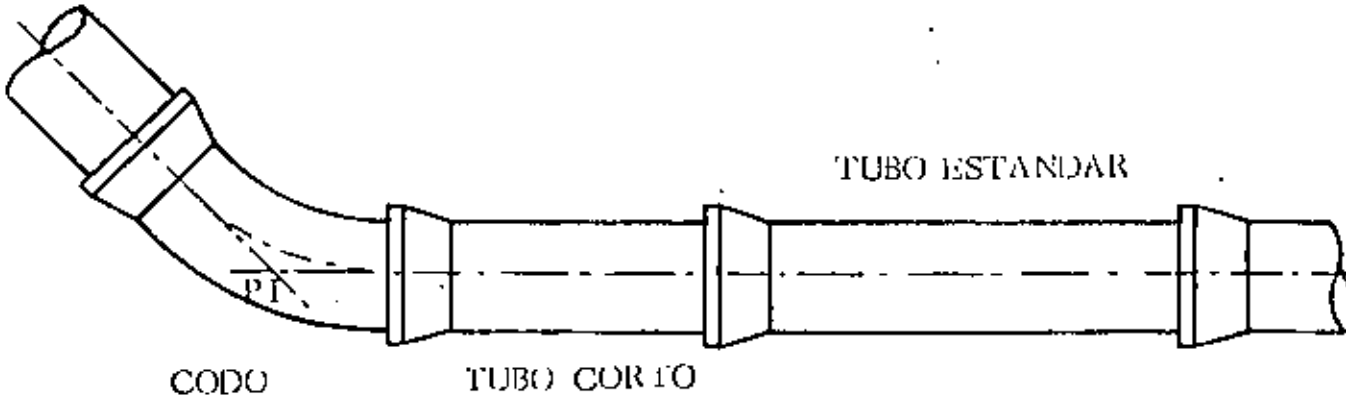
SALIDA RADIAL

REDUCCION

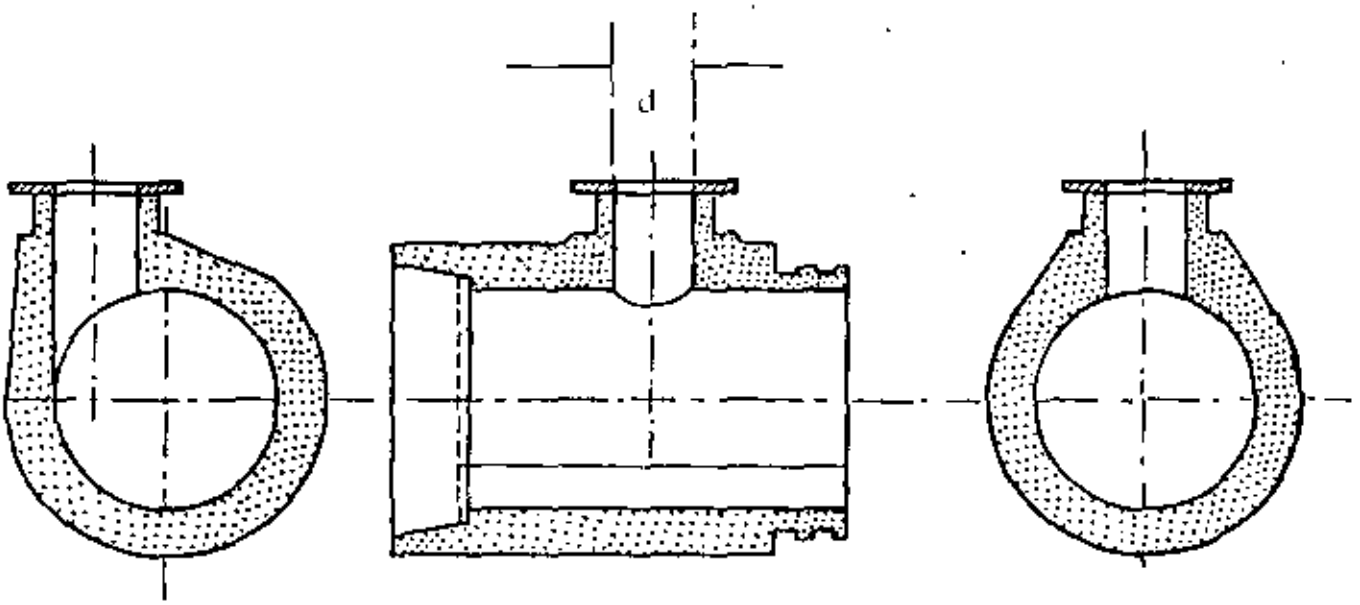


CAMPANA

TUBOS CORTOS



TUBOS CORTOS CON SALIDAS



SALIDA TANGENCIAL

SALIDA RADIAL

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

"CONTROL DE CALIDAD"

ING. LORENZO FLORES CASTRO
MARZO DE 1979

GRADO DE CALIDAD "A"

N. O. M. C 155-1976

- Se acepta 20% valores inferiores a f'_c
- EL promedio de 7 pruebas consecutivas $\geq f'_c$
- Se acepta hasta 1% de pruebas $\leq f'_c - 50\ kg/cm^2$

GRADO DE CALIDAD "B"

N. O. M. C 155-1976

- se acepta 10% de valores inferiores a f'_c
- EL promedio de 3 pruebas consecutivas $\geq f'_c$
- Se acepta hasta 1% de pruebas $\leq f'_c - 35\ kg/cm^2$

Número de Pruebas insuficiente

Número de Pruebas	Concreto Calidad A	Concreto Calidad B
1	$f'_c - 50$	$f'_c - 35$
2	$f'_c - 28$	$f'_c - 13$
3	$f'_c - 17$	f'_c
4	$f'_c - 11$	
5	$f'_c - 7$	
6	$f'_c - 4$	
7	f'_c	

NUMERO DE ESPECIMENES

TUBOS

DIAMETRO INTERIOR	TAMAÑO DEL LOTE DE ENTREGA Y NUMERO DE TUBOS QUE FORMAN EL LOTE DE MUESTRA				
	25 A 100 PIEZAS	101 A 200 PIEZAS	201 A 300 PIEZAS	301-500 PIEZAS	500-1000
10	1	2	3	4	5
15	1	2	3	4	5
20	1	2	3	4	5
25	1	2	3	4	5
30	1	2	3	4	5
38	1	1	2	3	4
45	1	1	2	3	4
60	1	1	2	3	4

REQUISITOS DE RESISTENCIA Y ABSORCION PARA TUBOS DE CONCRETO SIN REFURZO

N.O.M. C-9-1968

RESISTENCIA NORMAL
TIPO -I-

DIAMETRO NOMINAL (CM)	CARGA MINIMA DE RUPTURA kg/M 3 APOYOS	APOYO DE ARENA	ABSORSION %
10	1488	2232	8
15	1637	2255	8
20	1934	2902	8
25	2083	3125	8
30	2232	3348	8
38	2604	3906	8
45	2976	4464	8
60	3571	5357	8

RESISTENCIA ALTA TIPO II

10	2976	4464	8
15	2976	4464	8
20	2976	4464	8
25	2976	4464	8
30	3348	5022	8
38	4092	6138	8
45	4910	7955	8
60	5952	8828	8

PRUEBAS PARA TUBOS DE CONCRETO.

RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO.

NOTA: Dimensiones en cm.

VISTA FRONTAL POR EL MACHO

VISTA FRONTAL POR LA CAMPANA

VISTA FRONTAL.

Arena

Lona gruesa o lámina delgada

CAMA DEL BARRIL

CAMA DE LA CAMPANA

CAMA DEL BARRIL.

VISTA LATERAL

Pernos

Clavos

MARCO DE APOYO SUPERIOR

VISTA LATERAL

FIG.4. APOYOS DE ARENA. PARA TUBOS DE MACHO Y CAMPANA.

FIG.5. APOYOS DE ARENA PARA TUBOS DE CAJA Y ESPIGA.

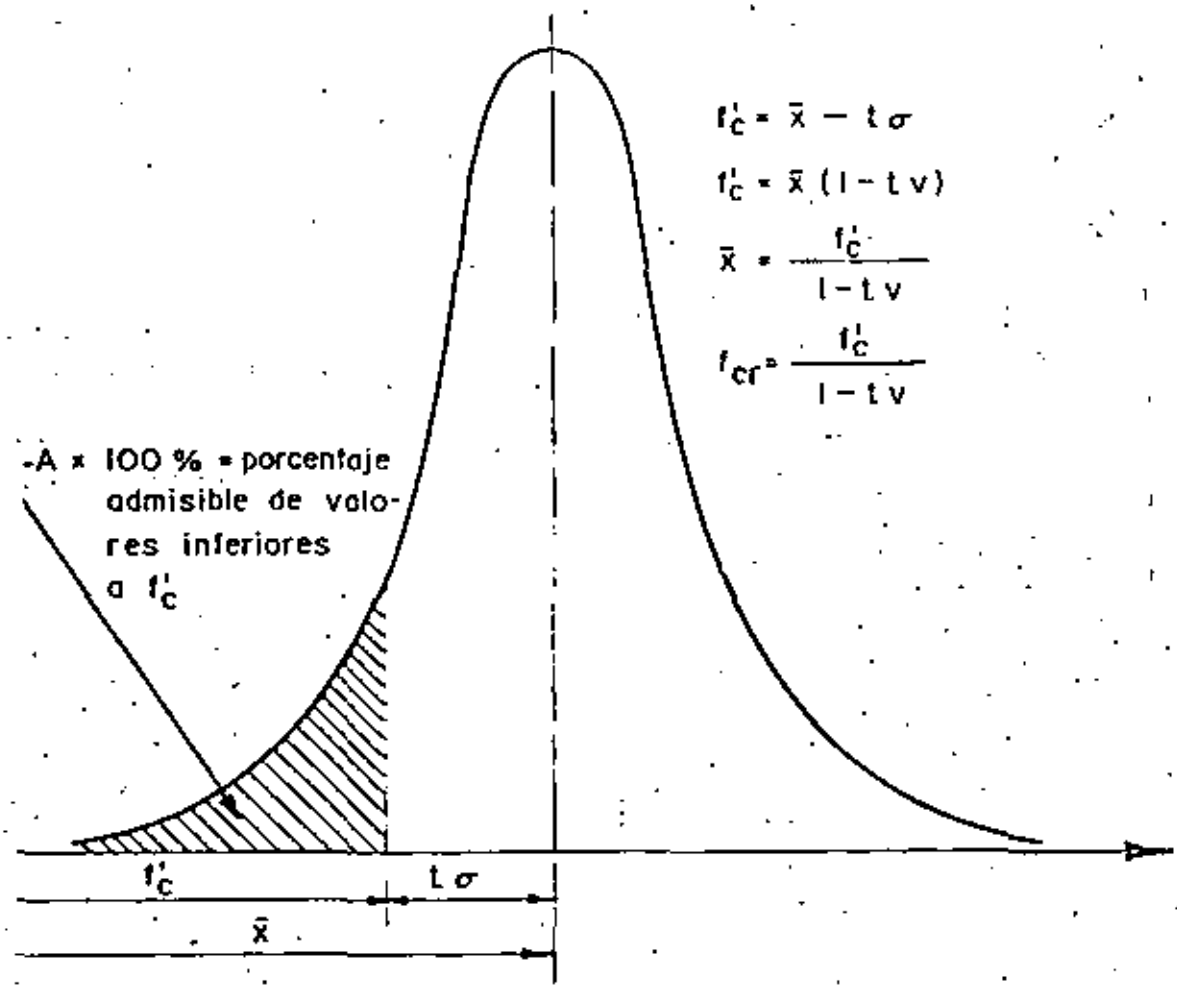


Fig. 4

cia, sí pueden cumplirse y permiten me-
s condiciones de contratación y super-
ón.

'ara la formulación de especificaciones es
esario aplicar la teoría de las probabi-
ides y las propiedades de la curva de
cribución normal de frecuencias o curva
Gauss.

)e esta forma, si llamamos $\bar{x}$ a la resis-
cia promedio de un grupo de observa-
nes y x a un valor cualquiera de resis-
cia inferior a x, Fig. 3, se tiene:

$$x = \bar{x} - t\sigma$$

donde σ es la desviación estándar de la
tribución y t es un factor que depende de
posición de x. De la expresión anterior:

$$t = \frac{\bar{x} - x}{\sigma}$$

Para cada valor de t existen valores tabulados del área bajo la curva a la izquierda del valor de x. Siendo el área total bajo la curva de distribución normal, igual a la unidad, el área bajo la curva a la izquierda de x representará simplemente la probabilidad de que ocurran valores de resistencia inferiores a x.

Si llamamos f'_c a la resistencia de proyecto y establecemos una cierta tolerancia de valores por debajo de esta resistencia (véase Fig. 3),

$$f'_c = \bar{x} - t\sigma$$

$$= \bar{x}(1 - tV), \; f'_c < \bar{x}$$

$$\bar{x} = \frac{f'_c}{1 - tV}$$

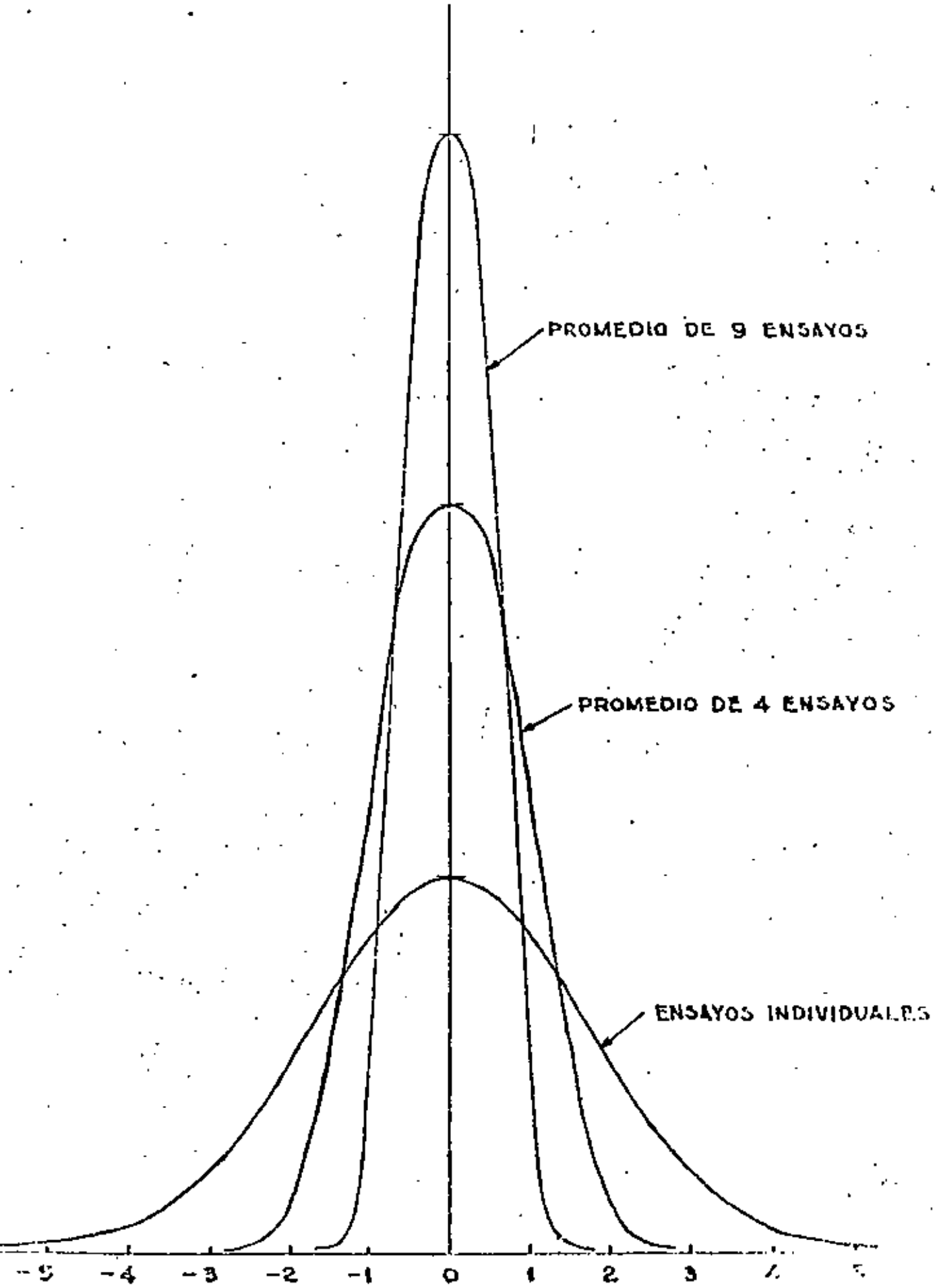
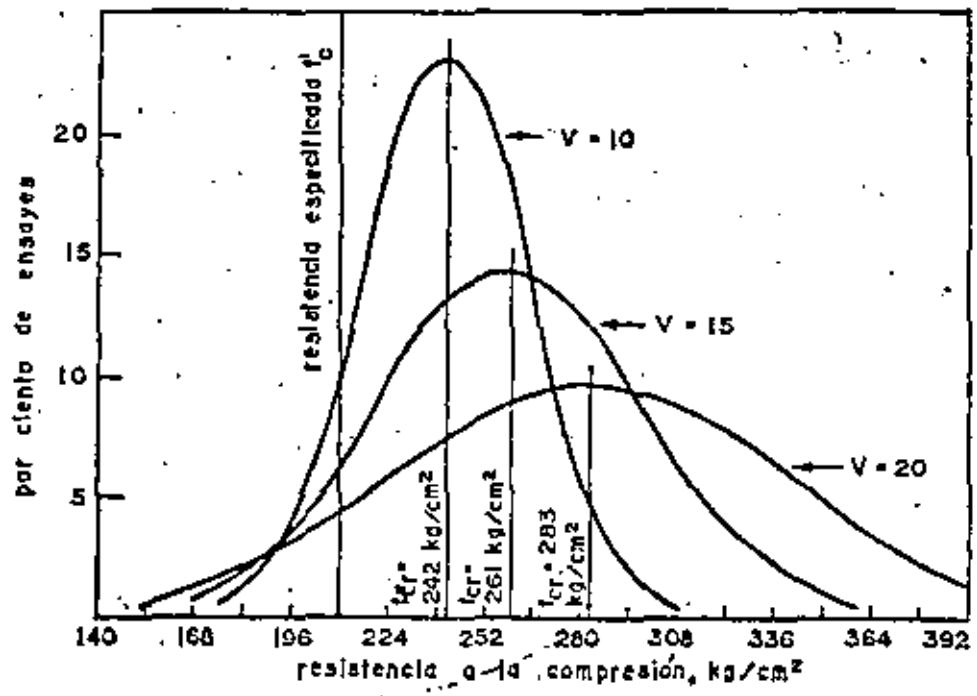

PROMEDIO DE 9 ENSAYOS
PROMEDIO DE 4 ENSAYOS
ENSAYOS INDIVIDUALES
-5
-4
-3
-2
-1
0
1
2
3
4
5

Fig. 2



Curvas normales de frecuencia para coeficientes de variación de 10, 15 y 20 por ciento.

Resistencia promedio requerida f'_{cr}, basada en una probabilidad de uno en diez de que un ensaye caiga debajo de la resistencia especificada f'_c de 210 kg/cm².

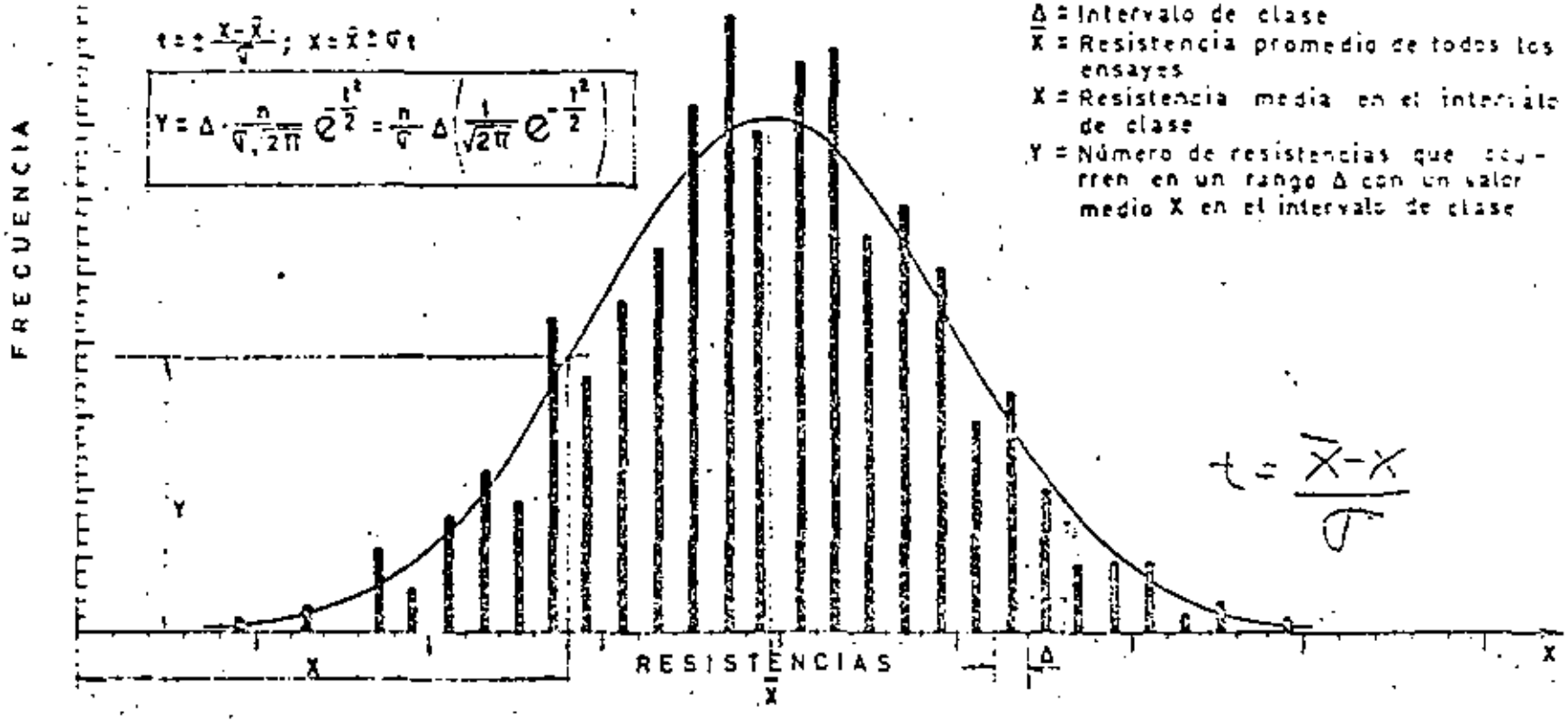
CURVA DE DISTRIBUCION NORMAL Y CARTA DE BARRAS DE FRECUENCIA

$$y = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(X-\bar{X})^2}{2\sigma^2}} = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}}$$

$$t = \pm\frac{X-\bar{X}}{\sigma}; \quad X = \bar{X} \pm \sigma t$$

$$Y = \Delta \cdot \frac{n}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} = \frac{n}{\sigma}\Delta\left(\frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}}\right)$$

n = Número de especímenes
σ = Desviación estandar
Δ = Intervalo de clase
$\bar{X}$ = Resistencia promedio de todos los ensayes
X = Resistencia media en el intervalo de clase
Y = Número de resistencias que ocurren en un rango Δ con un valor medio X en el intervalo de clase



$$t = \frac{\bar{X}-X}{\sigma}$$

t	0	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00
$\frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}}$	0.399	0.387	0.352	0.301	0.242	0.187	0.130	0.086	0.054	0.032	0.018	0.009	0.004

TOLERANCIAS EN REVENIMIENTO

N.O.M. C 155-1976

Revenimiento Especificado (cm)	Tolerancia (cm)
menos de 5	± 1.5
5 a 10	± 2.5
más de 10	± 3.5

CONCRETO

N. O. M C-155-1976

NUMERO DE ENTREGAS	Nº DE MUESTRAS RECOMENDADO	Nº DE MUESTRAS MIN. OBLIGATOR
1	1	1
2 - 4	2	1
5 - 9	3	2
10 - 25	5	3
26 - 49	7	4
50 EN ADELANTE	9	5

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

CURSO DE ACTUALIZACION PARA SUPERVISORES DE OBRAS HIDRAULICAS URBANAS

"ESTUDIO DE EXCAVACION DE ZANJAS EN ROCA"

ING. JULIO CESAR ACEVES S.

ING. ARNIE SAMUELSON.

Estudio de excavación de zanjas en roca

1 Condiciones

1.1 Geología

Los afloramientos de roca indican un basalto poroso hasta una profundidad de 2 a 3 m. Abajo sigue un basalto más sano y homogéneo. El basalto tiene una gran resistencia a presión. Sin embargo es fragil y se quiebra fácilmente por flección y choque.

Considerando las propiedades de la roca y la localización de la zanja se efectúa el estudio con un constante de roca C = 0,35 kg/m3. (para roca normal C = 0,40 kg/m3.)

1.2 Localización

1.2.I Edificios y casas

En las zonas populares la calidad de las casas es muy variable y consecuentemente la resistencia a vibraciones.

Para poder realizar las voladuras en una forma racional se tiene que fijar un criterio de vibraciones y tolerar unos daños en casas de muy mala calidad. Las casas son normalmente fundadas directamente sobre la roca, que es lo más favorable, aunque la reacción humana a las vibraciones es mucho más fuerte en este caso.

Según mi experiencia de unos 50 km de túneles y zanjas en zonas urbanas es muy importante de informar los vecinos con folletos y pedir la solidaridad con el gran número de gente que va a disfrutar de las instalaciones.

Es de igual importancia de hacer una inspección de las casas más cercanas para evitar reclamaciones injustificadas.

La velocidad de la vibración es el criterio más usado y más adecuado y los siguientes límites son válidos para casas y edificios de calidad normal:

Velocidad de vibración $v_{mm/s}$	Daños
70	Ningunos
100	Grietas insignificantes

1.2.2 Líneas de transmisión eléctrica de alta tensión.

Líneas de alta tensión constituyen un riesgo de ignición involuntaria de estopines eléctricos.

Las distancias de seguridad (medidas horizontalmente) son:

Voltaje kV	Distancia mínima m
3 -6	20
10	50
≤ 20	100

Las distancias se refieron a los estopines eléctricos de Du Pont. Los estopines VA de Nitro Nobel requieren un impulso mucho más grande para iniciarse y la distancia de seguridad es únicamente 10 m a una línea de 220 kV. Desafortunadamente no se puede conseguir estos estopines en México.

La mejor solución es los estopines non-eléctricos NONEL de Nitro Nobel, porque además son muy difíciles a adaptar a un uso ilegal, si son extraviados. Estos estopines tampoco se consiguen fácilmente en el país.

Cerca las líneas de alta tensión se tiene que usar cordón detonante con micro-retardadores.

1.2.3 Radio emisoras

Radio emisoras pueden iniciar estopines eléctricos normales.

Potencia Watts	Frecuencia MHz	Distancia de seguridad m
5	Independiente	-
< 50	> 30	15
25	< 30	30
50	< 30	50
100	< 30	70
250	< 30	100
500	< 30	150
1.000	< 30	200
2.500	< 30	300
5.000	< 30	400
10.000	< 30	600
25.000	< 30	1.000
50.000	< 30	1.500
100.000	< 30	2.000
250.000	< 30	3.000

La mínima distancia a circulación de vehículos que pueden traer radios de comunicación es de 15 m'

Esto impide por ejemplo al uso de estopines eléctricos a lo largo del Periférico y en las calles.

1.2.4 Proyección de piedras

Es necesario de evacuar la zona alrededor de la voladura. Es sumamente importante de tener una capa de protección muy eficiente cerca las líneas de alta tensión, donde los daños traen graves consecuencias.

2 Cálculos

2.1 Barrenación

Para control de vibraciones y proyección se debe usar barrenos delgados y se recomienda expresivamente efectuar toda barrenación con acero integral de serie 11.

Los diámetros del serie 11 son:

Longitud de la barra m	Diámetro de la broca mm
0,80	34
1,60	33
2,40	32
3,20	31
4,00	30
4,80	29

Inclinación de la barrenación = 33 % (1 horizontal a 3 vertical).

Se puede hacer la barrenación con pistolas de piso, pero lo más efectivo es el ROC 302 (El Cangrejo) con dos brazos.

2.2 Explosivos

El explosivo más efectivo para la carga de fondo es la Gelatina Extra, especialmente en roca sana. Pero como los explosivos plásticos son los más atractivos pasa elementos criminales es preferible usar la Dinamita Extra 60 %.

Para la carga de columna el Duramex G es el explosivo más adecuado.

Es imposible de usar el ANFO(ANFOMEX o MEXAMON) porque no permite una carga controlada.

2.3 Método de ignición

Hay pocos lugares donde se puede usar estopines eléctricos y por eso se recomienda el uso general de cordón detonante y conectores MS.

2.4 Diagramas de barrenación y cálculos de carga

2.4.1 Tubo de 48" y ancho de la zanja = 2,00 m

Datos:

Ancho	2,00 m
Profundidad	2,90 m
Barrenación	serie 11
Inclinación de los barrenos	33 %
Explosivos:	
Carga de fondo	Dinamita Extra 60% 7/8"
Carga de columna	Duramex G 7/8"
Pesos:	
Dinamita Extra 60 % 7/8" x 8"	0,105 kg/cart
Duramex G 7/8" x 8"	0,080 kg/cart
Constante de roca	0,35 Kg/m^3
Taco=$V_{máx}$= 30 x 45 = 1.350 mm	1,35 m
Sub-barrenación	
0,3 x $V_{máx}$ = 0,3 x 1,35	0,40 m
Longitud de barrenación	
1,05x(2,90 + 0,40)	3,50 m

Concentración de carga de fondo para

$c = 0{,}35\ kg/m^3$	$\frac{0{,}35}{0{,}40} \times \frac{30^2}{1.000}$	0,80 kg/m
$c = 0{,}40\ kg/m^3$	$\frac{30^2}{1.000}$	0,90 kg/m
Carga de fondo	$0{,}55 \times \frac{0{,}80}{0{,}90}$	$\sim$ 0,50 kg

5 cart de D E 60 % 7/8"

5 x 0,105 bien retacados	0,525 kg
Bordo	0,75 m
Espaciamientos	0,60+0,80+0,60=2,00 m

Altura de carga de fondo

$\frac{0{,}525}{0{,}70 \times 1{,}14} =$	0,65 m
Taco	1,35 m

Altura de carga de columna

3,50 - 0,65 - 1,35	1,50 m

Carga de columna

7 cart de Duramex G 7/8" sin retaque 7 x 0,080	0,56 kg
Carga total por barreno 0,525 + 0,560	1,085 kg

Coeficiente de carga

$\frac{4 \times 1{,}085}{0{,}75 \times 2{,}90 \times 2{,}00} =$	$1{,}0\ kg/m^3$

2.4.2 Tubo de 48" y ancho de la zanja = 2,50 m

Ancho	2,50 m
Profundidad	2,90 m
Se mantiene todos los datos del barreno del cálculo anterior y se cambia únicamente la distribución de los barrenos.	
Bordo	0,75 m
Espaciamientos	0,80+0,90+0,80=2,50
Carga total por barreno	1,085 kg
Coeficiente de carga	
$\frac{4 \times 1,085}{0,75 \times 2,90 \times 2,50} =$	0,80 kg/m^3

2.4.3 Tubo de 72" y ancho de la zanja = 2,70 m

Datos:	
Ancho	2,70 m
Profundidad	3,60 m
Barrenación	serie 11
Inclinación de los barrenos	33 %
Explosivos:	
Carga de fondo	Dinamita Extra 60 % 7/8"
Carga de columna	Duramex G 7/8"
Pesos:	
Dinamita Extra 60 % 7/8" x 8"	0,105 kg/cart
Duramex C 7/8" x 8"	0,080 kg/cart
Constante de roca	0,40 kg/m^3

Taco = $V_{máx}$ = 30 x 45 = 1.350 mm	1,35 m
Sub-barrenación	
0,3 x $V_{máx}$ = 0,3 x 1,35	0,40 m
Longitud de barrenación	
1,05 x (3,60 + 0,40)	4,20 m
Concentración de carga de fondo	
$\frac{d^2}{1.000} = \frac{30^2}{1.000}$	0,90 kg/m
Carga de fondo	
6 cart de D E 60% 7/8"	
7 x 0,105 bien retacados	0,735 kg
Espaciamientos	0,85+1,00+0,85=2,70 m
Altura de carga de fondo	
$\frac{0,735}{0,70 \times 1,14}$	0,90 m
Taco	1,35 m
Altura de carga de columna	
4,20 - 0,90 - 1,35	1,95 m
Carga de columna	
10 cart de Duramex G 7/8" sin retaque 10 x 0,080	0,80 kg
Carga total por barreno	
0,735 + 0,800	1,535 kg
Coeficiente de carga	
$\frac{4 \times 1,535}{0,70 \times 3,60 \times 2,70}$ =	0,90 kg/m^3

2.4.4 Tubo de 72" y ancho de la zanja = 3,00 m

Datos:

Ancho	3,00 m
Profundidad	3,60 m

Se mantiene todos los datos del barreno del cálculo anterior y se cambia únicamente la distribución de los barrenos.

Bordo	0,70 m
Espaciamientos	0,90+1,20+0,90=3,00

Coeficiente de carga

$$\frac{4 \times 1,535}{0,70 \times 3,60 \times 3,008} = \quad 0,81 \text{ kg/m}^3$$

2.5.1 Tubo de 48"

Con la ignición con primacord se obtiene colaboración entre los 4 barrenos en una hilera.

Carga dimensionante = 4 x 1,085 kg = 4,34 kg

Esta carga da una velocidad de la vibración de:

- 70 mm/s en una distancia de 25 m del centro de la zanja
- 100 mm/s en una distancia de 17 m del centro de la zanja y
- 150 mm/s en una distancia de 20 m del centro de la zanja

Con el tipo de construcción que se encuentra en las zonas populares probablemente no hay mucha diferencia en el efecto por vibraciones entre 70 y 100 mm/s, pero la velocidad de 150 mm/s puede provocar daños.

Por eso es recomendable de usar en un principio 2 intervalos por hilera cuando la distancia entre la zanja y la casa más cercana es menor de 15 m.

En las otras áreas se tiene que respetar la velocidad de vibración de 70 mm/s como máximo.

Carga por barreno = 1,085 kg

Carga:	Distancia mínima:
1 barreno = 1,085 kg	11 m
2 barrenos= 2,170 kg	17 m
3 barrenos= 3,255 kg	22 m
4 barrenos= 4,340 kg	25 m

2.5.2 Tubo de 72"

Para estos tramos se tiene que respetar el valor límite de 70 mm/s.

Carga por barreno = 1,535 kg

Carga:	Distancia mínima:
1 barreno = 1,535 kg	14 m
2 barreno = 3,070 kg	21 m
3 barrenos= 4,605 kg	26 m
4 barrenos= 6,140 kg	33 m
5 barrenos= 7,675 kg	38 m

En el anexo 1 se muestra unos ejemplos de secuencias de ignición

2.6 Protección contra lanzamientos

La mejor protección es un taco suficiente largo y de material adecuado. El taco calculado 1,35 m es un mínimo absoluto y se debe incluir en las pruebas de voladura un taco todavía más grande.

El taco debe ser de una gravilla clasificada, seca entre 1/8" y 3/8", además bien compactada.

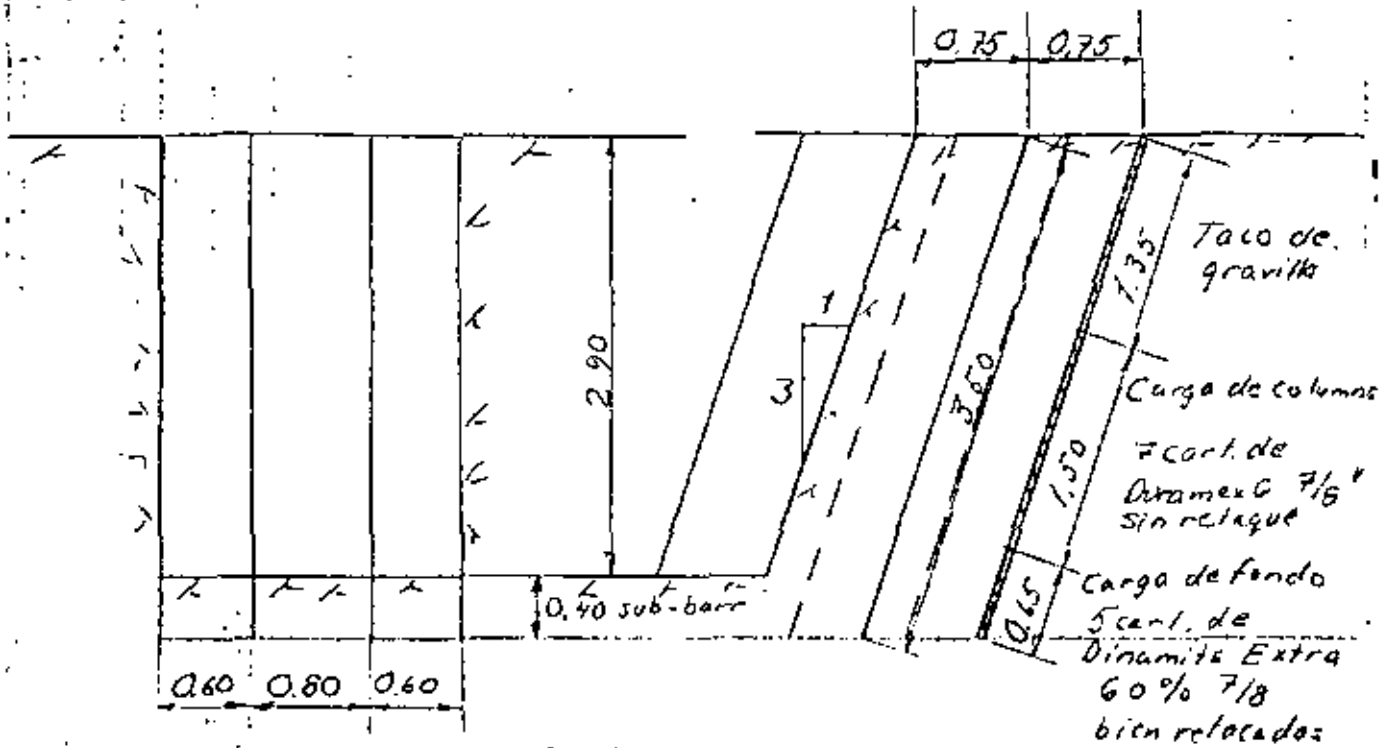
Es muy importante sacar piedras sueltas en el superficie de la voladura. Estas piedras pueden obtener una velocidad enorme si hay fugas de gas de la explosión.

Pero en zonas pobladas es necesario de además tener una capa de protección sobre la voladura. La capa más efectiva consiste de llantas conectadas con cable. Esta capa tiene suficiente pesos para no levantar y dejar escapar las piedras.

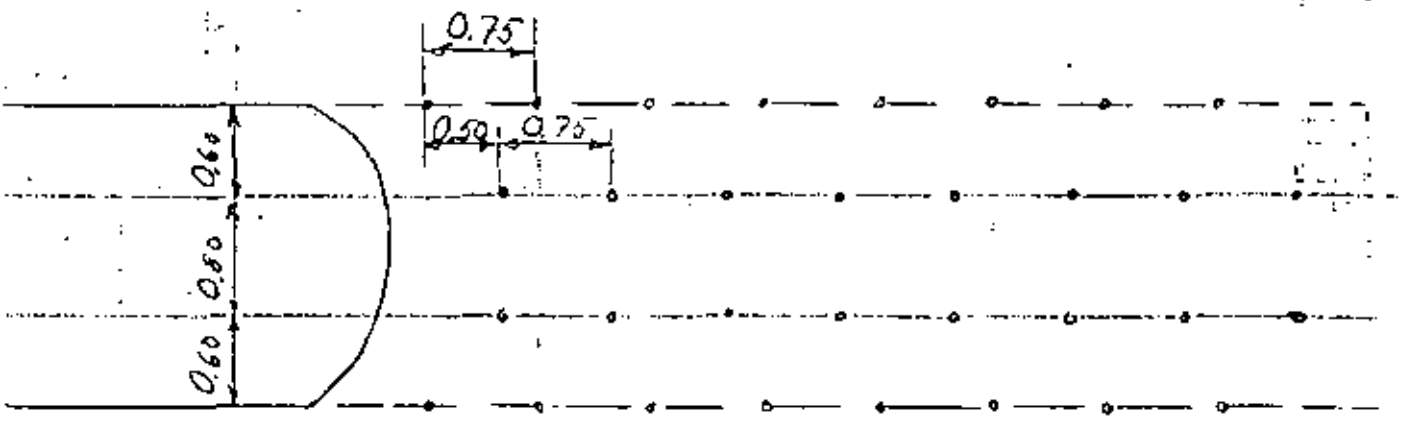
3.1. Tubo de 48"

3.1.1 Ancho de la zanja = 2.00 m

Tabla de datos



Cortes



Planta

Barrenación serie 11

Escala 1:50

MEXICO D.F.

Proyecto redes primarias

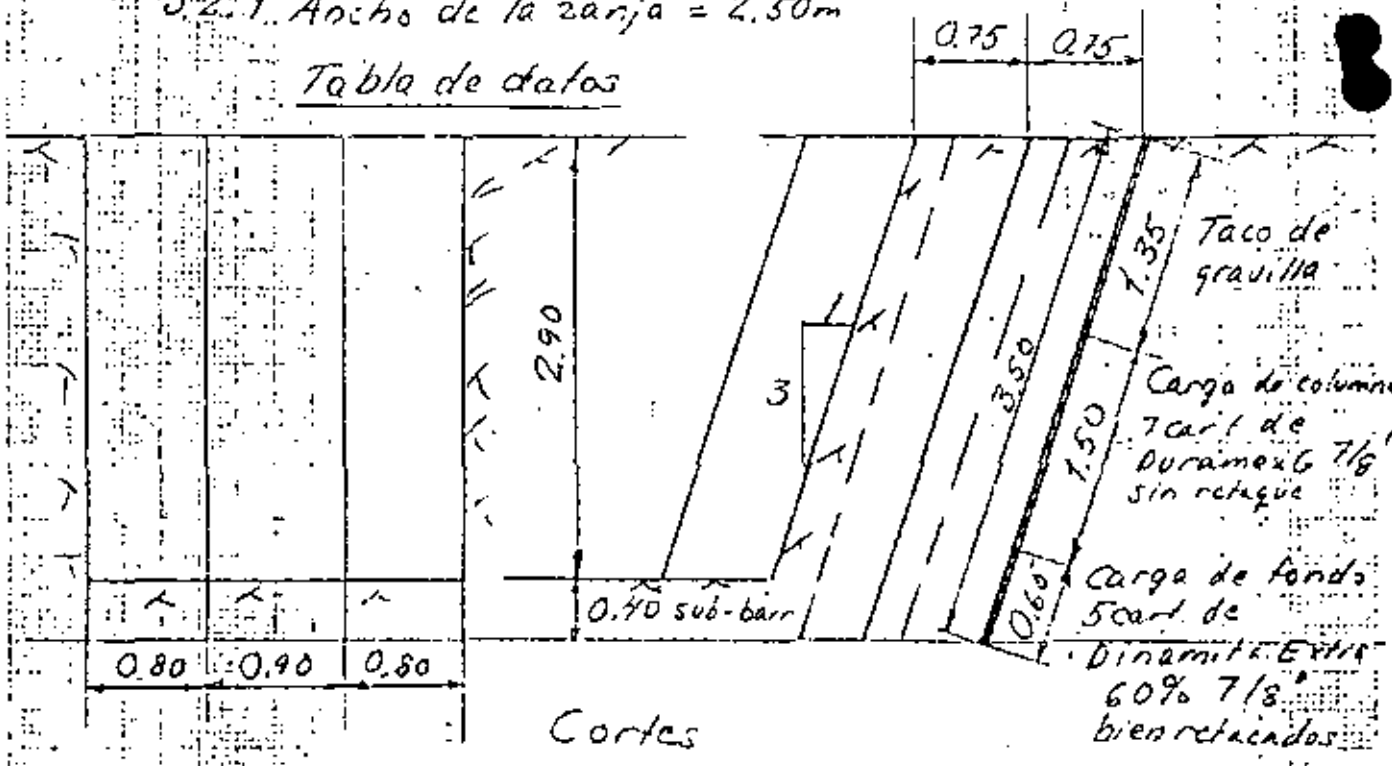
Datos para tubo de 48"

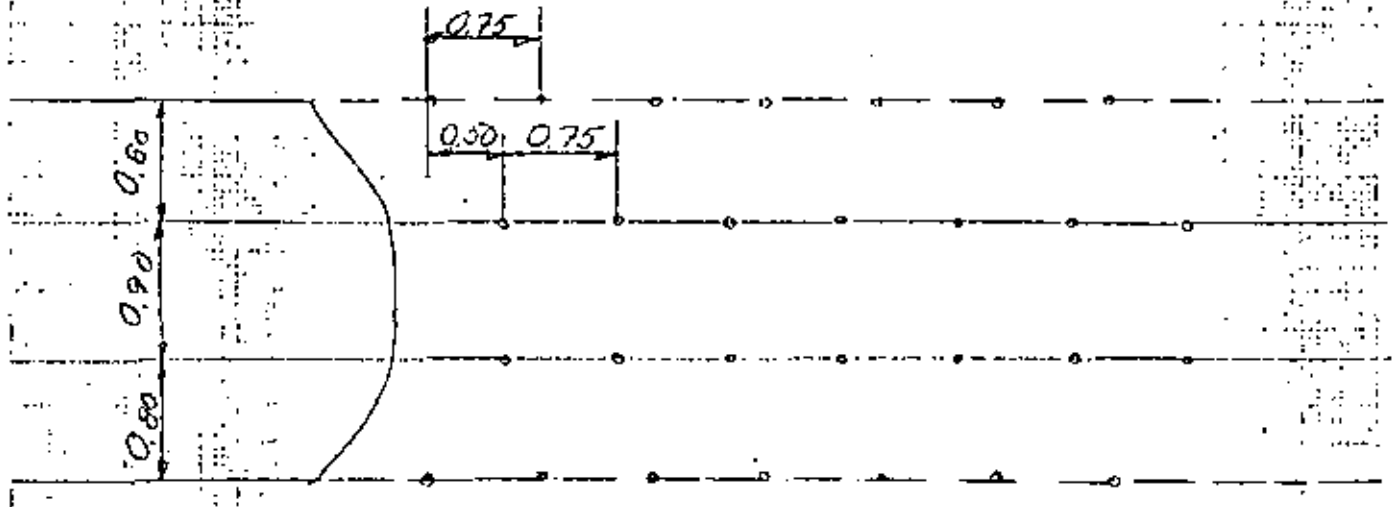
y ancho de la zanja = 2.00 m

3.2. Tubo de 48"

3.2.1. Ancho de la zanja = 2.50m

Tabla de datos





Barrenación serie 11

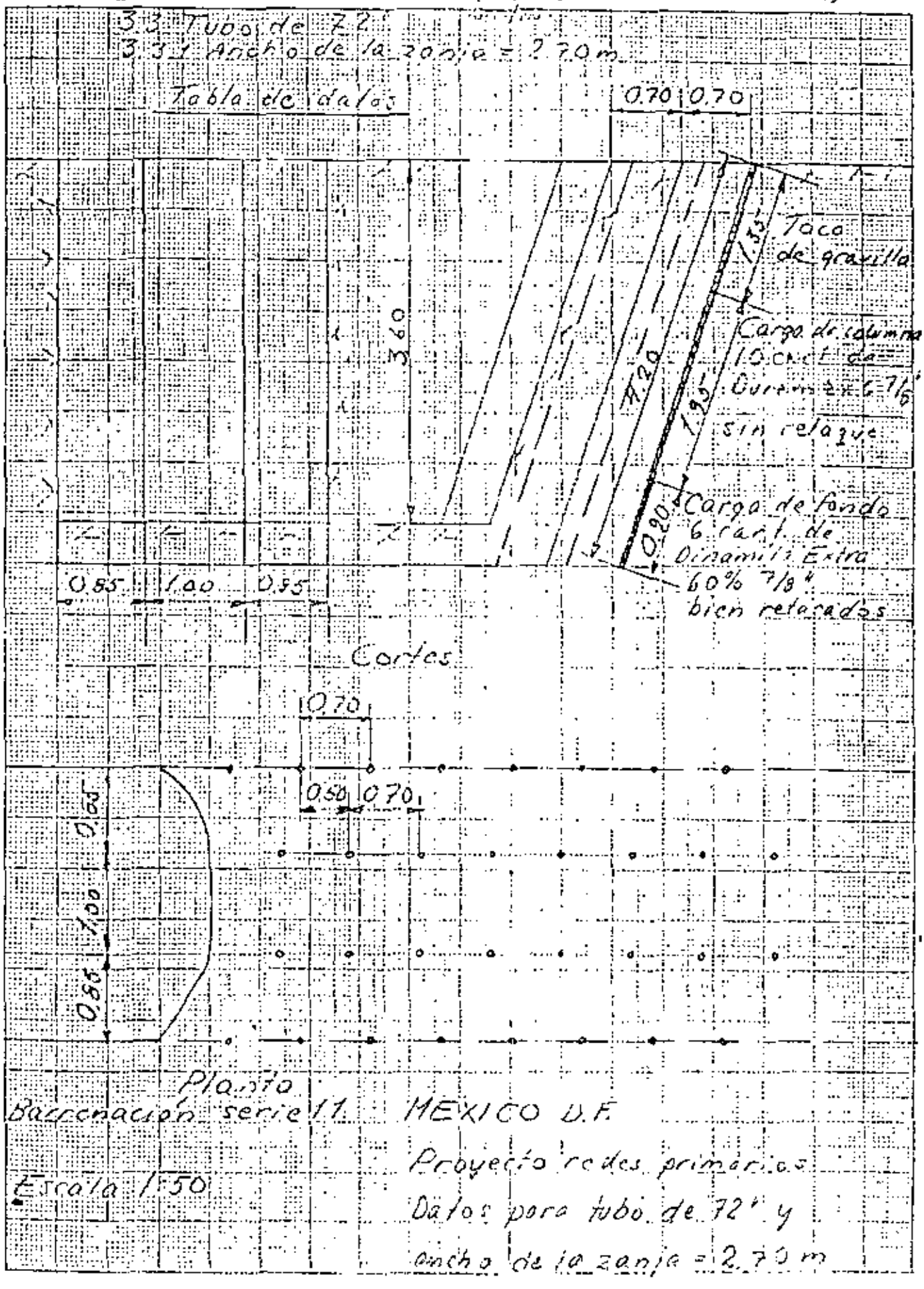
Escala 1:50

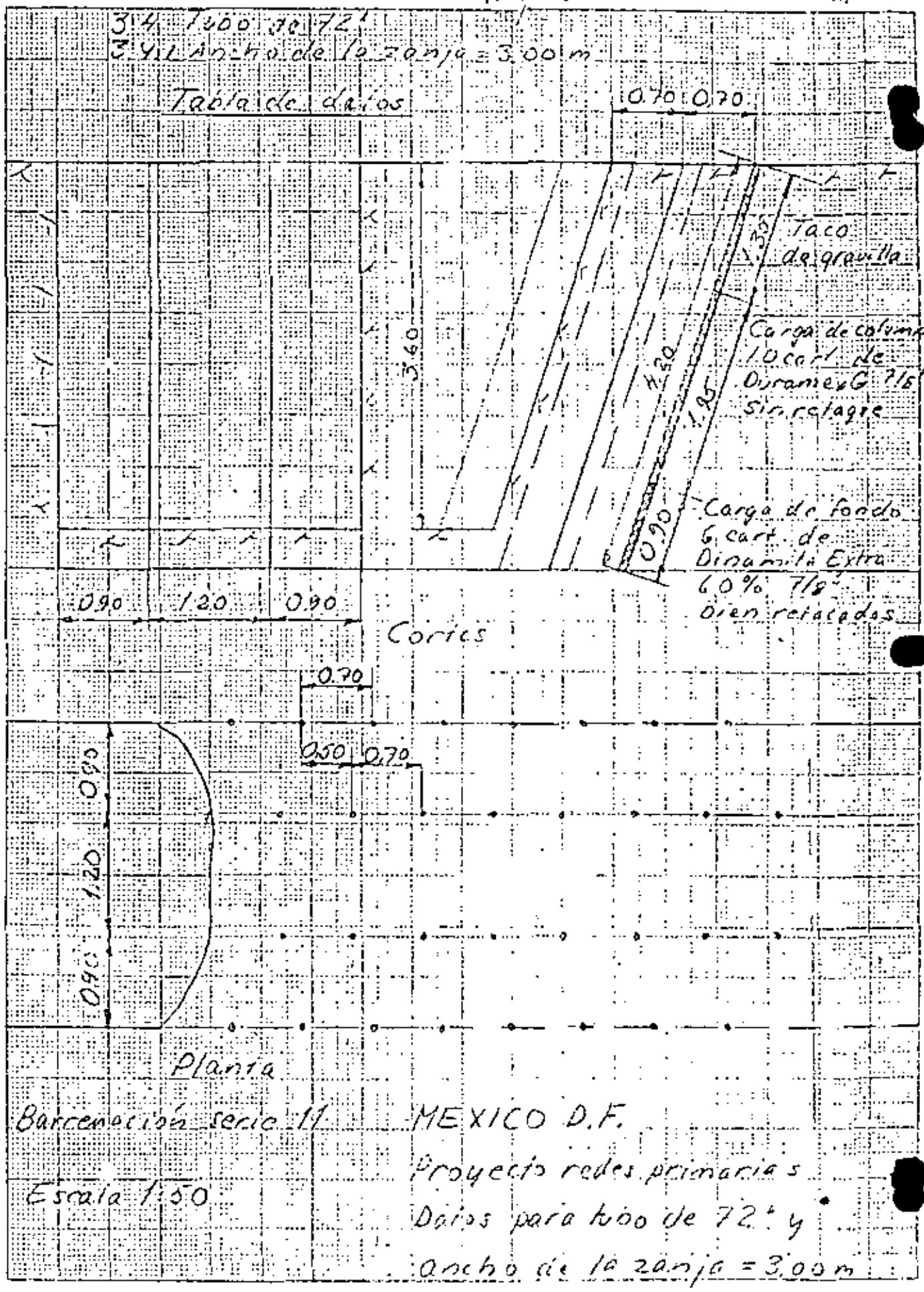
MEXICO D.F.

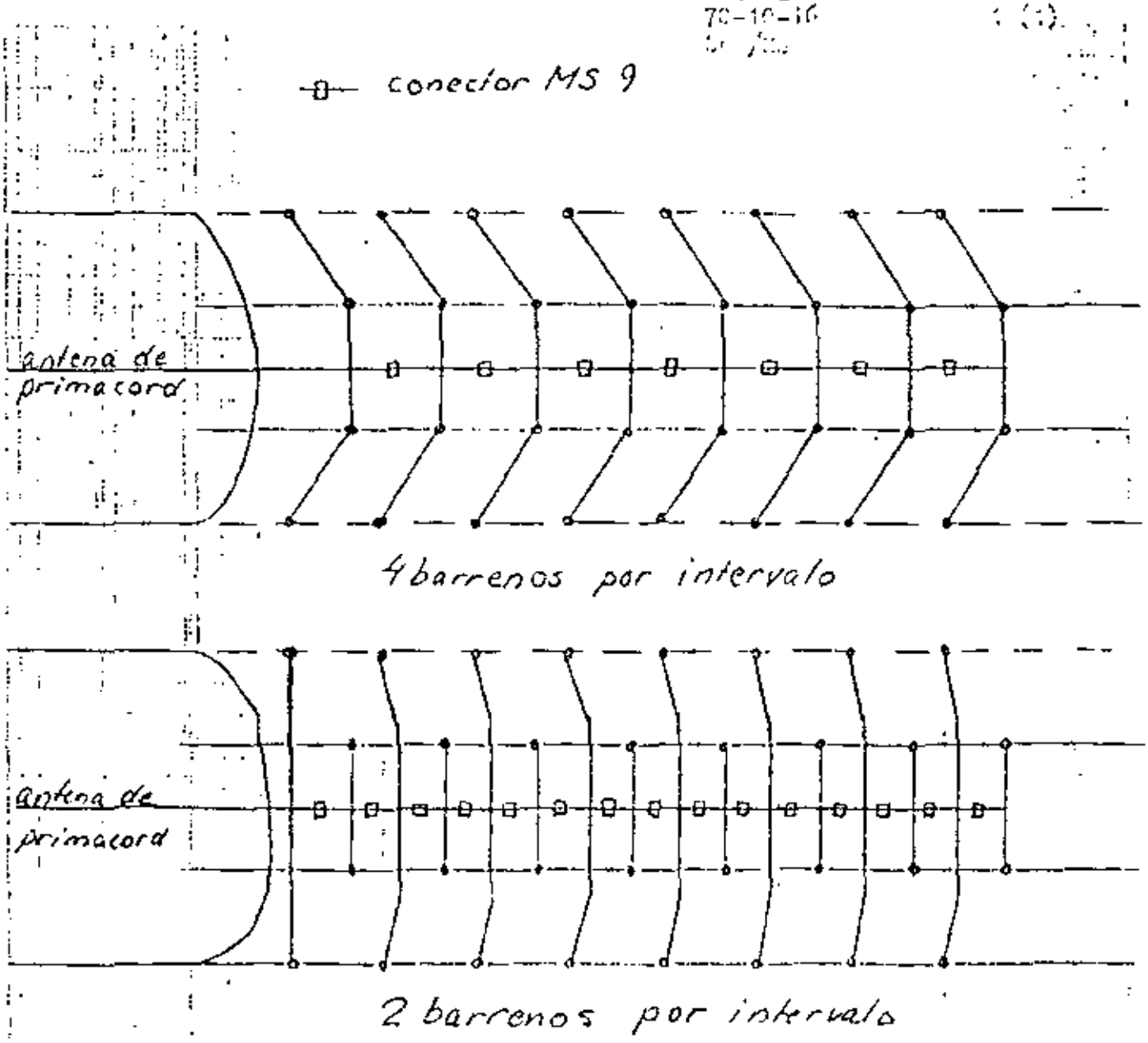
Proyecto redes primarias

Datos para tubo de 48"

y ancho de la zanja = 2.50 m


3.3 Tubo de 72"
3.31 Ancho de la zanja = 2.70 m
Tabla de datos
0.70 0.70
Taco de gravilla
Carga de columna
10 cart. de Dinamita 6 7/8"
sin retaque
7.20
1.95
0.20
Carga de fondo
6 cart. de Dinamita Extra 60% 7/8"
bien retacados
3.60
0.85 1.00 0.85
Cortes
0.70
0.50 0.70
0.85
1.00
0.85
Planta
Barrenación serie 11
MEXICO D.F.
Proyecto redes primarias
Datos para tubo de 72" y
ancho de la zanja = 2.70 m
Escala 1:50





MEXICO D.F.
Proyecto de redes primarias
Ejemplos de sequencias
de ignición usando
Conectores MS