



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION" DEL 22 AL 25 DE MAYO.
MEXICO, D.F.

C O N T R A T O S

25 DE MAYO 1985.

INSTRUCTIVO PARA RECOPIACION DE DATOS
PARA PRESUPUESTOS DE OBRAS FORANEAS

A.- CONCEPTOS GENERALES

1.- Elementos Básicos.-

El investigador deberá contar con los siguientes elementos, antes de salir hacia la Plaza por investigar:

- a) Conocimiento absoluto de todos los planos relativos a la obra.
- b) Estudio detallado y resumen de las especificaciones generales y complementarias.
- c) Dominio absoluto de todos los conceptos y cantidades de obra.
- d) Lista de materiales necesarios para la ejecución de la obra con cantidades lo más aproximadas posible de los mismos.
- e) Lista de conceptos de mano de obra, también con volúmenes por ejecutar de los mismos.
- f) Conocimiento de la localización precisa del sitio de la obra.
- g) Preferentemente contactos con personas de la localidad que puedan colaborar a hacer la investigación o aportar datos importantes.
- h) Conocimiento del procedimiento aproximado que se seguirá para la construcción.

2.- Investigación de Materiales.-

Deberán tomarse en cuenta los siguientes puntos, para la recopilación de cotizaciones de materiales:

- a) En caso de necesitar materiales que no existan en el mercado en cuestión averiguar de donde llegan habitualmente y si hay posibilidad de obtenerlos en otras plazas distintas a esa.

- b) Tratar de obtener siempre un mínimo de tres cotizaciones para cada material, con el máximo descuento que sea posible conseguir.
- c) Pensar en la posibilidad de fabricar nosotros ciertos materiales, especialmente de los provenientes de bancos - (arena, grava, tepetate, etc.), y averiguar las condiciones que influirían en su explotación y tratamiento (rentas, concesiones, permisos, etc.).
- d) Investigar siempre hasta que fecha son válidas las cotizaciones obtenidas y en que términos se sostienen los descuentos ofrecidos.

3.- Investigación de Mano de Obra.-

Para la mano de obra, el investigador deberá considerar los siguientes puntos:

- a) Si es o no operante el Seguro Social y hasta que punto o en que magnitud debe tenerse en cuenta.
- b) Si existe uno o varios sindicatos y en su caso investigar de que clase es o son y que tan estrictos son, pero sobre todo la magnitud de las exigencias económicas que habitualmente tienen.
- c) Obtener un tabulador de precios de mano de obra del sindicato o los sindicatos.
- d) Aclarar cual es el salario mínimo legal
- e) Anotar los salarios reales por día para todas las categorías de todas las especialidades (incluyendo carpinteros, herreros, pintores, yeseros, etc.) operantes en la Plaza.
- f) Investigar muy a fondo la disponibilidad y eficiencia de la mano de obra local y el sitio más cercano para obtenerla y cuánto cuesta (punto e). En este caso investigar - costo de viáticos para operarios llevados de otra localidad
- g) Dirigirse a tres o cuatro obras en proceso de construcción y hablar con los maestros o sobrestantes, nunca con los Ingenieros o Arquitectos responsables, a menos que sean - conocidos o recomendados y obtener de ellos los costos unitarios reales de mano de obra.

4.- Investigación de Subcontratos.-

Para este capítulo regirán básicamente los mismos puntos que en el capítulo 2.

Entendemos por subcontratos: Instalación Hidráulica y Sanitaria, Instalación Eléctrica, Herrería, Carpintería, Yesería, Pintura, etc.

Siempre es conveniente pensar en la posibilidad de ejecutar nosotros directamente uno o varios de estos trabajos, siempre y cuando los datos aportados por el investigador sean reales y ventajosos para la compañía.

5.- Fleteros Locales.-

Es necesario conocer perfectamente la disponibilidad y costo de flotillas de camiones para hacer fletes locales o para los siguientes trabajos. Extracción de tierra, venta de tierra para rellenos, introducir arena, grava, tabique, tepepate, etc.

En caso de no haber en la localidad, buscar en lugares cercanos y averiguar en que términos trabajarían en nuestra plaza.

B.- CUESTIONARIO

I - DATOS DEL LUGAR

1.- Del sitio preciso de la obra:

- a) Describa las características, propias del terreno incluyendo las del subsuelo. (topografía, agua freática, capa resistente, etc.).
- b) Colindancias y límites del terreno.- Descripción.
- c) Localización respecto a la población.- Anexe un croquis de localización respecto al centro de la ciudad y donde aparezcan: Aeropuerto, estación de FF.CC. estación de Autobuses, Teléfonos, Institución Bancaria, etc.

- d) Características de los accesos al lugar de la obra y distancias de los mismos.
- e) Disponibilidad y Costo de energía eléctrica.
- f) Disponibilidad y Costo de agua y drenaje.

2.- De la ciudad investigada:

- a) Condiciones climatológicas de la localidad.- Tiempo y magnitud de lluvias, temperaturas, fenómenos meteorológicos, etc.
- b) ¿Existen laboratorios de Ingeniería?.
- c) ¿Hay lugares donde hagan copias heliográficas?.
- d) ¿Hay algunos otros contratistas trabajando en la región?
¿Quiénes son?
¿Con que equipo cuentan? Si están por desocuparlo, investigar posibilidad de obtenerlo en renta.
- e) Cuanto cuestan los fletes de equipo y materiales (cemento, varilla, madera, muebles de baño, etc.) desde la Ciudad de México y desde otras Plazas importantes más cercanas, Investigar en FF.CC. y en camión.
- f) ¿Que Instituciones Bancarias hay en la localidad? ¿Cuales son sus matrices en México?.
- g) ¿Hay posibilidad o antecedentes de importación de materiales? ¿En que condiciones?.
- h) ¿Que empresa (s) aérea (s) vuela (n) a la plaza investigada? ¿Con que frecuencia? ¿Con que equipo? ¿Cual es el costo de pasaje y de express aéreo?.
- i) ¿Que líneas de autobuses? ¿Cuánto cuentas pasajes y express?.
- j) ¿Hay ferrocarril?.
- k) ¿Hay posibilidad de obtener teléfono en la obra? ¿Cual es la tarifa de teléfonos?.
- l) ¿Hay alguno o algunos telex en la ciudad? ¿Quién los tiene?.
- m) ¿Que otras obras se encuentran en construcción actualmente en la ciudad? ¿Quién las esta haciendo?

- n) ¿Hay escuela de Ingeniería en la localidad? ¿De que clase? ¿Se pueden conseguir estudiantes para trabajar en la obra? ¿Con que horario y de que precio?
- o) Investigar en la oficina de Obras Públicas local que costo tendrían Licencias provisionales que pudieramos necesitar (tapial, ocupación de banqueta, etc.) y obtenga un ejemplar del reglamento de construcciones y Servicios Urbanos vigente en la actualidad.
- p) Investigue disponibilidad de combustibles y lubricantes.
- q) ¿Hay distribuidora de refacciones de equipo de construcción y de transporte? ¿De que magnitud? ¿De que marcas?
- r) ¿Hay talleres mecánicos? ¿De que magnitud y de que tipo?
- s) ¿Hay días festivos especiales o tradicionales de la región?

II.- MATERIALES:

Aquí deberá llevar el investigados ya elaborada una lista de materiales perfectamente especificados y con cantidades aproximadas necesarias para la obra.

Es importante no alvidar: materiales de Instalación Sanitaria, de Instalación Eléctrica, Yeso, Pintura, Herrería, Carpintería, etc.

III.- MANO DE OBRA:

Igualmente deberá llevar la lista de conceptos en que se requiere conocer el costo unitario de mano de obra operante en la localidad, con especificaciones y volúmenes de obra.

IV.- SUBCONTRATOS:

Independientemente de obtener precios de materiales y mano de obra para la elaboración de subcontratos directamente por la Compañía, el investigador deberá solicitar a personas o empresas de la localidad presupuestos de los mismos, para lo cual deberá llevar suficientes copias de planos y especificaciones, recordando que deberá obtener un mínimo de tres presupuestos por cada partida.

V.- OBSERVACIONES PERSONALES:

Aquí deberá anotar el investigados cualquier dato que juzgue necesario y no este expresamente solicitado en los puntos anteriores.

Asimismo deberá escribir sus impresiones personales sobre fenómenos políticos, económicos, sociales, sindicales, etc. - que puedan en un momento dado afectar los costos de la obra o la intervención de nuestra compañía en una obra en la localidad investigada.

NOTAS:

- 1.- Todos los presupuestos y cotizaciones deberán venir por escrito y firmadas, con indicación de vigencia y descuentos.
- 2.- Este reporte deberá ser entregado por el investigador a mas tardar 24 horas después de su regreso a México, D.F., y escrito a máquina, con todos sus anexos, catálogos, - fechado y firmado por el investigador.
- 3.- En su caso, deberá el investigador anexar constancia de su visita en el lugar de la obra emitida por quien designe la convocatoria.
- 4.- Deberá anexar al informe, una relación de los gastos efectuados durante la investigación, para compararla con el presupuesto elaborado previamente.

CATALOGO DE CUENTAS

INTRODUCCION

Toda empresa está integrada por personas que desarrollan dentro de ella múltiples funciones y que por su calidad humana tienen diferentes mentalidades, a todas ellas se requiere unificarlas sobre la cobertura de los elementos que integran las funciones de dicha empresa, con el fin de minimizar y jerarquizar esfuerzos, para lograrlo será necesario contar con una herramienta común e indispensable para llevar una adecuada identificación de costos, ya sea en el aspecto Contabilidad, en el aspecto Presupuesto, Control Presupuestal ó bien Estadística; esta herramienta se le da el nombre de "Catálogo de Cuentas".

Definición

Catálogo de cuentas es un sistema simbólico generalmente numérico o alfa-numérico que permite desglosar e identificar lógicamente y uniformemente todos los conceptos que intervienen en el costo de un proyecto y/o de una empresa.

Objetivos

Debe unificar los criterios respecto al alcance de ca-

da uno de los elementos en que se divida.

Mediante un lenguaje numérico identifica todas las operaciones que impliquen un costo, para la empresa.

Debe organizar lógicamente todos los elementos que implican un costo.

Características

Todo Catálogo debe estar planeado en una forma tal, que permita agrupar o desglosar, unir o separar los conceptos que forman cada una de las partes fundamentales y que forman los costos de la empresa.

Contemplan una sola forma para clasificar un concepto.

Identificará todos los costos que se requieran para el buen manejo de la empresa.

Diferenciará las partes principales.

Costo Directo.

Costo Indirecto. Presupuestos, controles, estadísticas.

Cuentas de resultados generales

Cuentas de Orden.

Su flexibilidad será tal, que se adapte a todos los proyectos y controles que se manejen en la empresa.

Estará basado en las políticas empresariales.

Todo Catálogo debe ir acompañado de un instructivo - que permita y facilite su comprensión y su manejo, - así como de un reglamento de aplicación, pues sin es te, el Catálogo no funcionará ni dará la información deseada.

Aplicaciones

La comunicación eficiente es vital para un empresa, - esta se facilita enormemente si los conceptos mencionados en la documentación que la empresa genera, son - identificados por un número de cuenta.

Un Catálogo de Cuentas bien planeado, sirve como lista de verificación de todos los conceptos que se involucran en un presupuesto, lo que evita omisiones o dupli cidades.

El control de costos de un proyecto, no se concibe, si no es fundamentado en un Catálogo de Cuentas.

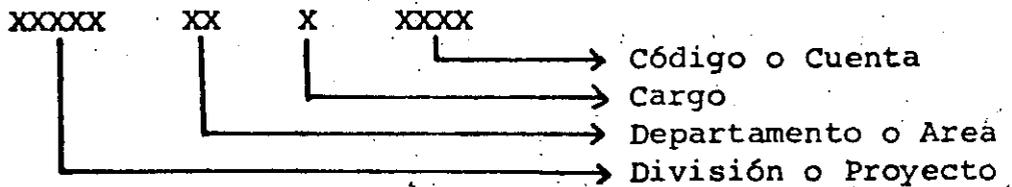
En la programación también tiene un papel preponderante, además de servir como lista de verificación, identifica los tiempos programados, con los costos correspondientes, ya sea en los presupuestos o en los resultados de costos.

Es indiscutible su aplicación en los archivos y estadísticas que maneja la empresa.

Así mismo, es el paso esencial y básico para introducir información a las máquinas de computación.

EN RESUMEN, la idea que debe prevalecer en el estudio de un Catálogo de Cuentas, es la simplificación del mismo, sin perder de vista los objetivos básicos requeridos para su desarrollo efectivo, así como la facilidad de usarlo totalmente manual, manual con asistencia mecanizada o completamente mecanizado, en todas las etapas de un proyecto y operaciones de una empresa, es decir en la planeación, organización, desarrollo y control, aunar a ello, el registro ordenado y lógico que permita el establecimiento de estadísticas confiables, aplicables a futuras labores y proyectos de la Empresa.

trataremos de describir y aclarar lo que puede obtenerse en forma general o detallada, siguiendo la "Teoría del Abanico" (Fig. 1), la cual permite conocer en primer lugar los Costos Totales de la empresa, en segundo lugar, los Costos Totales de cada una de las divisiones que formen la empresa o proyecto que se esté efectuando; en tercer lugar, los Costos Totales de cada uno de los departamentos que forman cada División o las Areas en que haya sido dividido un proyecto; en cuarto lugar el desglose por tipo de costo (mano de obra, material, etc.) y por último y quinto lugar los costos por código en que haya sido dividido el Area.



EMPRESA	DIVISION O PROYECTO	DEPARTAMENTO O AREA	CARGO	CODIGO O CUENTA
"X"	<u>DIVISION:</u> Ingeniería Construct. Suministr. Finanzas	Dirección Proceso Civil Mecánico Tuberías etc.	M.O. Admon. M.O. Destj. Materiales Equipo etc. etc.	Código Código Código
	<u>PROYECTOS</u> "A" "B" "C" "D"	1 2 3 4 Distrib.		

**INSTRUCTIVO PARA DESARROLLAR CUBICACIONES
OBRA CIVIL**

El presente instructivo ha sido formulado para que el trabajo de cubicación se elabore bajo un mismo criterio, así mismo se establecen formas para que se lleve un determinado orden de operaciones que faciliten su revisión.

CUBICACION

En la obtención de volúmenes, superficies, longitudes, unidades y piezas de los elementos que intervienen en la construcción, generalmente ésta se elabora desglosada, según los materiales y elementos que intervienen en una construcción.

MOTIVO

Conociendo las cantidades de materiales que intervienen en la obra, podrá asignárseles el costo correspondiente, tanto por el material mismo, como por la mano de obra necesaria para la colocación de éstos en su posición definitiva.

CONSIDERACIONES BASICAS

Se deberá comenzar calculando el área del edificio por cubicar, que servirá como referencia general, dividiéndola en áreas interiores y exteriores.

Al estar efectuando la cubicación, es necesario de alguna manera ir señalando sobre el plano, los conceptos ya considerados, así como indicar los errores de diseño observados a simple vista. Para esto utilizaremos colores como sigue:

Amarillo

Café

Azul

Negro



Conceptos ya
considerados

Rojo

Correcciones al diseño e
indicaciones al mismo.

Es frecuente también, que una parte del sistema no se haga - necesario cubicar y entonces tenemos que diferenciarla de la parte que se va a tomar en cuenta, para lo que utilizaremos el color verde, pintando con él, lo que no se considere o eli mine.

La descripción de los materiales deberá de hacerse de acuerdo a lo indicado en los planos y en las especificaciones de diseño y construcción, dándose preferencia a los planos.

FORMAS

Las formas impresas que se utilizan en la cubicación civil, son las siguientes:

- 1) Forma LM-1 Denominada hoja de trabajo.
- 2) Forma LM-2 " " " "

01 CIMENTACION

1) LIMPIEZA Y TRAZO

M2

Para cubicar este concepto se determinará el área del edificio en planta baja, considerando sus dimensiones entre ejes con 2 metros adicionales perimetralmente. (Ver Fig. 1)

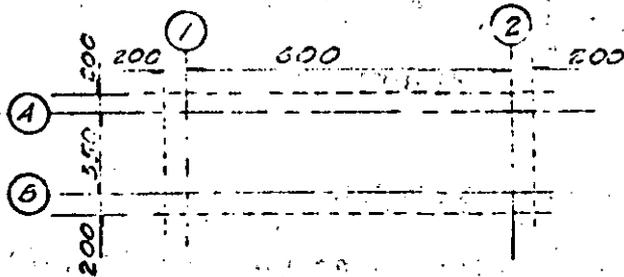


Figura 1

- | | | |
|----|---------------------------------|---------------|
| 2) | DEMOLICIONES (Indicar material) | Pza., M2 ó M3 |
| 3) | DRENADO DEL TERRENO | M3 |
| 4) | POZO DE BOMBEO | Pza. |
| 5) | EXCAVACION | M3 |

Indicar si es a mano o a máquina, considerando una franja perimetral según los siguientes desplantes: (Ver Fig. 2)

- a) De 0.00 a 2.00 Mts. una franja de 0.50 mts.
- b) De 2.00 a 4.00 Mts. una franja de 0.80 mts.
- c) De 4.00 a 6.00 Mts. una franja de 1.20 mts.
- d) De 6.00 a 8.00 Mts. una franja de 1.50 mts.
- e) De 8.00 a 10.00 Mts. una franja de 1.75 mts.

Nota: Cuando la separación entre dos excavaciones sea menor o igual a 50 cms. se excavará corrido.

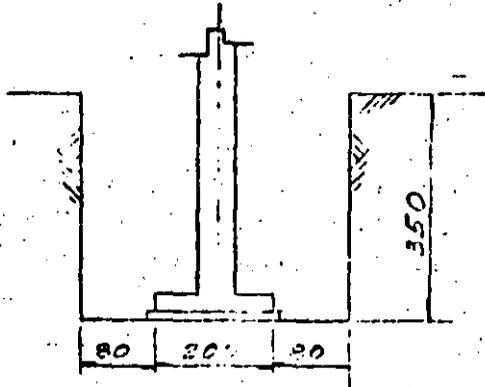


Figura 2

6) EXCAVACION PARA TUBERIA

M3

(Considerar una franja según los siguientes diámetros).

DIAMETRO		ANCHO	PROFUNDIDAD
mm.	ulg.	en cms.	en cms.
76	3	60	100
102	4	60	105
152	6	60	110
203	8	70	115
254	10	70	120
305	12	80	125
356	14	80	130
406	16	90	135
457	18	90	140
508	20	110	145
610	24	120	160
762	30	140	175
914	36	160	210

7) RELLENO PRODUCTO DE LA EXCAVACION

M3

(Indicar procedencia) c/mat. de excavación o c/material de banco.

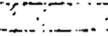
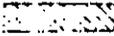
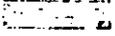
El volumen total de excavación  menos el volumen del concreto  igual a relleno (Ver Fig. 3) 



Figura 3

8) ACARREO DE MATERIAL SOBRENTE, PRODUCTO DE LA EXCAVACION.

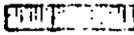
El volumen total desplazado por elementos de cimentación  mas un X % de abundamiento. (Ver figura 4)



Figura 4

- 9) ATAGUIA (Indicar material, profundidad e hincado) ML. ó PZA.
- 10) PILOTES (Indicar tipo, material, profundidad, diámetro, longitud) (Ver Fig. 5) PZA.

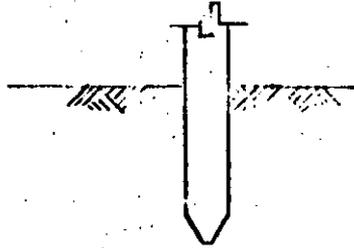


Figura 5

- 11) PILAS (Indicar tipo, material, profundidad, diámetro, longitud) (Ver Fig. 6) PZA.

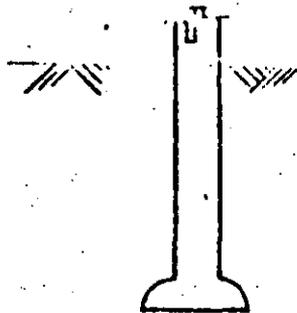


Figura 6

- 12) PLANTILLA DE CONCRETO M2

Indicar material y espesor. A la superficie de la

sección de desplante se le sumará una franja perimetral de 10 cms. de ancho a menos que se indique otra dimensión. (Ver Fig. 7)

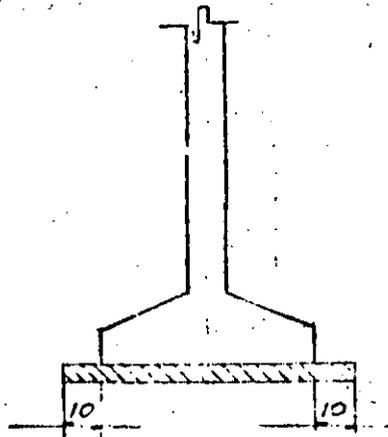


Figura 7

13) CIMENTACION DE MAMPOSTERIA O MUROS.

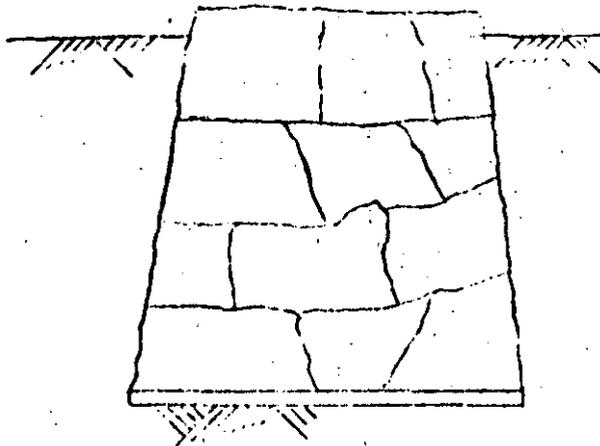


Figura 8

CONCRETO: Para ubicar este elemento en cimentación o estructura, se pueden tomar las dimensiones a ejes sin considerar desperdicio.

- 14) CONCRETO EN ZAPATAS. (Indicar resistencia y especificaciones en general) M3
(Ver Fig. 9)

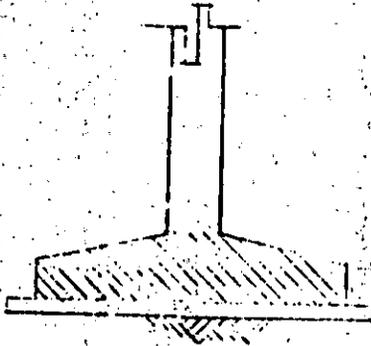


Figura 9

- 15) CONCRETO EN DADOS. (Indicar resistencia) M3
(Ver Fig. 10)

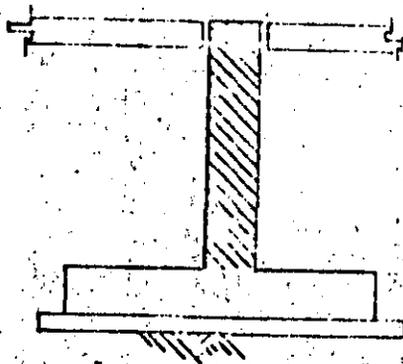


Figura 10

- 16) CONCRETO EN CONTRATRAEES. (Indicar resistencia)
(Ver Fig. 11)

M3



Figura 11

- 17) CONCRETO EN LOSAS DE CIMENTACION Y MUROS
DE RETENCION (Indicar espesores)
(Ver Fig. 12)

M3

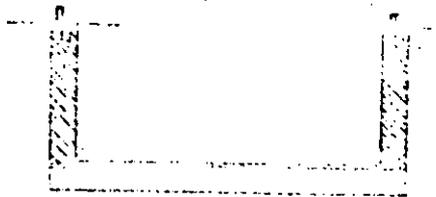


Figura 12

- 17') CONCRETO EN CASCARONES DE CIMENTACION
(Indicar resistencia y espesor)
(Ver Fig. 13)

M3

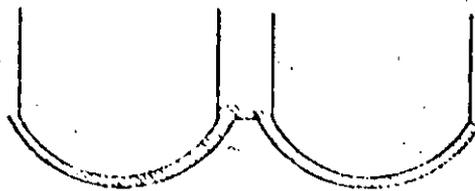


Figura 13

18) CONCRETO EN BASES DE EQUIPO (Indicar resistencia)
(Ver Fig. 14)

M3

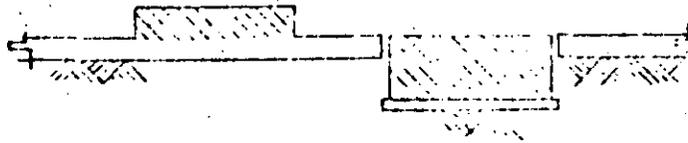
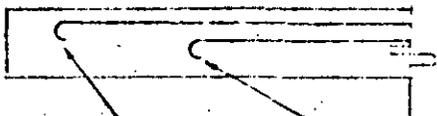


Figura 14

ACERO DE REFUERZO

Al ubicar el acero de refuerzo no se considerarán desperdicios, solamente ganchos, traslapes y escuadras.

DIAMETRO #	PULG.	GANCHOS PARA ESTRIBOS	GANCHOS EN CABECERA O INTERMEDIOS	TRASLAPES	ESCUADRAS.
2	1/4"	8	11	25	10
2.5	5/16"	10	13	25	15
3	3/8"	12	15	30	18
4	1/2"	18	19	40	24
5	5/8"	24	23	50	30
6	3/4"		30	60	35
7	7/8"		34	70	40
8	1"		46	80	50
10	1 1/4"		59	100	64
12	1 1/2"		70	120	70



gancho de cabecera

gancho intermedio

Figura 15

19) ACERO DE REFUERZO: a) ZAPATAS. (Ver Fig. 16)

Kgs.

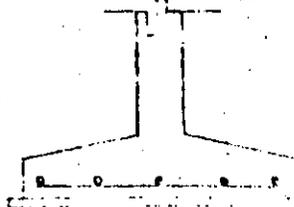


Figura 16

ESTIMACION DE OBRA

1.- TIPOS DE CONTRATOS

1.- Precio alzado.

2.- Precios unitarios.

3.- Administración:

a) Costo más porcentaje.

b) Costo más honorario fijo.

c) Máximo garantizado.

d) Máximo garantizado con di
ferencias compartidas.

Dado que en esta plática solo hablaremos acerca de los posibles procedimientos de cobro al cliente, no entraremos en detalle acerca de las características de cada tipo de contrato, o sus ventajas o desventajas.

2.- CONTRATO A PRECIO ALZADO.

En este tipo de contrato, el precio es fijo, siempre y cuando no cambie el alcance del trabajo. Los sistemas más usuales de cobro pueden resumirse como sigue:

A.- Cubicación de obra ejecutada.- En este caso, con la periodicidad que haya sido convenido en el contrato, se lleva a cabo la determinación de cantidades de obra o cubicación de los conceptos de trabajo que se hayan ejecutado hasta la fecha de corte. Aplicando los precios unitarios que se hayan fijado en el presupuesto base, al volumen de trabajo efectuado, se determina el valor del mismo.

Ya que el precio total del trabajo es fijo, deberán hacerse ajustes periódicos en los volúmenes de obra, a fin de apegarse a los volúmenes fijados en el presupuesto y por lo tanto al importe de las partidas presupuestales.

Este procedimiento es laborioso y dadas las características del contrato (precio fijo) es poco usado.

B.- Avance Físico.- En este caso, y en la misma forma que en el caso anterior, con la periodicidad convenida en el contrato, se determinará el porcentaje de Avance Físico alcanzado en el trabajo a la fecha de corte y aplicando este al valor total del contrato se determina el valor del trabajo ejecutado.

Consideramos que este es el procedimiento más adecuado de cobro en los contratos a precio alzado y dado que en nuestro medio cada día es más popular este tipo de contrato, vamos a explicar más adelante, con todo detalle, el procedimiento para determinar el Avance Físico de los Proyectos.

3.- CONTRATOS A PRECIOS UNITARIOS.

En este tipo de contrato, el valor de los trabajos ejecutados durante el período convenido en el contrato, se cuantifica aplicando los precios unitarios establecidos, a las cantidades de obra ejecutadas en el período.

Es muy importante conocer con todo detalle el alcance de los trabajos incluidos en cada precio unitario, ya que es frecuente, que durante el desarrollo de la obra, cambien las condiciones que sirvieron de base para la elaboración del precio unitario y por lo tanto, en muchos casos se haga necesario negociar con el cliente un nuevo precio.

Los procedimientos para llevar a cabo una cubicación, en una forma ordenada, que nos garantice que no haya omisiones o duplicaciones.

4.- CONTRATO POR ADMINISTRACION.

En general, podemos decir que, en este tipo de contrato es relativamente sencillo. De acuerdo a los procedimientos que se convengan se presentará al cliente una relación de los gastos efectuados en un determinado período de tiempo, debidamente soportados, los cuales son reembolsados o pagados por el cliente. De acuerdo con la alternativa del tipo de contrato que se haya seleccionado se procederá en la siguiente forma:

- A.- Costo más porcentaje.- A los gastos totales del período se les aplicará el porcentaje convenido de honorarios, determinando de este modo el valor del cobro al cliente.
- B.- Costo más honorario fijo.- En este caso, de acuerdo al procedimiento que se fije, generalmente en función de un determinado calendario de pagos, se procede al cobro de los honorarios.
- C.- Máximo garantizado.- En este caso se procederá de acuerdo a cualquiera de los procedimientos fijados en los puntos A y B, con la diferencia de que, generalmente, se forma un fondo de garantía importante, que garantice al cliente la recuperación, en su caso, del dinero gastado en exceso al valor máximo garantizado del trabajo. Este tipo de contrato es poco usado y desde luego no es recomendable ya que para el Contratista, reúne todos los peligros de un contrato a precio alzado y los inconvenientes de un contrato por administración.
- D.- Máximo garantizado con diferencias compartidas.- Este tipo de contrato no tiene un uso muy extendido en nuestro medio, aunque se reúnen en él las ventajas de los contratos a precio alzado y por administración.

En este caso se establece un costo estimado con un margen de variación fijo (por ejemplo, 50 millones más 10%). Si al terminar el trabajo, el costo real del mismo resulta inferior al límite mínimo del estimado (en nuestro ejemplo inferior a 50 millones - 10% de 50 millones, es decir, inferior a \$45 millones), la diferencia entre el costo real y el límite inferior del estimado se reparte entre el cliente y el contratista, en la proporción que se estipule en el contrato.

Del mismo modo, si el costo real resulta superior al límite máximo del estimado (en el ejemplo, superior a \$55 millones), el exceso con respecto al límite máximo del estimado, lo cubren el contratista y el cliente en la proporción que estipule el contrato.

5.- ALTERACIONES.

Se dice que nunca se construye lo que se presupuesta. Creemos que ésta es una afirmación completamente acertada, ya que durante el transcurso de la construcción siempre se presentan cambios en el alcance del trabajo, en las especificaciones, etc., que justifican, desde el punto de vista del Contratista, una razón para efectuar un cambio en el precio convenido por un determinado trabajo. Es sumamente importante llevar un adecuado sistema de control de todos los cambios que se efectúen durante el trabajo y su efecto tanto en el costo total del proyecto -- como en el tiempo de ejecución. Lo anterior puede determinar la diferencia entre obtener una utilidad legítima o perder dinero, entre quedar bien con el cliente o dejarle una mala impresión.

DETERMINACIÓN DEL AVANCE FÍSICO
EN CONSTRUCCIÓN INDUSTRIAL.

1.0 DEFINICION.-

Se entiende como Avance Físico el avance real, objetivo, calculado por medios empíricos de la relación entre el volumen de obra ejecutada, en un momento dado y el volumen de obra total.

El Avance Físico no se relaciona con los precios, costos y otros parámetros, sino únicamente con volúmenes o cantidades de obra y se da en porcentajes relativos. El 100% del Avance Físico se tiene sólo cuando el Proyecto se ha terminado y es recibido por el Cliente.

2.0 OBJETO.-

El objeto de determinar el Avance Físico en un momento dado, es el de dar un parámetro de referencia para la verificación de los estados económicos de un Proyecto y permitir proyectar su costo final o para efectos de cobro.

3.0 NOMENCLATURA.-

Para el cálculo del Avance Físico en un Proyecto, y debido a la gran cantidad de conceptos distintos que intervienen en él, es necesario seguir una serie de pasos intermedios que hemos denominado en la siguiente forma:

Calificación

Valor como Unidad

Avance Global

La definición de cada uno de estos conceptos es:

3.1 Calificación es el porcentaje que representa cada área, cuenta, sub-cuenta o cualquier concepto con relación al total del Proyecto. La suma de las "Calificaciones" de cada área en que haya sido dividido el Proyecto será de 100% y representa el total del mismo.

Para facilidad de cálculo, tal como se verá más adelante, cada área se considerará como una unidad compuesta de un grupo de cuentas, es decir, que la suma de las "Calificaciones" de las cuentas de un área será de 100%. El mismo criterio se sigue con la "Calificación" de cada una de las sub-cuentas - que forman una cuenta.

- 3.2 Valor como Unidad es el porcentaje de "Avance Físico" que se ha alcanzado en cada área, cuenta o sub-cuenta, considerando a ésta como una unidad. Es - decir, que en cuanto ha sido terminado el trabajo que se encuentra incluido en cada una de ellas, se alcanza el 100%.
- 3.3 Avance Global. Representa el Avance Físico de un Proyecto en un momento dado con respecto al total del mismo. La suma de esta columna será 100% para el caso del avance global de las áreas en que ha - sido dividido el Proyecto, cuando el Proyecto ha si - do terminado y recibido por el Cliente. El mismo - criterio se sigue para el caso de las cuentas en que se ha dividido cada área y para las sub-cuentas en que ha sido dividida cada cuenta.

4.0 CALCULO DE LA CALIFICACION.-

El Avance Físico debe representar siempre el avance real y objetivo del Proyecto, en el lugar de su ejecución. - Por lo tanto, tomaremos como punto de referencia para - calcular las "Calificaciones", la obra de mano, que de a cuerdo al Estimado, se requiere para ejecutar un determi - nado trabajo en el Campo.

Ahora bien, tenemos obra de mano en los trabajos que eje - cutamos directamente así como en los trabajos que se en - carguen a sub-contratistas, por lo que haremos las si - guientes consideraciones:

- 4.1 Únicamente la obra de mano correspondiente a concep - tos de "Costo Directo" produce avance físico, por - lo que sólo ésta se tomará en cuenta.
- 4.2 Los Sub-Contratos requieren también de obra de mano, la que generalmente es difícil de calcular. Por ex - periencia se considera que, en promedio, el 25% del valor de un sub-contrato, es la obra de mano neces - aria para su ejecución, por lo que este valor será -

el que consideraremos en el cálculo de las "calificaciones". Desde luego, debe aclararse que sólo los sub-contratos en que se ejecuten trabajos incluidos dentro del "Costo Directo" de un Proyecto, serán tomados en cuenta.

4.3. En la Figura 1 incluimos un ejemplo del cálculo de las "calificaciones" de las áreas que forman un proyecto cualquiera. Para el cálculo seguimos los siguientes pasos:

4.3.1. Del Estimado Actual tomamos la información correspondiente a:

- a) Número de Área
- b) Valor de la obra de mano y de los sub-contratos correspondientes a cada uno de las áreas.

4.3.2. Para obtener las cifras que aparecen en el grupo de columnas titulado "Cifras de Cálculo", procederemos en la siguiente forma:

- a) Obra de Mano.- Se escribe el mismo valor que tenemos para este concepto en el Presupuesto Actual.
- b) Sub-Contratos.- Se calcula el 25% del valor de los sub-contratos que se encuentran en cada área, escribiendo el valor obtenido en esta columna.
- c) Total.- Aquí se anotará el resultado de sumar las dos columnas anteriores. Este valor servirá para calcular la calificación de cada área.

4.3.3. Para obtener las cifras que aparecen en el grupo de columnas tituladas "calificación", se procederá en la siguiente forma:

- a) Obra de Mano.- Se divide el valor de la obra de mano en el área que se está "calificando" por la suma total de la obra de mano más el 25% del valor de los sub-contratos y multiplicando el resultado por 100.

Ejemplo: Utilizaremos el Area 42.

$$\text{Calificación O. de M.} = \frac{218,443}{2,307,213} \times 100 = 10.3\%$$

Lo anterior quiere decir que los trabajos que se ejecutarán directamente por el Contratista en el Area representan el 10.3% del trabajo total a realizar hasta la terminación del Proyecto.

b) Sub-Contratos.- Se calculan en igual forma que en el caso de la Obra de Mano.

c) Total.- Es la suma de las dos columnas anteriores y representa la "calificación" de cada área en relación al Proyecto completo. La suma de esta columna será siempre 100%.

Cuando se esté utilizando el Sistema Mecanizado, la computadora calculará estas "calificaciones".

El valor de las "calificaciones" se verá afectado cada vez que se modifique el estimado actual en función de alteraciones que hayan sido aprobadas por el Cliente.

4.4 En la Figura 2 podremos ver el cálculo de las "calificaciones" correspondientes a las cuentas que forman un área y en la Figura 3 el mismo cálculo para las sub-cuentas que forman otra cuenta cualquiera. El procedimiento de cálculo es idéntico al explicado anteriormente para el caso de las "calificaciones de las áreas".



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION". DEL 22 AL 25 DE MAYO.

MEXICO, D.F.

C O N C R E T O L A N Z A D O .

A N E X O .

25 DE MAYO 1985.

**C O N C R E T O
L A N Z A D O**

CONCRETO LANZADO

I. GENERALIDADES

1-1. DESARROLLO

El concreto lanzado ha venido a revolucionar las técnicas de excavación y soporte de obras subterráneas. Su aplicación en todo tipo de obras de ingeniería civil y minería se extiende cada día más. A continuación se explican sus notables características, que son la base de sus magníficos resultados.

El concreto lanzado se define (ACI-506-66) como "mortero o concreto conducido a través de una manguera y proyectado neumáticamente a alta velocidad contra una determinada superficie".

La Allentown Cement Company patentó, en 1909, el mortero lanzado, al que llamó "gunité", y una máquina lanzadora, "cement gun". Su empleo por primera vez, en una obra subterránea, se estima que fue en 1914, en la mina experimental de Bruce town, de la Oficina de Minas de Pittsburgh. Posteriormente se ha aplicado como protección de superficies de roca, contra el deterioro por intemperismo y, en ocasiones, como medida de soporte temporal.

Sin embargo, esta última función la ha cumplido en forma limitada, ya que tiene tendencia a desprenderse ante presión de roca, por mínima que ésta sea. Puede aplicarse sólo en capas relativamente delgadas, \pm 25 mm. (1"), las cuales en promedio pueden ser aún de menor espesor si se tienen en cuenta las irregularidades de la superficie de la roca, que agravan el problema de adherencia entre las capas.

Además, lleva aparejadas contracciones excesivas y agrietamientos consiguientes debido al alto contenido de cemento que suele tener.

En la postguerra, los países del centro de Europa (Austria, Suiza y el Norte de Italia) desarrollaron multitud de trabajos subterráneos en relación con obras hidroeléctricas y viales. En 1952, se usó con buenos resultados el mortero lanzado como único medio de soporte y revestimiento de los túneles de presión y de otros túneles en el desarrollo hidroeléctico suizo de Maggia.

En los años siguientes, surgió el empleo del concreto lanzado como resultado de la aparición de máquinas lanzadoras capaces de mover agregados de hasta 25 mm. (1") de grueso y de mezclar, en forma controlada, los inertes y el cemento, y a raíz de la introducción de aditivos poderosos, endurecedores y aceleradores del fraguado del cemento, que permitieron aplicar el nuevo concreto en superficies húmedas y aún en presencia de flujos de agua fuertes.

Entre 1953 y 1967 se demostró su bondad en numerosos proyectos subterráneos austríacos, suizos e italianos, en condiciones tan variadas como la prevención de aflojamiento de rocas química y estructuralmente inestables; la estabilización de material heterogéneo de deslizamientos antiguos y de materiales blandos y húmedos; el soporte, combinado con anclas inyectadas, de excavaciones en terreno milonitizado de esquistos sericiticos muy húmedos que producen altas presiones de roca; y la excavación (del metropolitano milanés) en gravas no cementadas. Sólo en algunos de estos casos se usó soporte adicional de marcos de acero (o de celosía de acero y concreto lanzado) y malla.

La experiencia sueca, en rocas más competentes que las alpinas, ha promovido el uso de concreto lanzado sin refuerzo, muchas veces aplicado sólo en las grietas y juntas de las masas de roca.

En 1960-62, Aliva, una firma suiza fabricante de equipo lanzado, llevó sus máquinas y la técnica de su uso a Sudamérica, primero a Venezuela y después a Chile y Perú.

Para 1965, Japón ya se había incorporado al desarrollo de la nueva técnica.

En Norteamérica empieza a aplicarse hasta 1967, cuando la firma canadiense Mason, Dolmage y Stewart lo pone en práctica en un túnel ferroviario en Vancouver, Canadá. Este retraso de Norteamérica en aceptar el concreto lanzado parece obedecer, por una parte, a que, no teniendo restricciones de acero, no se vió la necesidad de buscar un sistema de ademe más económico que los marcos de acero

convencionales y, por la otra, que las experiencias con el mortero lanzado como soporte de excavaciones subterráneas habían sido, las más de las veces, negativas.

En suma, el concreto lanzado ha probado su efectividad en la prevención del aflojamiento de la roca en una gran variedad de condiciones geológicas. Su uso es particularmente útil en rocas blandas. Ha sustituido a los métodos convencionales alpinos de ataque en galerías múltiples, al permitir, con igual seguridad, el avance a sección completa o a media sección y banqueo. En varios casos es viable y más expedito que el tablestacado llevado adelante del frente, en excavaciones subterráneas, donde este sistema hubiera sido indispensable de no contarse con el concreto lanzado.

1-2 FUNCIONES

Se ha formulado una gran variedad de ideas acerca de la manera en que el concreto lanzado cumple su función como soporte y protección en una excavación subterránea. Los cuatro factores mencionados por C. Alberts (1963-1965), representante de la técnica sueca, quizá sean los más generalmente aceptados como componentes de dicha función:

1.- El concreto lanzado se introduce con fuerza en las juntas abiertas, las fisuras y las irregularidades de la superficie de la roca, cumpliendo, en esta forma, la misma función de liga que la del mortero en un muro de mampostería.

2.- El concreto lanzado impide la filtración del agua a través de las juntas y de las fisuras en la roca y, por lo tanto, evita la socavación o erosión de los materiales de relleno de las juntas, así como el deterioro de la roca por el aire y el agua.

3.- La adhesión del concreto lanzado a la superficie de la roca, y su propia resistencia al esfuerzo cortante, impiden, en una gran medida, la caída de bloques sueltos de roca, desde el techo del túnel.

4.- Una capa continua de concreto lanzado (15 a 20 cm.), constituye un soporte estructural, ya sea en forma de un anillo cerrado o de un elemento fijo en forma de arco.

Estos conceptos hacen referencia a la cualidad de soporte de presiones de aflojamiento. La técnica sueca tiene la desventaja de que reside mucho en el juicio o criterio del responsable del frente.

He aquí algunos comentarios de A.A. Mathews de E.E.U.U. (1973):

“¿Qué es lo que permite que una capa relativamente delgada de concreto lanzado haga las veces de un ademe pesado de marcos de acero o de un revestimiento de concreto?”

“Desde luego, el hecho de que el aditivo produce un fraguado muy rápido y una alta resistencia temprana. También la aplicación inmediata del concreto lanzado ayuda a prevenir el aflojamiento de la roca después de la tronada. Si no se deja que se desprenda ningún fragmento de roca de la superficie excavada, el túnel, obviamente, permanecerá estable. Pero hay algo más que eso.

“Desde hace tiempo, se admite que algún desplazamiento o flujo plástico debe permitirse si se quiere disminuir lo más posible la carga de roca sobre los ademes. Por otra parte, a menos que este desplazamiento sea controlado, se manifiestan con frecuencia movimientos intolerables de la masa. Una capa de concreto lanzado aplicada de inmediato a la superficie de roca recién expuesta, parece tener la flexibilidad suficiente para fluir plásticamente junto con la roca vecina y, a la vez, contar con la capacidad estructural necesaria para mantener la estabilidad. Pero el cumplimiento de estos objetivos requiere la aplicación, la coordinación y el control de muchos elementos.

“El proyectista debe aplicar, con propiedad, los principios de la mecánica de rocas o de suelos al proyecto que se esté estudiando. Además, debe dimensionar y programar el concreto lanzado y seleccionar sus complementos, tales como anclas, soportes adicionales o refuerzo. Debe contarse con materiales y equipo adecuados. Los obreros deben ser calificados o deben prepararse para una aplicación correcta del concreto lanzado; y, finalmente, debe mantenerse un control de calidad”.

E.E. Mason y R.E. Mason de Canadá (1972) basándose en la experiencia europea y, concretamente, en las investigaciones y aplicaciones hechas por el grupo austriaco (el más activo en estas lides, encabezado por Rabcewicz) pregonan una función de colaboración, del concreto lanzado con la roca, más completa que la simple función de soporte de las presiones de aflojamiento.

Así citan que, de los conceptos de mecánica de rocas de Muller, se sabe que los factores principales que influyen en la integridad de una excavación subterránea son:

La dependencia de la resistencia de la masa de roca en el grado de aflojamiento (a mayor aflojamiento o dilatación menor resistencia).

La influencia del esfuerzo principal menor (lateral) en la resistencia de la masa. (Experimentos de Muller, Pacher y John muestran que aún esfuerzos transversales muy pequeños, σ_2 y σ_3 , son suficientes para prevenir, en gran medida, las deformaciones unitarias transversales y, por lo tanto, el aflojamiento).

La influencia muy principal del tiempo en su comportamiento, (Rabcewicz ha repetido numerosas veces que la absorción de esfuerzos y su redistribución no es un estado estático, sino un proceso dinámico y viene acompañado por una deformación progresiva que no es más que cambio de posición en el tiempo).

La conclusión de Muller —citan los Mason—, es que la estabilidad de un túnel se garantiza cumpliendo estos requisitos:

Evítese lo más posible el aflojamiento.

Aprovéchese lo más posible el tiempo que la roca requiere para deformarse.

Provéase de soporte lateral a la roca, mediante fuerzas aplicadas oportunamente, para evitar esfuerzos uniaxiales.

El objetivo es la estabilización de una excavación para volver al equilibrio la masa de roca que la rodea, más que proveer un soporte a las presiones de aflojamiento; principio este último en el que se basan en gran medida los sistemas de soporte convencionales. Un revestimiento continuo (estructural) de concreto lanzado, puede cumplir con todos los requisitos arriba dichos: Puede aplicarse inmediatamente después de la voladura, para evitar aflojamiento posterior, incluyendo las pequeñas fisuras que inician la desintegración de la roca. Puede aplicarse por áreas en cualquier parte de la sección completa, donde se requiera (un caso extremo fue el avance de pequeñas áreas en el arco y las paredes del túnel del metro en Milán en arenas y gravas no cementadas). No requiere reposición o sustitución por otro elemento de soporte alternativo. Proporciona soporte lateral a la superficie de la roca, para que se eviten estados de esfuerzos uniaxiales. Hace posible un drenaje efectivo de la roca.

Los esfuerzos en un sistema estructural de concreto lanzado son el resultado de un flujo plástico de la roca, desarrollado a medida que la roca, y el concreto adherido a ella, se ajustan a un estado de equilibrio, y no del peso y las deformaciones de una roca en estado de aflojamiento.

Sin embargo, los espesores convencionales de concreto lanzado pueden resistir sólo temporalmente cargas potenciales. El incremento de espesor más allá de los 20

7

ó 30 cm. (8 ó 10") puede destruir la flexibilidad requerida para ajustarse al flujo de la roca. Las rocas muy quebradas y frágiles, las brechas, los aglomerados y los conglomerados sueltos, y los materiales plásticos blandos, pueden formar grandes o extensas zonas de tensión antes de que el concreto lanzado se aplique. En estos casos, el anclaje sistemático ha demostrado incrementar la cohesión y preservar la integridad de estos materiales contra la relajación o desintegración y el deterioro. En esto se basa el Nuevo Método Austríaco de tunelco, una de las técnicas aplicadas en los más asombrosos proyectos de los últimos tiempos.

Para que el revestimiento de concreto lanzado dé buenos resultados, su interacción con la roca debe ser tal que se impida el movimiento continuo de ésta. Su verdadera función es más bien de colaboración con ella. En otras palabras, el objeto del concreto lanzado es el de mantener el equilibrio de la roca alrededor del túnel, reforzando su capacidad de autoaporte, más bien que tratar de reemplazar o reproducir las propiedades de soporte de la roca que se removió del túnel al excavar.

La gran ventaja del concreto lanzado es que se puede aplicar muy rápidamente para soportar toda la periferia de una excavación subterránea, ya sea perforada con máquina o excavada con explosivos. Tiene, además, una gran flexibilidad para aplicarse en cualquier momento y para traslaparse con otras actividades del proceso de excavación, con lo cual se logran importantes ahorros de tiempo en el ciclo de trabajo.

1-3. METODO

Existen dos procedimientos para aplicar el concreto lanzado: el de mezcla húmeda y el de mezcla seca.

El primero consiste en mezclar cantidades medidas de agregados, cemento y agua, introducir la mezcla resultante en un recipiente para de ahí conducirla neumáticamente a través de una manguera y expulsarla finalmente por una boquilla. Tiene la ventaja de que se lleva un control rígido de la relación agua-cemento de la mezcla. Pero el equipo disponible maneja agregado máximo de sólo 9.5 mm. (3/8"). Por otra parte, como los aditivos, por su acción rápida, no es posible añadirlos antes de la boquilla, es imposible lograr un mezclado completo de los mismos, ya sea que vengán en forma de polvo o en forma de líquido; por ello el producto no llega a adherirse bien del todo a superficies húmedas. Al tener una relación agua-cemento predeterminada, se presta menos a la flexibilidad de aplicación que se requiere, sobre todo en trabajos subterráneos, cuando las condiciones del terreno son cambiantes y

RELACION DE OBRAS SUBTERRANEAS EN LAS QUE SE HA USADO CONCRETO LANZADO

TUNEL	GEOLOGIA	DIMENSIONES DEL TUNEL	TIPO DEL TUNEL	TIPO DE DISEÑO DE CONCRETO LANZADO Y CONDICIONES DE TERRENO	REFERENCIA
1. Adams, agua, Colorado	gneis desintegrado.	10' de dia. (3 m)	hasta 4000' (1230m)	Marcos de acero y gunita para terreno que se hincha y fluye grandes presiones.	(OSR, 1957)
2. Austriaco hidroeléctrico	gneis quebrado caolinizado, muy húmedo	8x2	250'	30 cm. de concreto lanzado -- con pernos de anclaje, presión propia de la roca.	Fabowicz (1964-1965)
3. Kaunertal hidroeléctrico	gneis esquistoso pizarra sílicea, todos los grados de alteración	10-20x2	hasta 1100'	Marcos completos con concreto lanzado, presiones propias de la roca	
4. Egersee RR Suiza	montmorillonita alteraciones y bandas de montmorillonita en granito.	60 m x 9.5 x 6.5m	50-200'	Fruto limitado con 6 cm. de concreto lanzado en roca que se hincha y se desintegra en láminas.	Cecil (1967) Meland (1967)
5. Haszenberg carretera, Austria	esquisto arcilloso muy blando, en parte desintegrado	11' de dia.	60 m	Método belga modificado con pernos de anclaje y 20 cm de concreto lanzado, presiones propias de roca	Fabowicz (1965-66)
6. Anström mina, Suecia	sedimentos volcánicos muy esquistosos.	25x2	750'	2 cm para impedir la desintegración en las lavas.	Alberts (1965)
7. Autopista Genova - Boltra Italia	Sedimentos arcillosos, estrofiados	--	--	aparentemente para terreno con tendencia a aflojarse	Martinielli y Minichetti (1965)
8. mina de carbón de King Canada	peridotita serpentinitizada, muy alterada localmente	galerías pequeñas	500-800 pies (150-250m)	tres capas de gunita -- de 1/4 de pulgada cada una para impedir el aflojamiento	Foster & Harris (1957)
9. La Planicie Autopista Venezuela	esquisto gneisico disgregado en cajas sueltas.	650 pies cuadrados	100'	4-6 pulgada de concreto lanzado y anclas, -- Marcos de acero horizontales con cubeta de concreto para la roca más alterada, terreno que se afloja.	Kobler (1966) Fabowicz (1964-1965)
10. Granba cavidades sitio de exportación de Nungda	Toba extra-terrestre, en sive	120'x120'x75' 17' x 17' m x 23' 430'	1400 pies	gunita en combinación con pernos de anclaje y cables de acero para impedir el aflojamiento	Cording (1968)
11. Metro de Milán	arenas y gravas	10'x20' 5.5x6.10m.		lanzado de concreto -- sobre la frente y en el túnel, excavación con palas neumáticas.	Chase (1960)
12. Hoffer, RR, Colorado	gneis cuartzo desintegrado	--	hasta 2400' (732m)	1 1/2" de gunita para terreno que se afloja	Hitchcock & Tinkler (1971)
13. Eizan RR, Japón	toba, lavas, toba, lavas, lava, arcilla, lutita	600' x 100'	60-100'	concreto lanzado utilizado para sustituir paredes de acero, terreno que se afloja	Japón RR (1960)
14. Guerra Ripoll Autopista Italia	viejos rios -- con rocas, esquistos, arcillas, gravas de arena -- arena en bloques, arcillas, lutita	110x2	20-100'	galerías múltiples de arena, pasadas de cada una en un túnel, concreto lanzado en túnel -- para impedir el aflojamiento, no causó problemas y resultó un 30% de ahorro	Zanon (1971) Fabowicz (1965) Fabowicz (1965)
15. Tehachapi túnel -- agua, California	a. gneis de diorita b. cuarcita con lutita, arcillas, algunos esquistos	37 pies de dia. (10.25m) 30 pies de dia.	hasta 600' (183m) hasta 600' (183m)	terreno fracturado en bloques un diámetro en los conos tallados concreto lanzado utilizado entre y sobre de los bloques -- como a parte auxiliar no causó problemas.	Cecil (1968) Meland (1967)

TUNEL	Geología	DIMENSIONES DEL TUNEL	TIPO DEL TUNEL	TIPO DE DISEÑO DE CONCRETO LANZADO Y CONDICIONES DE TIERRAS	REFERENCIA
16. Vancouver RR Canada	lutitas, arenaceous conglomerados	20'x29' 8.10'x9.90m	150-300' 46-92 m	4 a 6" aplicación inmediatamente después de la tironada en terreno que se afloja	Mason RR (1960) Mason RR (1968)
17. Norall 1 canal de abastecimiento, Noruega	fallas llenas de montacrillos	12x2	130m	falla del concreto lanzado -- por arcillas expansivas	Brokke & Selmer Olsen (1965)
18. Iglesia canal de drenaje Suecia	pérdido de cuarzo alterado, espelotado de arcilla, fuertes alteraciones de cañón y montacrillos	140x2	90-100m	concreto lanzado con KRCOT aplicado inmediatamente después de la tironada, 8-20 cm para adorno provisional, 20-40cm para levantamiento permanente, fuerte hinchamiento	Forbeson & Fryk (1961) Vattenbyggnadsbyrå (1960)
19. canal de drenaje de Sulliva Suecia	granito alterado en arenilla	100x2 4 x 12m	70m	falla debida al hinchamiento de la montacrillosita.	Cecil (1967)
20. Caceres de Sary, Noruega	esquistos, fallas con arcilla que se hincha.	40x2	--	20 cm de concreto lanzado con aguja de acero, arcilla que se hincha, algunas fallas.	Bakken (1968)
21. Canal de drenaje de Sulliva Suecia	esquistos con montacrillosita, zona fallada	64m 2x7.6m	120m	10 cm de concreto lanzado inmediatamente después de la tironada, después de 40-45 cm arcilla provisional en zona de falla	Cecil (1967)
22. Inverness de Finner	limonita, localmente	40-90x2	50-100m	Fuertes flujos de agua -- (1000 l/min), probablemente la poca poca tratada -- con concreto lanzado en un gran túnel.	Kramer, (1967) Björkman (1967)
23. Canal de drenaje de Sulliva, Noruega	zona de montacrillosita y fallas en arcilla.	10-50x2	100m	falla de agua por la poca adherencia del concreto lanzado con la arcilla. Poca fuerza provisional con concreto lanzado.	Cecil (1967)
24. San Jacinto agua.	granito fallado, esquistos de mica.	--	--	construcción de concreto -- lanzado en forma de anillo, inyección contra flujos de agua a profundidades elevadas.	Thompson (1966)
25. línea de cañón, San Jacinto, Pa	cañón de cañón	--	--	con concreto permanente, luego bustrillo	Isakson & McClintock (1959)
26. línea de cañón, San Jacinto, Pa	cañón, pizarra y arcilla	--	--	quita para impedir el desmoronamiento por la acción del agua	Jeffers (1941)
27. Inverness agua, Suecia	quartzita	12x2	20-40m	lanzado de concreto en poca -- muy húmeda	Garfield (1968)
28. Inverness, Arica, Chile	plata en falla con arena de arcilla y esquistos, fuerte hinchamiento de arcilla de 42%	62m, 12x2	20-30m	concreto lanzado utilizado como refuerzo y para drenaje de agua, inyección de cemento complementaria.	Barnettson (1967)

obligan a variar rápidamente la cantidad de agua. Lleva, además, los riesgos de taponamiento inherentes a todo concreto bombeado cuando por alguna causa se interrumpe el suministro o la expulsión.

Este método se considera adecuado para emplearse con operadores poco capacitados y, en particular, en los accesos de pequeñas dimensiones a minas, los cuales en su mayor parte están secos.

El procedimiento de mezcla seca consiste en una revoltura de agregados, algo húmedos, y cemento, que es alimentada a una máquina lanzadora, de la cual se envía en un chorro de aire a presión a través de una manguera hasta la boquilla de expulsión. El agua de hidratación se añade en la boquilla misma, inmediatamente antes de la expulsión. La cantidad de agua la regula manualmente el lanzador. Los aditivos en polvo se añaden en la mezcla seca cuando ésta se alimenta a la máquina lanzadora; si se usan aditivos líquidos, éstos se mezclan con el agua de hidratación antes de llegar a la boquilla.

El procedimiento de mezcla seca es el más extensamente empleado para aplicar concreto lanzado de agregado grueso, particularmente en obras subterráneas.

1-4 MEZCLAS

La cantidad del concreto lanzado depende de la calidad de los materiales que lo componen, de la granulometría de los agregados, de la relación agua/cemento y del grado de compactación.

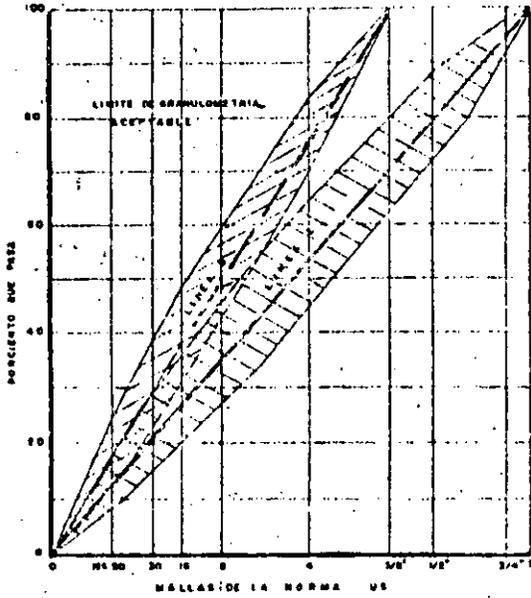
La densidad de sólidos de los agregados debe ser 2.55 a 2.65 y el módulo de finura de la arena debe estar comprendido entre 2.5 y 3.0. Para agregados fuera de estos límites el contenido de cemento requiere ajuste.

El agregado debe cumplir con las normas ASTM y estar bien graduado. Así puede obtenerse compactación óptima, máxima densidad, impermeabilidad y resistencia a la compresión y mínimo rebote. El agregado compuesto por partículas alargadas y aplanadas o el que contiene partículas astillables no da buena compactación y requiere corrección de las mezclas en los contenidos de agua y cemento.

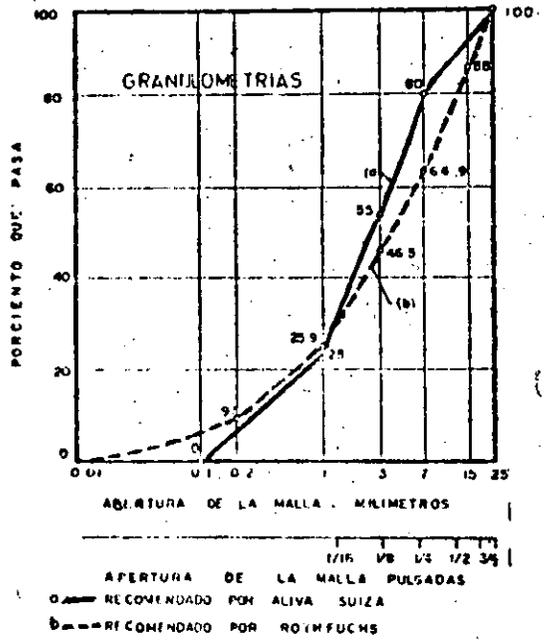
Es el agregado grueso el que da estructura a la mezcla y el que la compacta al martillarla con presiones de 3 a 5 Kg/cm².

LIMITES DE GRANULOMETRIA RECOMENDABLES CON TAMAÑOS MAXIMOS DE AGREGADO DE 9.5 y 19mm. (3/8" y 3/4").

CONCRETO LANZADO - AGREGADOS FINOS (ROTHFUCHS)



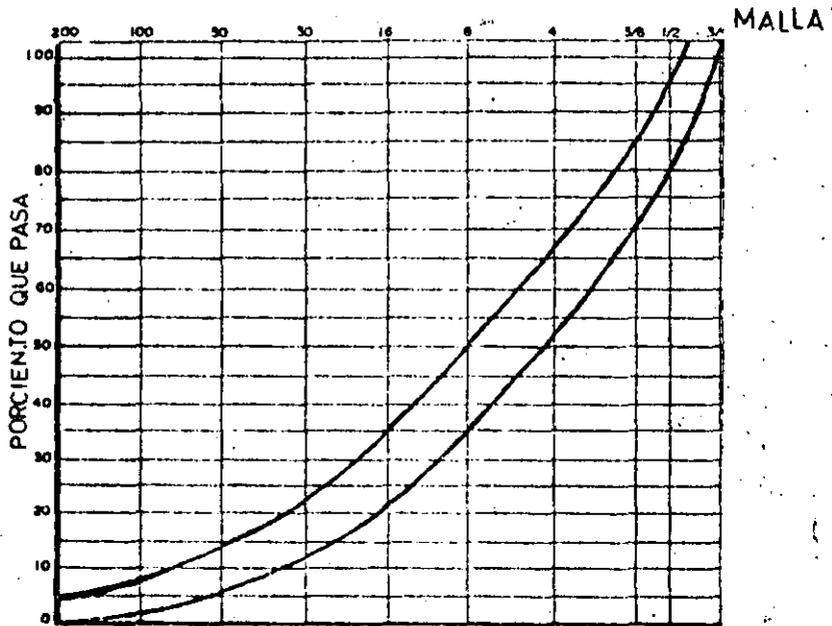
CONCRETO LANZADO - AGREGADOS GRUESOS



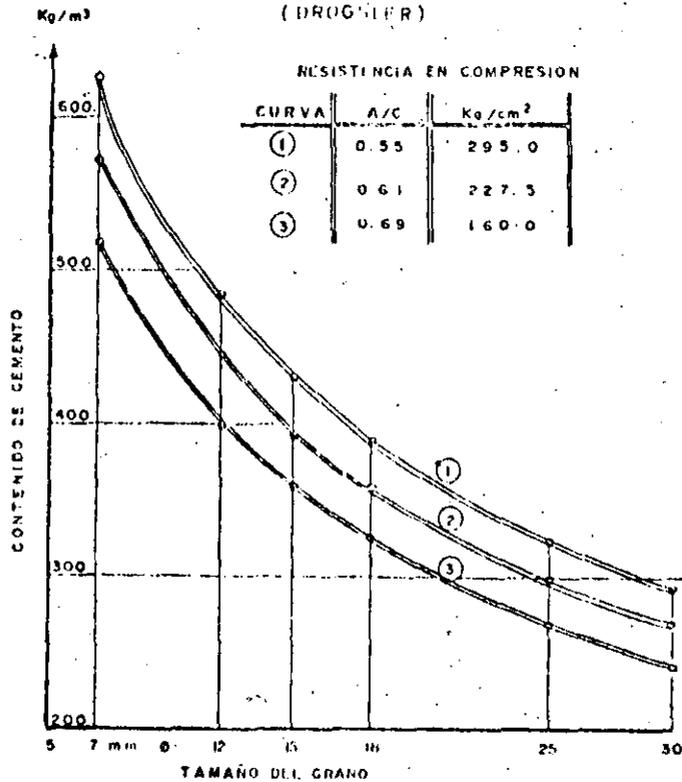
El segundo es por todos conceptos más recomendable que el primero para trabajo estructural. El primero se usa más bien para recubrimientos o para protección de superficies de acero. Las arenas (menor de la malla 4) deben constituir menos del 60% de la mezcla de agregados.

LIMITES DE GRANULOMETRIA ESPECIFICADOS PARA LAS OBRAS DEL DRENAJE PROFUNDO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

CONCRETO LANZADO LIMITES GRANULOMETRICOS



RELACION CEMENTO-TAMAÑO DE GRANO - CALIDAD (DROGSTER)



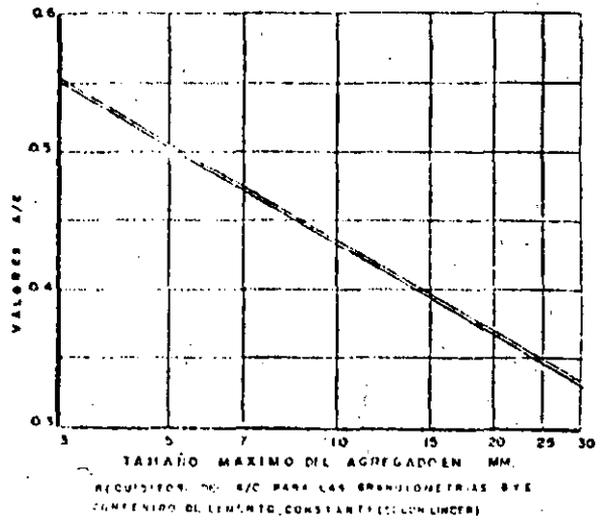
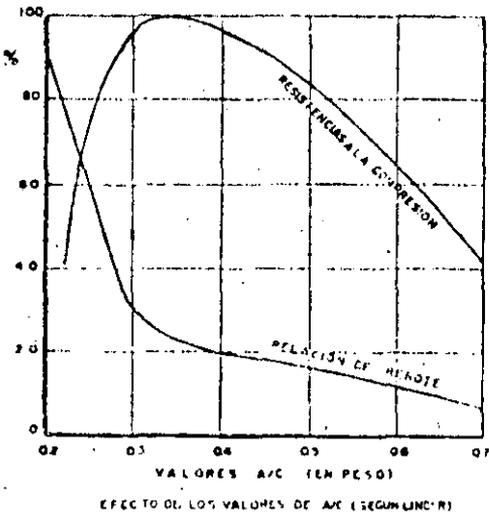
El contenido de cemento viene determinado por los requisitos de resistencia y por el tamaño máximo del agregado. Requisitos exagerados de resistencia implican un contenido de cemento excesivo, lo que dá lugar a contracciones y agrietamientos también excesivos. En el túnel de Vancouver, la mezcla tenía 400 kg. de cemento por m³, cuando alcanzó 480 kg/m³ se presentaron agrietamientos importantes por contracción.

En el Drenaje Profundo de la Ciudad de México, se especificó una relación de cemento a agregados de 1 a 4 en promedio, (450 kg/m³). Y no se presentaron agrietamientos importantes.

Es interesante anotar que la pasta ya aplicada suele tener un mayor contenido relativo de cemento que la mezcla seca y una relación agua/cemento algo más baja que el concreto normal, debido al rebote o desperdicio, el cual está formado principalmente por grava y en menor grado por arena y lechada que se desprenden de la pasta por el impacto del chorro.

El agua debe cumplir los requisitos que se exigen para el concreto común, es decir, debe ser limpia y estar libre de limo y materia orgánica, álcalis y otras sales minerales disueltas. La relación agua/cemento óptima para lograr máxima resistencia, se presenta en el punto de máxima densidad. El objetivo debe ser entonces colocar el material en la consistencia estable más húmeda posible, o sea, en el punto de abolsamiento o cedencia incipiente. El operador o lanzador, puede darse cuenta que se ha alcanzado ese punto cuando aparece en la superficie del concreto fresco un lustre de humedecimiento ligero.

RELACION AGUA/CEMENTO EN FUNCION DE OTRAS CARACTERISTICAS.



Los aditivos enérgicos, endurecedores y acelerantes del fraguado, producidos en la Europa Alpina, y cuyo uso se ha extendido después al resto del mundo, dan al concreto lanzado algunas de sus características más apreciadas, a saber, el poder aplicarse en terreno húmedo o mojado y el poder controlar fuertes filtraciones de agua.

Los principales ingredientes activos son: aluminato de sodio e hidróxido de sodio, con carbonatos de sodio, potasio y calcio e hidróxido de calcio como catalizadores. Debe verificarse la compatibilidad del acelerante con el cemento empleado; sus ingredientes pueden variarse (en sus proporciones relativas) para adaptarlos a los cuatro componentes principales del cemento Portland.

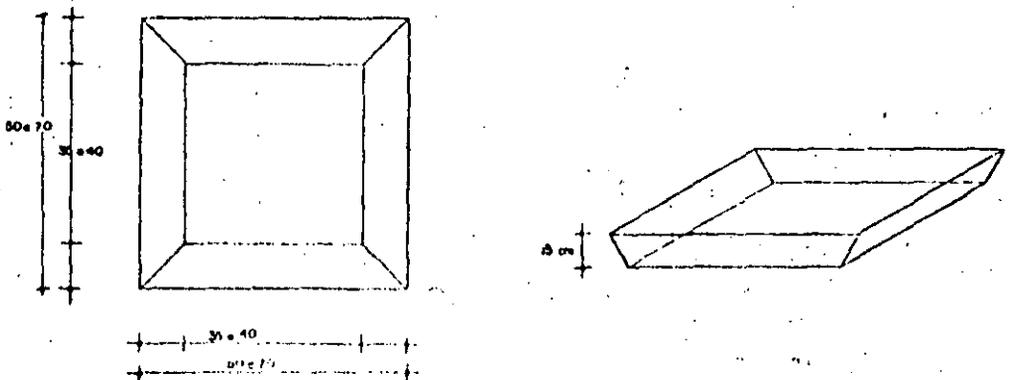
Las dosificaciones de aditivo varían normalmente entre 2 y 6% del peso del cemento.

El aditivo permite aumentar el espesor de las capas de concreto lanzado; el fraguado rápido y endurecimiento que provoca, le da al revestimiento resistencia para soportar tronadas a las pocas horas de aplicado (dos horas en Vancouver); reduce además el rebote.

En las primeras aplicaciones, cuando el espesor es muy delgado, se suele emplear más cantidad de aditivo para lograr una alta adhesividad aún a costa de una resistencia a la compresión más baja (hasta 30% menor que el concreto no acelerado). Las capas posteriores pueden llevar menos aditivo y su detrimento en la resistencia a la compresión será insignificante.

Un fraguado inicial máximo de 1 1/2 horas y uno final de 12 horas son los que se especifican normalmente, pero estos tiempos son demasiado largos, sólo útiles para trabajos de recubrimiento. Si se quieren dominar las filtraciones de agua y soportar el terreno de poca cohesión, se requieren tiempos de fraguado inicial y final muy cortos. Para el túnel de Drenaje Profundo de la Ciudad de México, se ensayaron pastas de mortero con distintos aditivos y cementos y se lograron tiempos de 30 a 120 segundos.

ARTESA DE MADERA SOBRE LA QUE SE LANZA
PARA OBTENER LAS MUESTRAS DE C. L.



OBJETO DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

Se requirió determinar el tiempo de fraguado de pasta de cemento conteniendo cuatro diferentes productos acelerantes, propuestos para aplicarse en la elaboración de concreto lanzado neumáticamente, alternando el uso de dos cementos distintos.

MUESTRAS

Se dispuso de muestras de los siguientes productos acelerantes:

Sigunita (polvo)

Rapidur (polvo)

PozLig XX (polvo)

Stabilator (Líquido)

y de los siguientes cementos:

Cruz Azul, tipo II

Tolteca, tipo I

DOSIFICACIONES

Los tres productos en polvo se dosificaron a razón de 3%, en peso, respecto al contenido de cemento.

El producto líquido se dosificó substituyendo 25% del volumen del agua de mezcla.

DETERMINACIONES

Se ensayaron ocho pastas diferentes, empleando los cuatro productos con cada cemento. A cada pasta se le determinó tiempo de fraguado con aguja de Vicat y resistencia a compresión a 4, 8 y 24 horas de edad, usando especímenes cilíndricos de 5 cm de diámetro.

CONDICIONES DE PRUEBA

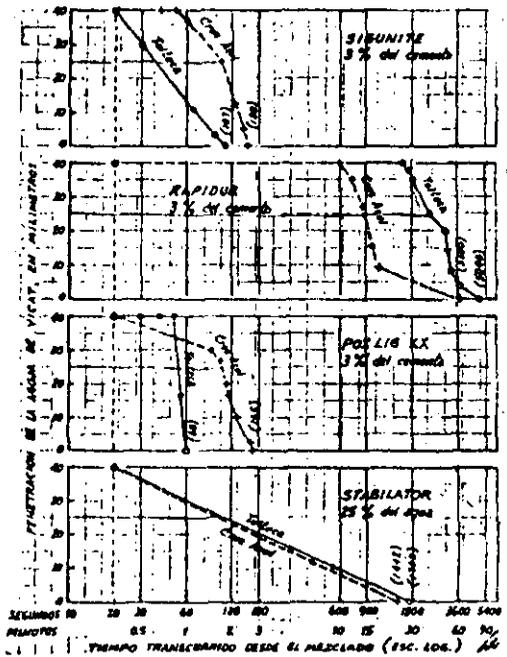
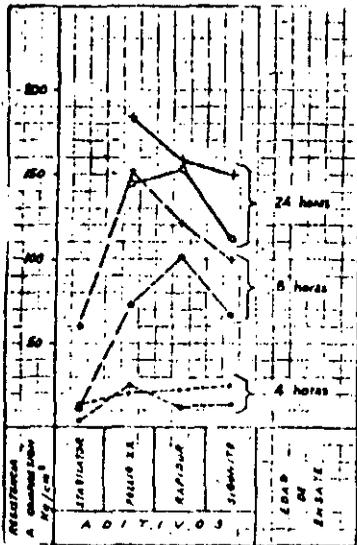
Teniéndose presente la posibilidad que ocurrieran tiempos de fraguado del orden de 20 segundos, se estableció un procedimiento de prueba que permitiera efectuar la primera observación en ese tiempo, bajo circunstancias comparativas. Las principales condiciones establecidas fueron como sigue:

- Se usó una relación agua/cemento constante e igual a 0.35, para producir pastas de consistencia ligeramente menos seca de la normal, como es definida en el método ASTM C 187 (1).
- El mezclado de cemento, agua y aditivo se hizo mecánicamente durante 10 seg, empleando la velocidad media de la batidora para pasta de cemento, especificada en el método ASTM C 305 (2).
- La determinación del tiempo de fraguado se realizó con el agua de Vicat, como se describe en el método ASTM C 191 (3). La primera penetración de esta aguja se efectuó invariablemente a los 20 segundos de haberse iniciado el mezclado. Se consideró como tiempo de fraguado final, para fines comparativos, cuando la aguja (1 cm diám.) ya no penetró en la pasta.
- Para la elaboración de los especímenes de resistencia a compresión, se usaron moldes cilíndricos desechables, de lámina, con diámetro de 5 cm., y relación de esbeltez aproximadamente igual a dos. Para conservar invariables las condiciones de ejecución, se hizo una pasta individual para cada espécimen. Se elaboraron seis especímenes de cada mezcla diferente, para ensayar dos en cada edad de prueba.

R E S U L T A D O S

ESTUDIO COMPARATIVO DE ADITIVOS PARA CONCRETO LANZADO

MEZCLA	TIEMPO FRAGUADO (SEGUNDOS)	RESISTENCIA A COMPRESION #			CLAVE DE LAS MEZCLAS:
		4 hs. kg/cm ²	8 hs. kg/cm ²	24 hs. kg/cm ²	
O-0	180	28	30	130	0- Cemento Cruz Azul Tipo II.
O-0	3780	23	121	108	1- Cemento Toluca Tipo I.
O-P	120	30	182	104	2- Aditivo Sigunite; 3 % en peso de cemento.
O-E	1442	13	60	---	3- Aditivo Rapidur; 3 % en peso de cemento.
T-0	107	14	67	111	4- Aditivo Pos-Lig; 3 % en peso de cemento.
T-0	6040	13	102	134	5- Aditivo Stabilator; Sustituyendo 25% de contenido de Agua
T-P	80	25	70	146	6- Relación agua cemento en todos los casos A/a = 0.35
T-E	1700	4	12	---	# Resistencia cilíndrica (L/d=2) corregida por esbeltez de los especímenes y obtenida del promedio de 2 cilindros compañeros



R E F E R E N C I A S

1. Método Estándar de Prueba para Consistencia Normal de Cemento Hidráulico.
ASTM, Designación C 187
2. Método Estándar para Mezclado Mecánico de Pastas y Morteros de Cemento Hidráulico de Consistencia Plástica.
ASTM, Designación C 305
3. Método Estándar de Prueba para tiempo de Fraguado de Cemento Hidráulico con la Aguja de Vicat.
ASTM, Designación C 191

DESCRIPCION DE LAS PRUEBAS DE CAMPO

El día 30 de julio, en un sitio próximo a la Lumbera Núm. 10 del Emisor Central, se llevaron a cabo pruebas de lanzamiento de diversas mezclas de concreto.

El propósito fue ensayar varios aditivos acelerantes, con objeto de calificar su influencia sobre el tiempo de fraguado, la proporción de material rebotado y la resistencia a compresión del concreto colocado.

MEZCLAS ENSAYADAS

Se elaboraron y lanzaron seis mezclas, empleando cemento marca Toiteca tipo I (Hixcoac) en todos los casos. Las principales características distintivas de estas mezclas fueron:

- Núm. 1 : Sin Aditivo.
- Núm. 2 : SIGURITE en polvo (3% del cemento)*
- Núm. 3 : POZLIG XX en polvo (3% del cemento)
- Núm. 4 : FESTERLITH Super A en polvo (3% del cemento).
- Núm. 5 : Substitución de 25% del cemento por Puzolana**, en peso y POZLIG XX en polvo (3% del cemento).
- Núm. 6 : SIGURITE en polvo (3% del cemento)*

* En el lanzamiento de la mezcla Núm. 2 se observó baja de presión, por lo cual se repitió usando la presión correcta. (mezcla Núm. 6).

** Material puzolánico de Puzolanas Activadas, S. A."

TIEMPO DE FRAGUADO

No se dispuso de equipo de campo para medir el tiempo de fraguado del concreto recién aplicado en los tableros de prueba. De tal suerte, la determinación de este tiempo se hizo en forma puramente apreciativa, estimándose que las mezclas ensayadas alcanzarán un grado comparable de endurecimiento al cabo de los siguientes lapsos*:

- Núm. 1 : (No se determinó por no contener aditivo).
- Núm. 2 : 2.0 minutos.
- Núm. 3 : 1.0 minutos.
- Núm. 4 : 3.0 minutos.
- Núm. 5 : 5.0 minutos.
- Núm. 6 : 1.0 minutos.

* El tiempo se consideró a partir de la terminación del lanzamiento sobre los tableros de prueba. El tiempo de llenado de los tableros fue de 15 a 20 segundos.

MATERIAL REBOTADO

Se determinó en cada caso el peso de concreto colocado en los moldes y la cantidad aproximada de material rebotado, recuperándolo y pesándolo, con los siguientes resultados:

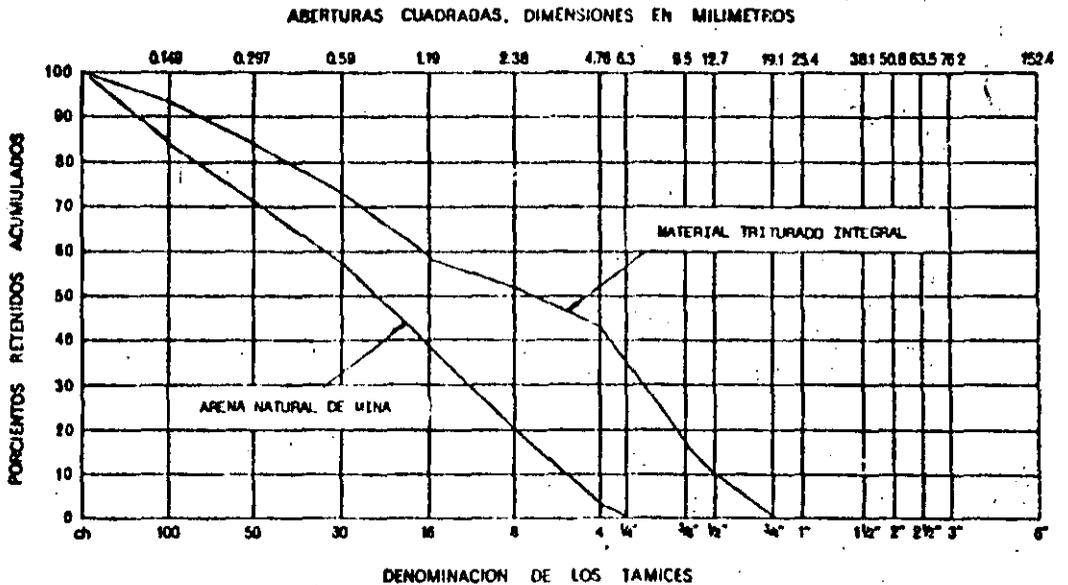
Mezcla #Um	Concreto colocado (kg)	Material rebotado Peso (kg)	%	Contenido de grava en el rebote(%)
1	51.2	20.6	35.0%	63 %
2	52.5	22.1	26.2%	57 %
3	61.2	10.0	22.7%	47 %
4	64.8	13.2	15.9%	47 %
5	55.9	10.6	15.9%	47 %
6	55.7	10.0	23.4%	51 %

AGREGADOS EMPLEADOS

Se obtuvieron muestras de los agregados. Su contenido de humedad fue 10.0% para la arena natural de mina y 5.2% para el material triturado integral (arena y grava). La composición granulométrica de estas muestras se incluye en gráfica adjunta

CURVAS GRANULOMETRICAS DE AGREGADOS

TUNEL, B. A.
PRUEBAS DE CAMPO DE CONCRETO
LANZADO NEUMATICAMENTE. —
JULIO 30 DE 1971

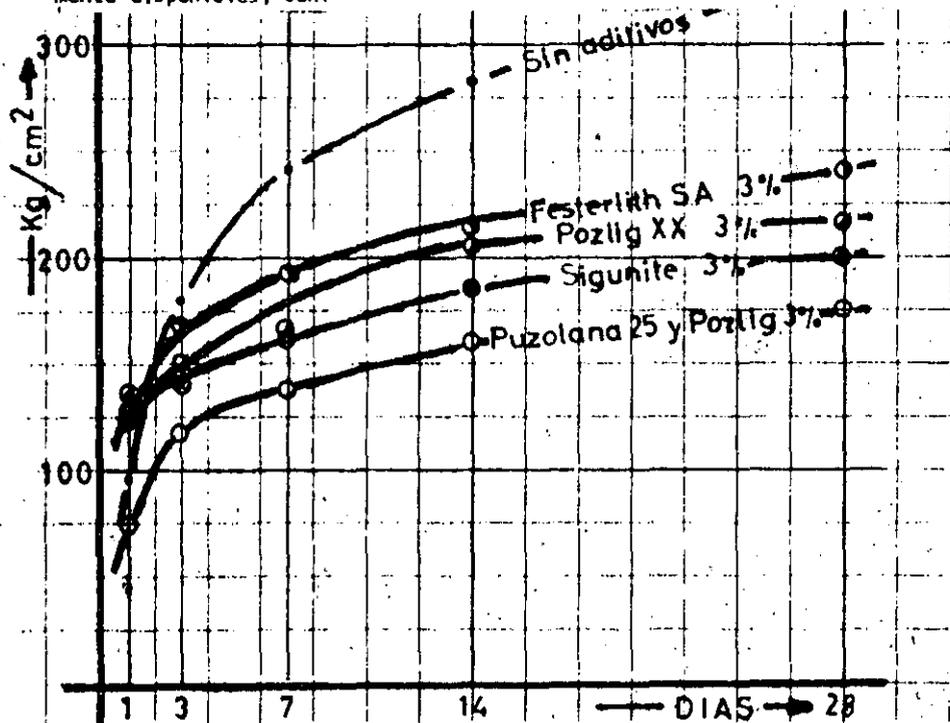


1-5; RESISTENCIA

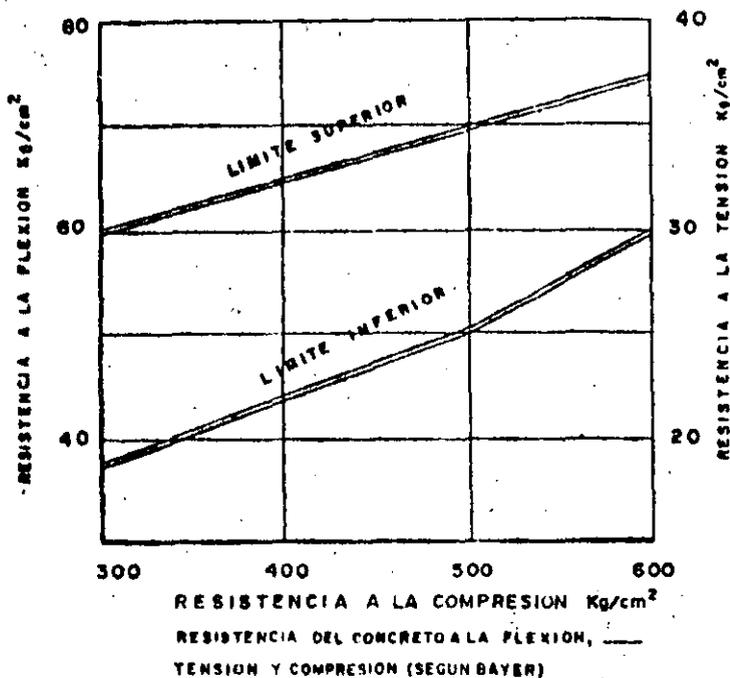
Aunque en la literatura sueca se habla de resistencias de 300 a 700 kg/cm² para la compresión a los 28 días, es más real hablar de valores entre 150 y 300 kg/cm², que, para fines estructurales, son suficientes. Las resistencias al corte y a la flexión-tensión dependen de la resistencia a la compresión.

RESISTENCIAS A COMPRESION

De cada muestra de prueba se obtuvieron núcleos de 7.1 cm (2 3/4" de diámetro para determinar la resistencia a compresión del concreto colocado, a edades de 1, 3 y 14 días. Los resultados actualmente disponibles, son:

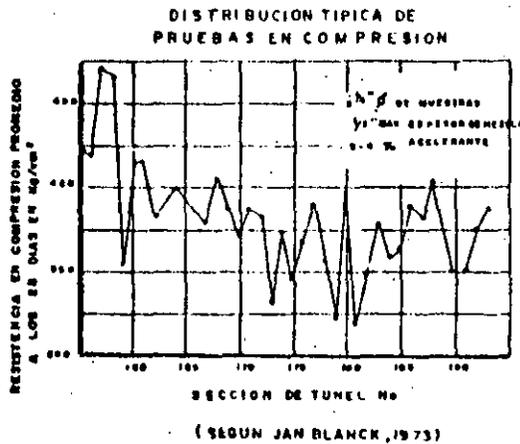


* Las resistencias a compresión que se reportan, corresponden al promedio de 2 especímenes cilíndricos de 7.1 cm de diámetro por aproximadamente 13 cm de altura. Estas resistencias han sido corregidas tomando en cuenta la esbeltez de los especímenes y están referidas a un valor de $h/d = 2$.



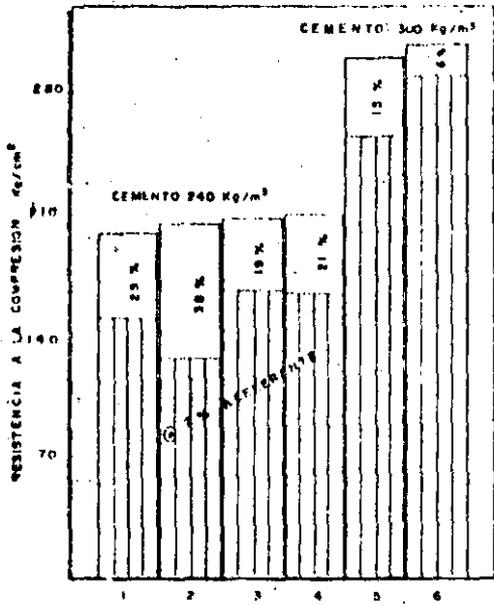
La adhesividad o adherencia del concreto es de primordial importancia en combinación con las resistencias al corte y a la flexión-tensión. Rabcewicz menciona que la resistencia al corte es 1.3 veces la resistencia a la flexión y el Instituto Sueco del Concreto (CBI) fija el valor de la adhesión en 10 a 15 kg/cm².

Es menos uniforme el valor de resistencia con mezclas secas de agregado grueso que con morteros de arena y cemento.

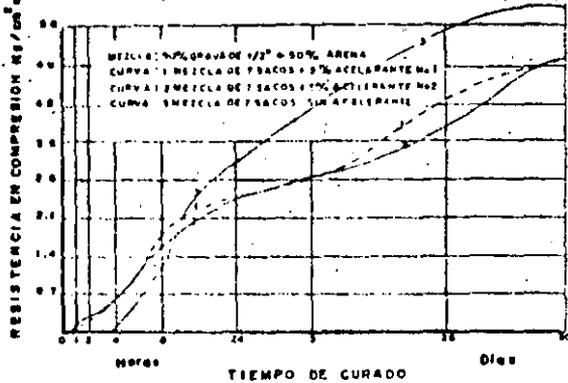


Se requiere mayor atención para asegurar la uniformidad de la granulometría y el mezclado y en el paso de la mezcla hacia la máquina lanzadora y a través de ésta. El producto final es muy sensible a variaciones en las mezclas por segregación, irregularidades en la alimentación y el agua y descuidos en la dirección y orientación del lanzado y en la distancia de la boquilla a la superficie de aplicación.

El aditivo también reduce los valores de resistencia. Reducciones de no más de 20% deben considerarse normales; reducciones mayores pueden obedecer a incompatibilidad de los ingredientes del aditivo con el cemento y deben hacerse estudios para confirmarlo.

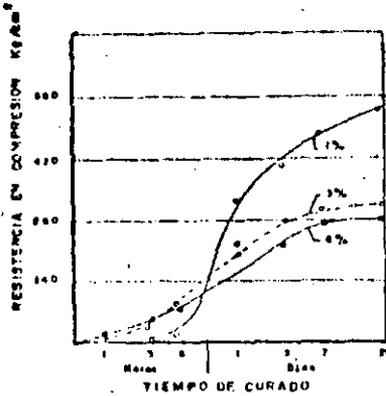


EFFECTOS DE LOS ACELERANTES EN LA RESISTENCIA EN COMPRESION TEMPRANA Y ULTIMA



(SEGUN JAN BLANCK, 1973)

DISMINUCION EN LA RESISTENCIA A COMPRESION CON EL USO DE ACELERANTES (EN 240 PRUEBAS EN CONCRETOS CON UN CONTENIDO DE 300 kg/m³ DE CEMENTO DIFERENTES CON Y SIN ACELERANTE) (SEGUN LINDER)



Resistencia en compresion Mezcla de 9 sacos, acelerante TRICOSAL (SEGUN ANDERSON Y POAD, 1973)

Las especificaciones más generalizadas establecen las siguientes resistencias a la compresión tempranas para un concreto de 280 kg/cm² con 3 a 4% de acelerante en peso del cemento.

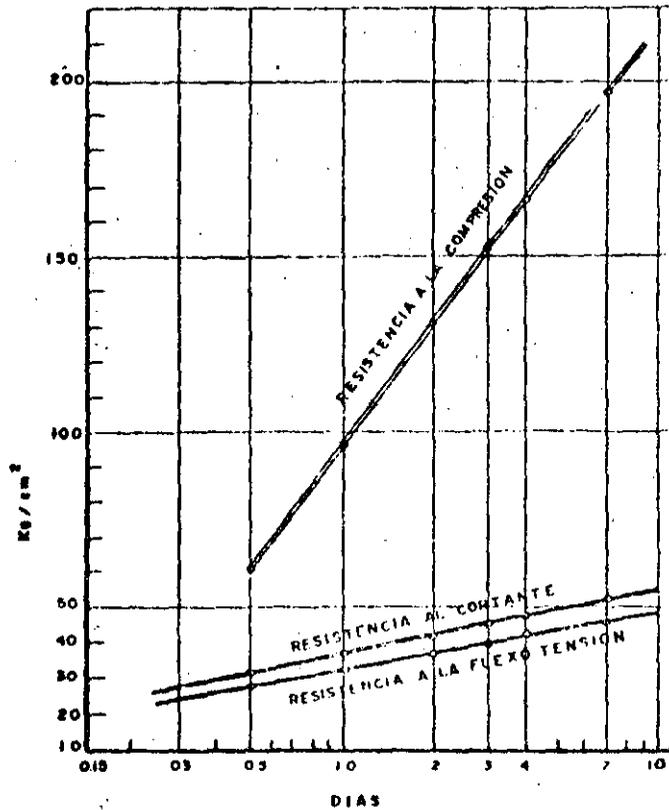
Tiempo de Fraguado

Resistencia a la compresión

Horas
2
12

Kg/cm²
14
56
18
60

Rabcewicz muestra que la resistencia a la flexión alcanza el 50% de la correspondiente a la compresión a las 12 horas y el 30% después de dos días.



(SEGUN RABCEWICZ)

RESISTENCIA TEMPRANA RELATIVA

Se presenta un resumen de las resistencias a la compresión medidas en muestras del concreto lanzado en la obra del Drenaje Profundo de la Ciudad de México.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE CARACTERÍSTICAS DE CONCRETO

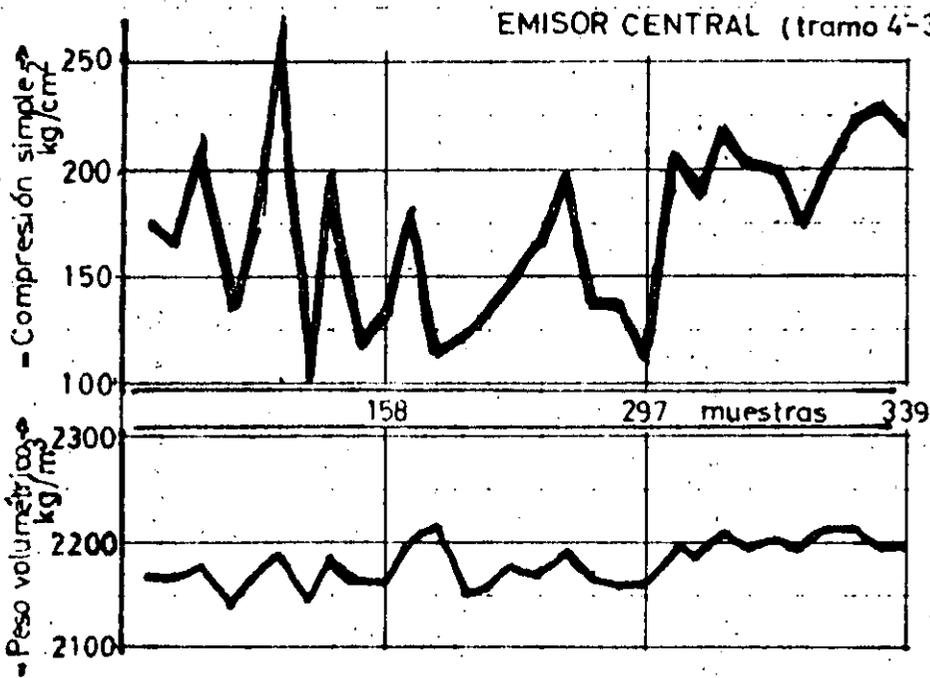
LANZADO
 TRAMO: DE LUMBRERA 4 A LUMBRERA 3 EMISOR CENTRAL
 PERIODO: NOVIEMBRE 1971 A DICIEMBRE 1973

U H E L, S.A. DE C.V.
 GERENCIA DE CONCRETO
 LANZADO

	Número de datos (n)	Promedio	Desviación Estándar	Valor Máximo	Valor Mínimo
Resistencia 3 días	23	116 kg/cm ²	28.5 kg/cm ²	176 kg/cm ²	70 kg/cm ²
Resistencia 14 días	37	156 kg/cm ²	35.5 kg/cm ²	276 kg/cm ²	99 kg/cm ²
% Grava	27	34.9 %	12.3 %	59.4 %	9.7 %
Pasa malla Núm. 100 (Lavado)	28	11.2 %	2.1 %	16.6 %	7.8 %
Contenido de cemento	27	23.1 %	7.9 %	40.4 %	11.0 %
Peso volumétrico	31	2181 kg/m ³	20.5 kg/m ³	2214 kg/m ³	2140 kg/m ³

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE CARACTERÍSTICAS DE CONCRETO LANZADO (TODO EL EMISOR).	T U N E L, S.A. DE C.V.
PERIODO: DE NOVIEMBRE 1971 A ENERO 1973.	GERENCIA DE CONCRETO LANZADO

	Número de datos (n)	Promedio	Desviación Estándar	Valor Máximo	Valor Mínimo
Resistencia 3 días	227	116.9 kg/cm ²	35.7 kg/cm ²	310 kg/cm ²	27 kg/cm ²
Resistencia 14 días	316	155.7 kg/cm ²	42.3 kg/cm ²	334 kg/cm ²	63 kg/cm ²
% Grava	267	34.3 %	12.9 %	74.9 %	4.2 %
Pasa malla Núm. 100 (Lavado)	271	10.5 %	2.3 %	20.1 %	2.4 %
Contenido de cemento	263	20.5 %	7.2 %	50.5 %	5.4 %
Peso Volumétrico	316	2179 kg/m ³	27.6 kg/m ³	2282 kg/m ³	2070 kg/m ³



1-6 DOSIFICACION Y MEZCLADO

Se acostumbra agrupar los agregados en tres fracciones para ser mezclados; de 19 a 9.5 mm (3/4" a 3/8"), de 9.5 mm. (3/8") a menor de la malla No. 4 y arena. La humedad de los agregados ya dosificados antes de mezclarse con el cemento **debe** estar comprendida entre 3 y 6%. La dosificación de agregados y cemento **debe**

hacerse por peso en una mezcladora o revolvedora adecuada. El tiempo de mezclado debe ser de dos minutos.

Hay que aprovechar la tendencia natural del agregado a drenar, por ser granular y permeable, para mantener su humedad dentro de los límites antes dichos. El drenaje es siempre más difícil en la arena que en la grava. Ello se evidenció en los agregados empleados para el Drenaje Profundo de la Ciudad de México, en los que fue difícil, en épocas de lluvias, bajar el contenido de humedad a menos de 8%, a pesar de que la arena se almacenaba en grandes pilas con facilidades de drenaje en la parte inferior; esto ocasionó frecuentes taponaduras de las tuberías de 30 cm. (12") de diámetro por donde se descargaba el agregado de la superficie hasta el nivel del túnel. En algo pudo mejorarse esta condición almacenando el agregado cerca de las bocas de descarga y esparciéndolo y creándolo antes de usarlo. En el Alto Anchicayá, en Colombia, donde la precipitación anual es superior a los 500 cm., si se logró mantener una humedad del agregado de 6%, descargando la arena de río en tolvas de las que escurría toda el agua posible y almacenándola después en pilas durante 24 horas.

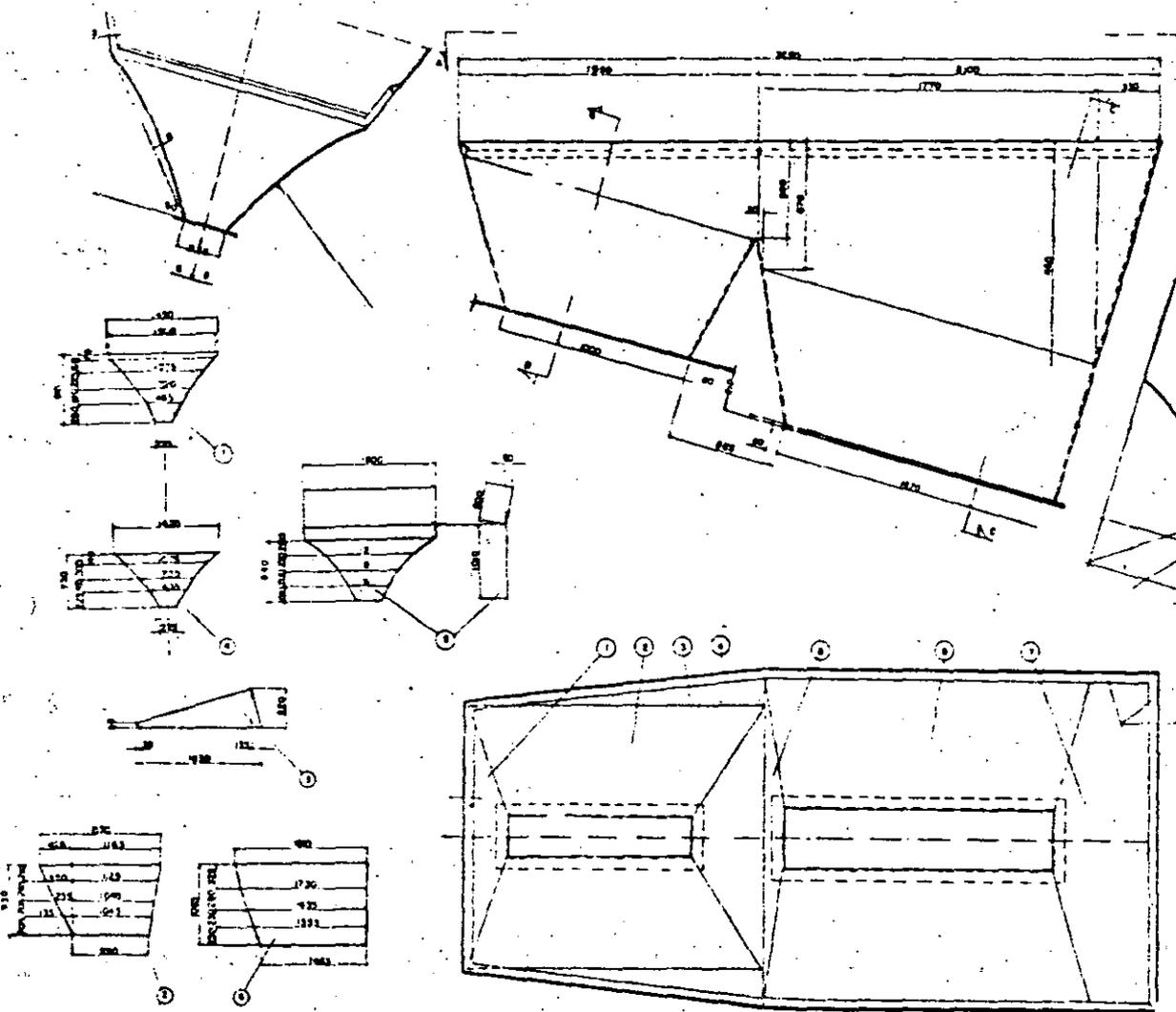
Mezclas muy húmedas de agregados y cemento producen taponamientos de las mangueras o tuberías de conducción y aumentan las velocidades de hidratación a niveles inaceptables. Mezclas muy secas dan problemas de no uniformidad del humedecimiento en la boquilla, lo que aumenta el polvo durante el lanzamiento y reduce la compactación.

El agregado utilizado en el Drenaje Profundo de la Ciudad de México, se surtió a las diferentes lumbreras, donde se iba a emplear, en forma dosificada, es decir, hecha ya la mezcla de agregado grueso (40%) y arena (60%). La mezcla se hizo en una mezcladora de turbina en la misma planta donde se trituraba el agregado grueso; éste fué producto de andesitas de un banco próximo a la planta. La arena fue, de una tercera parte a la mitad, producto de la trituración del agregado grueso, y el resto fue arena de mina de uno de los bancos del poniente de la Ciudad.

Hay diversos sistemas, en el procedimiento de mezcla seca, de transportación y de mezcla de agregados y cemento a pie de obra. Los más conocidos son los de la National Concrete Machinery de Lancaster, Penn., de la Card Corporation de Denver, Col., y de la Stabilator AB de Suecia.

Los carros tolya y mezcladores de gusano de esta última casa, se usaron en número de 45 en la obra del Drenaje Profundo de la Ciudad de México, con muy buenos resultados.

24



25

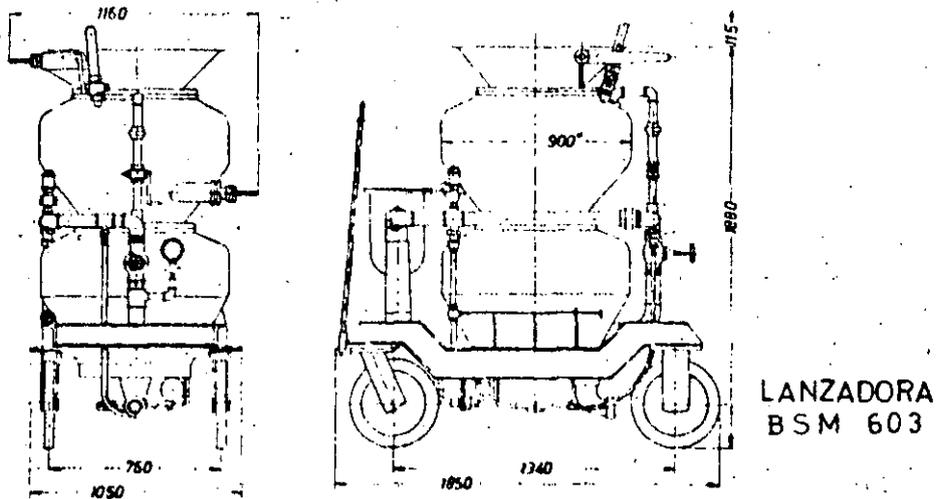
TOLVA PARA CEMENTO Y AGREGADOS.

El paso de los gusanos está diseñado para suministrar mezclas de 1 a 3, a 1 a 4 de cemento agregados y es posible variar su velocidad de revolución para ajustar las mezclas; a las tolvas van adosados vibradores eléctricos para facilitar el vaciado de los materiales hacia los gusanos. A través de unas puertas se puede tener libre acceso a los gusanos para limpiarlos cada vez que se vacían las tolvas y evitar así atascamientos y alteraciones de la dosificación.

El aditivo acelerante en polvo se debe añadir a la mezcla seca cuando entra ésta a la máquina lanzadora; es recomendable el uso de alimentadores mecánicos, de preferencia los de tornillo; ya que los de vibrador se atascan fácilmente. Si el aditivo es líquido se debe mezclar con el agua antes de descargarla en la boquilla lanzadora. En la obra de la Ciudad de México, el aditivo en polvo se alimentó con escudilla a mano directamente sobre el gusano y el aditivo líquido se mezcló con el agua y se alimentó a la boquilla mediante bombas dosificadoras de diseño especial también Stabulator A.B.

1-7. EQUIPO DE COLOCACION

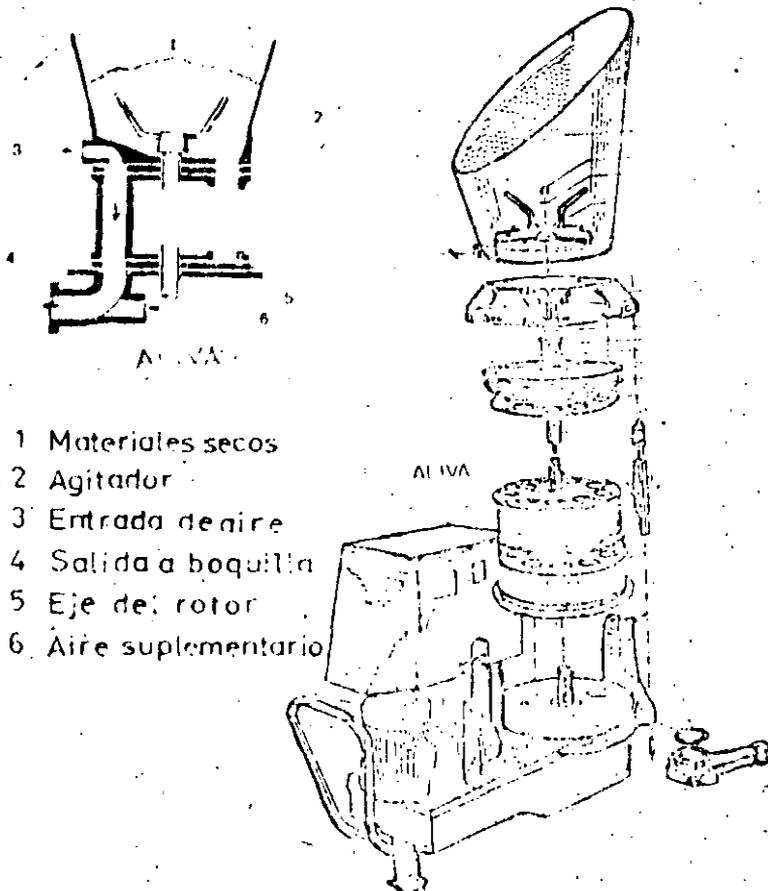
Se fabrican dos tipos de máquinas lanzadoras de concreto para el proceso de mezcla seca.



1.- La de doble cámara de presión con válvula de campana intermedia de acción neumática. La mezcla seca se introduce en la cámara superior, se cierra ésta y se levanta la presión que abre la válvula de campana intermedia y deja pasar la mezcla a la cámara inferior; en ésta se levanta a su vez la presión que cierra la válvula intermedia y la mezcla seca va alimentándose bajo presión a la tubería de descarga, mediante una rueda de cavidades. Mientras se efectúa la operación de descarga se está alimentando mezcla seca a la cámara superior para empezar un

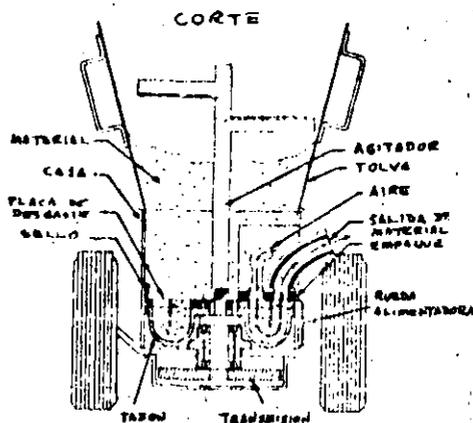
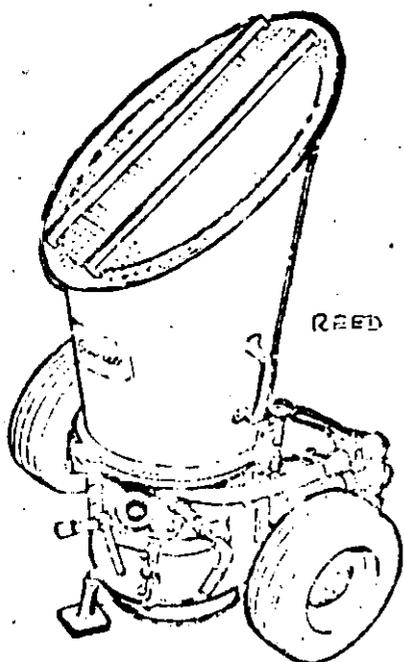
nuevo ciclo. Un buen operador puede lograr, con la ayuda de las dos cámaras, una descarga prácticamente continua. Requiere entonces una continua atención del operador, el cual debe desenvolverse con destreza. Son cualidades de este tipo de máquinas su robustez y el poco número de piezas delicadas o móviles que se desgastan o requieren frecuente mantenimiento.

2.- El tipo revólver. La mezcla seca se alimenta continuamente a la tolva que corona la parte superior de la máquina, de ahí cae al cilindro rotatorio tipo revólver que consta de nueve o más compartimentos cilíndricos, donde se deposita la mezcla. Cada carga de mezcla en cada compartimento cae a través de una escotadura y al pasar sobre el cuello de salida una corriente de aire a presión la impulsa hacia las mangueras. Este tipo de máquinas no requiere una atención tan continua del operador; además pueden manejar agregado más grueso más fácilmente que las del otro tipo. Tienen, por otra parte, más piezas de desgaste y suelen producir más polvo.



Las primeras tienen motor neumático, las segundas pueden venir con motor neumático o con motor eléctrico; por lo general el rendimiento es mayor con el motor neumático aunque el consumo de aire es considerable. Las del primer tipo consumen 600 p.c.m., en tanto que algunos tipos de las segundas, de muy altas revoluciones, consumen cerca de 900 p.c.m.

Los rendimientos varían entre 6 y 9 m³/h. La distancia de envío varía mucho en cada marca y tipo, pero puede llegar a 275 m. horizontales y 92 m. verticales. Para grandes distancias conviene usar, en los tramos intermedios, tubería de acero, en lugar de mangueras, para reducir la fricción. También pueden conectarse en serie dos máquinas, para ganar distancia.



En la obra del Drenaje Profundo de la Ciudad de México, se usaron los dos tipos de máquinas. Las de doble cámara fueron en emanas, de la marca BSM (Beton Spritz Maschinen) y las de revólver fueron suizas de marca Aliva y norteamericanas de la marca Reed. Estas últimas, con motor neumático, son de alta velocidad de rotación y alto rendimiento, pero resultaron ser muy delicadas de manejo, requirieron frecuentemente mantenimiento y altos consumos de aire y sus distancias de envío eficiente fueron más cortas que las de las otras máquinas. Las BSM y las Aliva tuvieron un desempeño muy satisfactorio. Las Aliva se usaron, unas unidades --la mayoría-- con motores eléctricos y otras con motores neumáticos.

1-8. TRANSPORTACION Y CONDUCCION

La transportación de los ingredientes o de la mezcla seca hasta la máquina lanzadora, se hace por diferentes medios, los que resulten más eficientes en cada caso. En camiones silo o en carros sobre ruedas neumáticas o en plataformas sobre vía. Algunos sistemas llevan los silos y las máquinas lanzadoras en la misma unidad de transporte, otros tienen silos y máquinas montadas sobre los jumbos de barreración, algunos más llevan, además, un brazo telescópico con una plataforma para el lanzador, el cual opera la boquilla directamente o a control remoto a través de un brazo robot semi-automatizado.

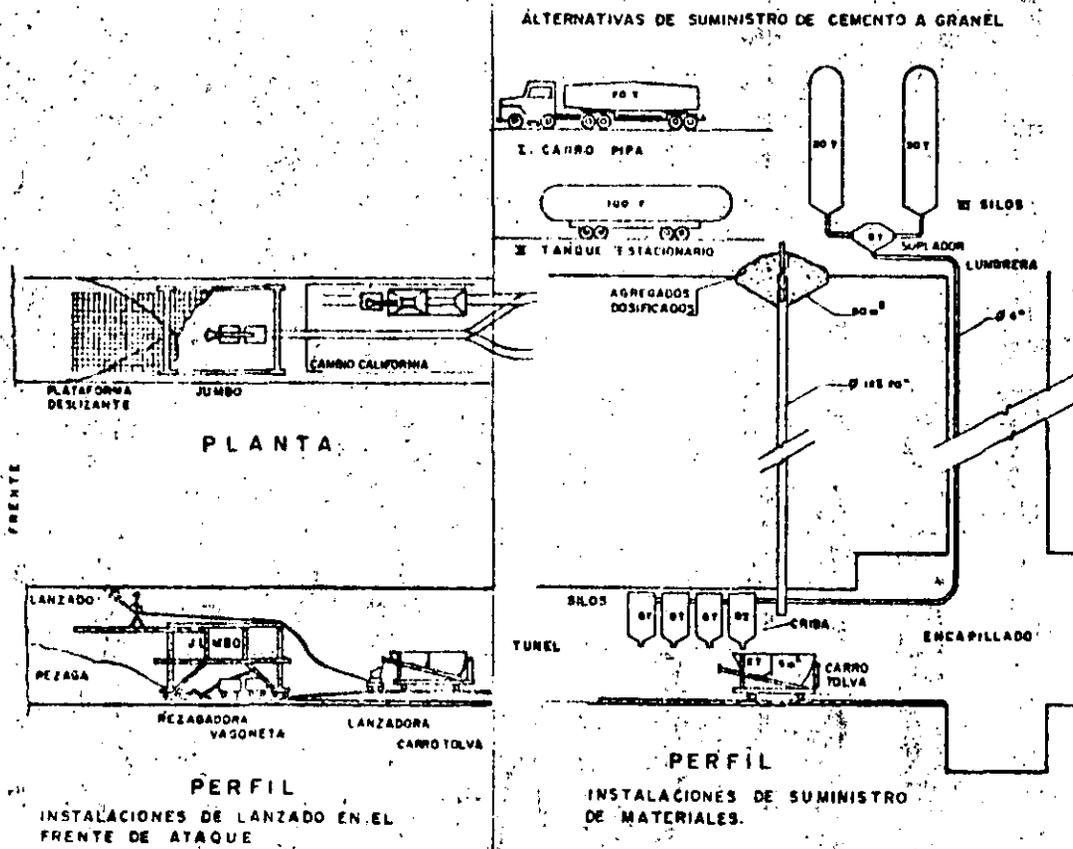
En la obra citada de la Ciudad de México, el sistema típico consistió en el almacenaje del cemento en silos, para cubrir el consumo de uno o dos días, según el rendimiento de avance de la excavación (30 a 40 ton.). Se usaron silos de 8 ton. en el interior del túnel, ajustados a las dimensiones de los espacios libres del mismo y, en algunos casos, silos de 15 y 20 ton. en superficie. En una lumbrera se dejó estacionada una "salchicha" de 100 ton. El cemento a granel, que fue del tipo I Tolteca, y del tipo II Cruz Azul, se surtió en pipas de 20 ton. La descarga a los silos del túnel se hacía a través de tubería de 10 cm. (4") de diámetro, de acero, directamente de las pipas o desde los silos de superficie por intermedio de un silo pequeño de 5 ton., con un sistema de inyección neumática.

Los agregados venían ya dosificados de planta y se almacenaban en pilas cerca de la boca de la lumbrera, de donde se descargaban por tuberías verticales de acero de 30 cm. (12") de diámetro (en temporadas de lluvias se producían taponamientos con cierta frecuencia porque la humedad apelmazaba el agregado, por lo que se prefirió usar tubería de mayor diámetro, 51 cm. (20") directamente a los carros tolva o "trixers" que lo transportaban al frente.



La descarga se hacía paleando a mano, con bandas transportadoras o a través de tolvas y de válvulas tipo "pimentero" en la extremidad superior de las tuberías. Para eliminar los sobretamaños, había malla en las extremidades de las tuberías.

Los carros tolva o "trixers", como ya se dijo, fueron de diseño sueco (Stabilator AB) y se fabricaron en México. Constan de tolva de agregados (5m³), tolva de cemento (2 ton.), gusano alimentador que en su mitad inferior transporta el agregado y, en su mitad superior recibe, además, el cemento, para descargar, al final, directamente a la máquina lanzadora, vibrador eléctrico adosado a las tolvas y plataforma o "truck" y lanza para ser transportada en vía con una locomotora.



Las máquinas lanzadoras se colocaban en espuelas de vía, adelante del cambio California, y por lo general, a distancia del frente no mayor de 50 m. Las Aliva iban montadas por parejas en su "truck", mientras una lanzaba la otra se limpiaba. En los

frentes donde el terreno se autosoportaba por poco tiempo, inmediatamente antes de detonar se procuraba tener un carro tolva lleno, cerca del frente, dispuesto a alimentar las lanzadoras para empezar la aplicación del concreto tan pronto se terminara de ventilar y amacizar, poco después de la voladura.

1.9 LANZADO



De primordial importancia es la constancia del aire, el agua y el flujo de materiales hacia la máquina lanzadora y a través de la boquilla de expulsión. No puede lograrse un buen concreto lanzado cuando el chorro varía en composición o tiene intermitencias.

El aire y el agua deben mantenerse a presiones constantes, unos 3.5 a 4 kg/cm^2 la del primero y 1 kg/cm^2 más la de la segunda. Debe haber trampas de agua en la línea de aire para mantener reducida su humedad. No deben aceptarse pulsaciones en la línea de agua, si las hay debe contarse con un suministro independiente con una bomba y un tanque de presión.

La presión del aire debe aumentarse 0.3 kg/cm^2 por cada 15 m. de manguera que se añade a los primeros 30 m.

El lanzador siempre debe estar ubicado en una posición desde la que pueda lanzar en dirección normal a la superficie de la roca y a una distancia de ella de 1 a 1.2m para garantizar una buena compactación y calidad del concreto, con un mínimo de rebote. Es para ello necesario contar con andamios portátiles o equivalentes. En la obra del Drenaje Profundo de la Ciudad de México, se usaron andamios portátiles, tarangos y unas plataformas deslizantes, accionadas hidráulicamente e integradas al piso superior de los jumbos de barrenación.

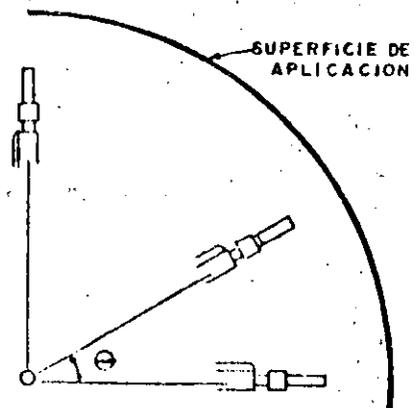
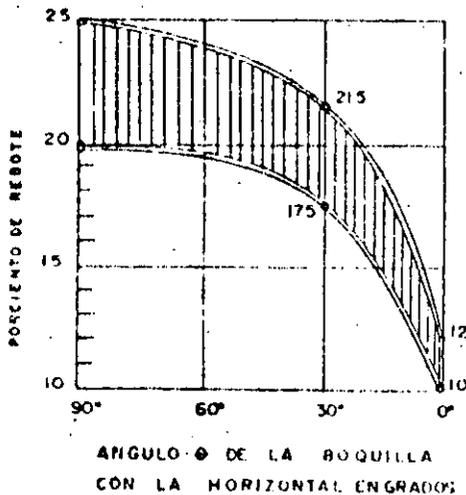
1-10 PREPARACION DE LA SUPERFICIE

La adhesión es probablemente el requisito más importante si el concreto lanzado ha de usarse como elemento estructural. La superficie donde se va a aplicar debe quedar limpia de polvo, de rebote o de otras materias extrañas, y debe quedar húmeda. No es recomendable usar el aire y el agua de la boquilla de lanzado para dicha limpieza, es preferible usar un soplador con un niple tobera de 13mm. (1/2") conectado a las líneas de aire y agua a presión. La presión puede regularse con las válvulas de las líneas.

1-11 REBOTE

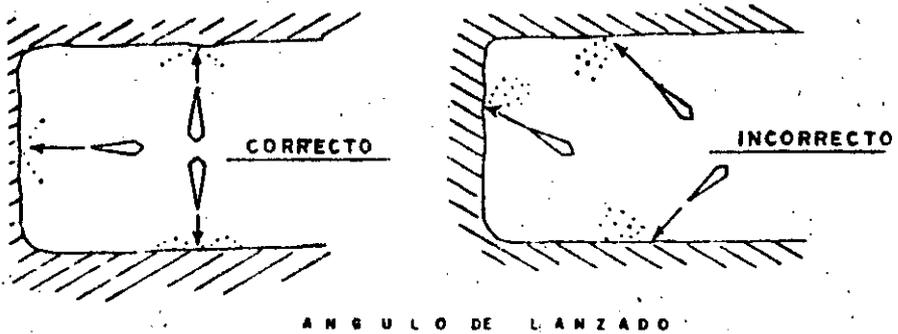
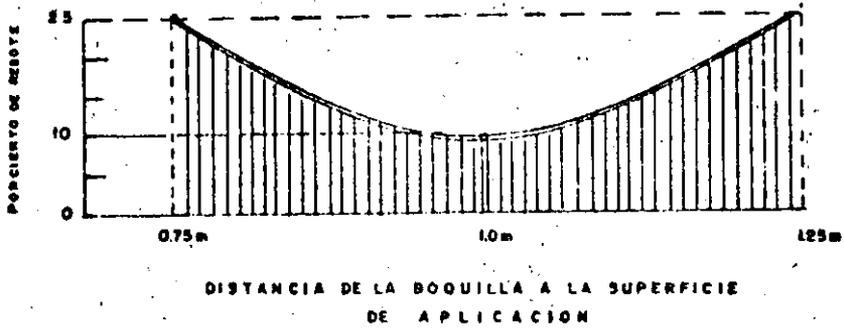
Las superficies húmedas o las infiltraciones de agua aumentan el rebote. Este es mayor además, cuando la calidad del lanzado es pobre.

INFLUENCIA QUE TIENEN EN LA CANTIDAD DE REBOTE EL ANGULO Y LA DISTANCIA DEL LANZADO.



EFFECTO DE LA DIRECCION DEL LANZADO EN EL PORCIENTO — DE REBOTE. NOTESE QUE LA BOQUILLA SE MANTIENE ORTOGONAL A LA SUPERFICIE MIENTRAS QUE EL ANGULO CON LA HORIZONTAL VARIA. (SEGUN DROGSLER)

El rebote aumenta, también, con la mala graduación del agregado, con la segregación en la alimentación, velocidades de descarga excesivas o insuficientes, presiones de agua insuficientes o pulsantes, descarga irregular de los ingredientes o el acelerante a la máquina y mala operación de ésta. Si no se presta atención a estos detalles, el rebote puede ser un 20% más alto que el que se indica.



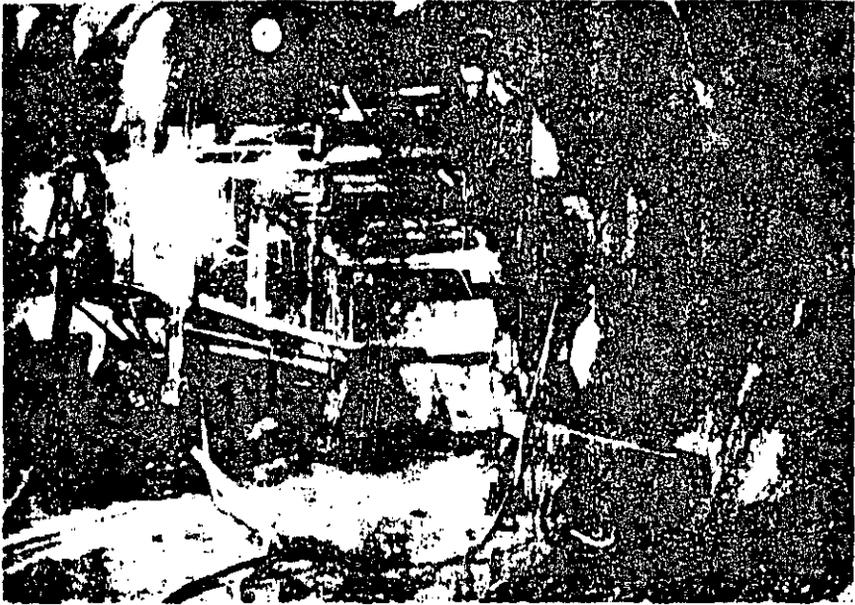
En el lanzado hacia abajo es difícil no atrapar el rebote, por lo que es preferible, en estos casos, (cubetas por ejemplo), colar el concreto en lugar de lanzarlo.

1-12 SUCESION DE LAS OPERACIONES

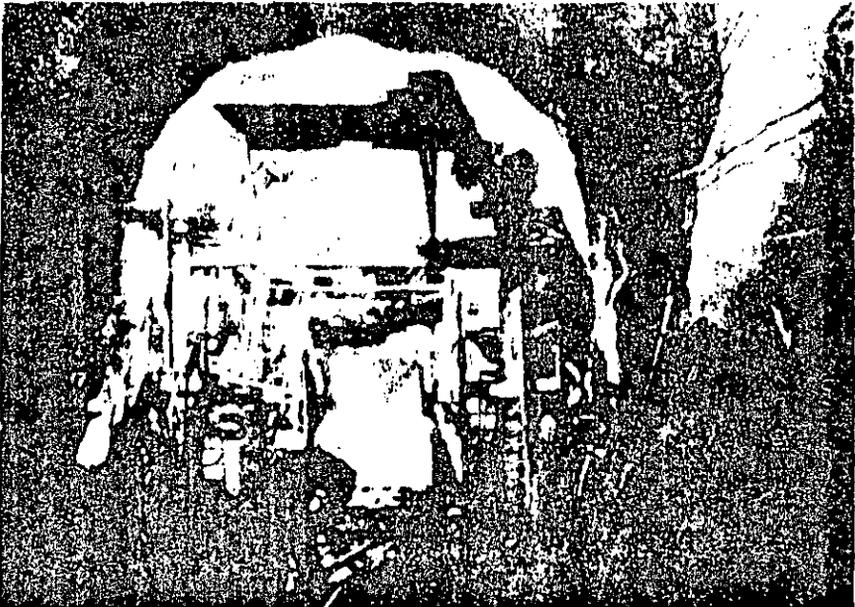
El concreto lanzado debe aplicarse lo antes posible después de la detonación para frenar el aflojamiento de la roca expuesta o afectada por la explosión. Debe aplicarse antes de que transcurran dos horas. Claro está que ello depende del tiempo que la roca es capaz de autosoportarse.

El arco o bóveda requiere la primera aplicación, a veces inclusive lanzado desde la pila de rezaga, aunque esta práctica debe evitarse siempre que sea posible porque la pila no constituye un buen apoyo y no se pueden mantener las distancias

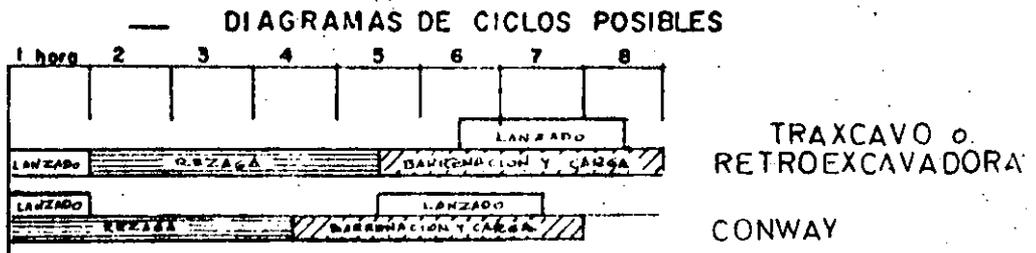
adecuadas. Lo mejor en túneles de más de 6m. de altura es lanzar desde una plataforma deslizante adaptada al jumbó de barrenación, en su piso superior, de manera que libre la parte alta de la pila de rezaga; para ello conviene que ésta sea ni excesivamente alta ni excesivamente extendida, así el jumbo puede arimarse lo más posible a la frente recién tronada.



Hay jumbos especialmente diseñados para que se pueda estar rezagando mientras desde la plataforma superior se está lanzando; esto acorta notablemente los ciclos de trabajo al poder traslapar parcial o enteramente las actividades de ademe y de rezaga.



En varios frentes de la obra del Drenaje Profundo de la Ciudad de México, se emplearon jumbos diseñados para poder obtener dicho traslape; con las rezagadoras Conway (Goodman 100), el traslape de ademe y rezaga fue mayor que donde se emplearon traxcavos o palas.



La aplicación en el arco debe empezar pegada a la frente, que es donde más interesa impedir el alojamiento. Este concreto lanzado debe ser capaz de soportar la detonación siguiente sin desprenderse, cuando apenas tenga unas dos horas de edad. El espesor final puede completarse después, desde el mismo jumbo, mientras se está barrenando para el siguiente ciclo, y antes de que trascurren 24 horas de la tronada. A menos de que tengan problemas de estabilidad particulares, las paredes pueden lanzarse de una sola vez, durante la barrenación siguiente, desde las plataformas laterales del jumbo y desde el piso. Una zona de atención especial es el arranque del arco, donde se presenta la junta del concreto de la bóveda con el de las tablas o paredes; el lanzado ahí debe ser de particular alta calidad para garantizar el apoyo del arco y la continuidad estructural. Esto es difícil de lograr en el procedimiento de ataque a media sección y banqueo, cuando no se cuenta con jumbo o con andamios portátiles, y se lanzan todas las tablas desde el piso.

1-13 CONTROL DE CALIDAD

Dado que el concreto lanzado es una operación pesada, requiere una vigilancia constante para evitar que el lanzador, al buscar comodidad, deje lugares mal lanzados o con poco espesor de concreto que pueden acarrear fatales consecuencias.

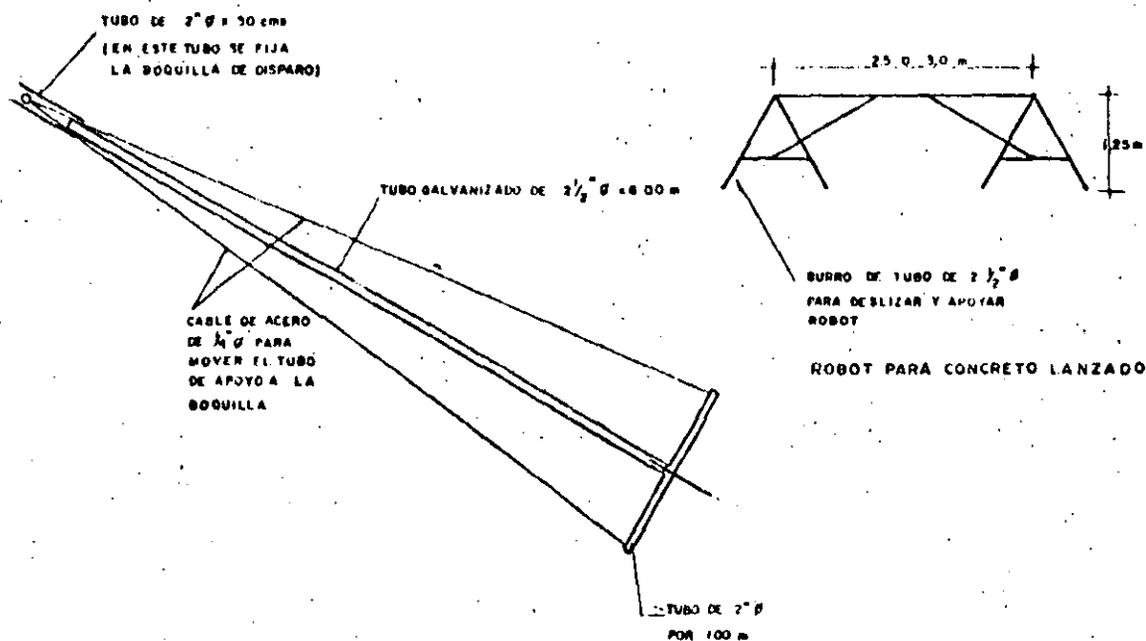
Se deben colocar maestras a espaciamientos de 1.5 a 2 m. para controlar el espesor del concreto en forma aproximada. Para certificar el espesor deben perforarse unos tres barrenos de 64mm. (2 1/2") por ciclo, en puntos elegidos al azar y en zonas críticas.

A su vez, deben realizarse pruebas de resistencia y de control de agregados (calidad y granulometría), periódicamente.

La instrumentación con celdas de presión, extensómetros y puntos de referencia es, en ciertos casos, de primordial importancia para seguir paso a paso el comportamiento del sistema de concreto lanzado en roca.

1.14. LANZADO MECANIZADO

En ciertas aplicaciones se ha mecanizado el lanzado de concreto. Stabilator AB de Suecia, aprovechando la regularidad de la excavación con máquina tuneladora en el túnel carretero de Heitersberg, en Suiza, (11 m. de diámetro), diseñó y puso a funcionar una estación automatizada de lanzado con brazos robots dirigidos desde un tablero de control. De este mismo tipo es el diseño de los brazos robots que han tenido gran aceptación en Europa, sobre todo en Suecia, ya que permiten al lanzador estar operando la boquilla a distancia, fuera de la zona de peligro de desprendimientos, y alejado del polvo y el impacto directo del rebote. La casa EIMCO también fabrica otro tipo similar de "robots". En la obra ya mencionada de la Ciudad de México, se construyeron unos "robots" elementales, no tan elaborados como los originales, que resultaron muy útiles en el lanzado de zonas que graneaban o estaban en proceso de desprendimiento.



1-15. SOPORTES COMPLEMENTARIOS

Cuando la masa de roca es competente, pero está formada por bloques relativamente grandes que pueden desprenderse en piezas individuales, es aconsejable utilizar anclas o pernos de tensión, para evitar el desprendimiento. Estos pueden usarse en combinación con el concreto lanzado, el cual sella las juntas entre bloques e impide o retrasa el aflojamiento.

En rocas poco competentes, donde cabe esperar movimientos importantes por relajación de esfuerzos al abrir la excavación, y donde las anclas de tensión no encuentran buen apoyo del expansor, es recomendable usar anclas de adherencia. Estas pueden ser del tipo PERFO, o simplemente varillas de refuerzo introducidas en barrenos inyectados con un mortero plástico, de consistencia de pasta de dientes, con un acelerador de fraguado y estabilizador de volumen.

Salvo las anclas que se aplican para sostener bloques individuales, el resto debe utilizarse en forma sistemática, en las condiciones dichas, con un patrón de distribución previamente elegido. Es común usar varillas de 16mm. (5/8") a 25mm. (1") de diámetro de longitudes variables entre 1.20 y 3.0m. y a separaciones de 1.50 a 2.50 m. En ocasiones se utilizan anclas de expansor huecas, para inyectar a través de ellas; el expansor en estos casos no es para levantar tensión, sino para mantener en posición el ancla, en tanto se inyecta, en aplicaciones sobre cabeza.

La malla de acero se acostumbra utilizarla como refuerzo del concreto lanzado, un poco pensando en que éste funciona como el concreto convencional que sin refuerzo de acero soporta poca tensión. En realidad, el concreto lanzado tiene una resistencia a la tensión que es del orden del 20% de la resistencia a la compresión y puede fluir y flexionarse como una membrana estructural para adaptarse a los movimientos de la roca. Por ello, en una gran cantidad de casos puede trabajar como soporte sin refuerzo alguno. En la técnica sueca generalmente se prescinde de la malla; en la técnica austríaca sólo se utiliza ocasionalmente, ya que se prefiere el trabajo combinado de anclas y concreto lanzado.

En lo posible debe evitarse el empleo de la malla porque presenta estos inconvenientes:

Liga grandes tramos de concreto lanzado; si una porción tiende a fallar y desprenderse, por presiones o deficiencias locales, tiende a arrastrar todo el resto

provocando una falla general o de gran magnitud, que de otra forma hubiese sido reducida.

— La malla no se adapta a la geometría quebrada de la excavación y deja espacios donde se entrapa el rebote y no permite pasar el concreto lanzado posteriormente; por lo que el producto final queda de calidad muy irregular.

— La malla vibra al recibir el impacto del lanzado, y despega o desprende el concreto tierno recién colocado.

La malla se usa a veces para formar columnas o trabes de concreto lanzado en combinación con anclas, varillas de refuerzo o, en algunos casos, armaduras simples de celosía. Estos elementos se utilizan como refuerzo en grandes vanos o huecos dejados por la detonación en zonas de debilidad o para recibir cavidades formadas por caídos o desprendimientos.

Los marcos metálicos se usan también con frecuencia en combinación con el concreto lanzado; éste suele actuar en estos casos como revestimiento de protección contra intemperismo y como liga estructural, pero el resultado suele ser un ademe excesivamente rígido y muy sobrado.

2. APLICACION DEL CONCRETO LANZADO EN LAS EXCAVACIONES DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

2-1. ANTECEDENTES.

Antes de 1962 no se había utilizado concreto lanzado en obras de ingeniería civil en México; pero sí se había usado en algunos casos la "güñita". Por esas fechas se repararon los túncles de Tequisquiac, que tenían revestimiento de mampostería ya muy deteriorado; el revestimiento nuevo se formó con concreto lanzado con agregado grueso de tamaño máximo de 9.5 mm. (3/8"). El procedimiento fué el de mezcla seca y se emplearon máquinas BSM de doble cámara a presión.

En 1968 se empezó a aplicar concreto lanzado en los frentes de excavación 0-1 del Emisor y 0-13 de los Interceptores desde el entronque de los mismos con el Emisor. El primer frente mencionado contaba con un junbo de barrenación con plataforma deslizante en el piso superior, diseñado para poder traslapar la actividad de lanzado con las actividades de rezaga y de barrenación. En 1969 se abrieron dos frentes más de concreto lanzado en los tramos 2-3 y 2-4 del Emisor. A partir de 1970 se extendió la aplicación de este sistema a varios otros frentes, hasta llegar a tener en 1971-1972, veinte frentes simultáneos de concreto lanzado (en el período de mayor actividad de excavación) y treinta y seis frentes en total donde se aplicó el sistema.

El volumen lanzado supera los 225,000m³ de mezcla seca pasada por la máquina, (que fue la unidad de medida utilizada para estimar la obra ejecutada). La mayor parte de este volumen se lanzó en los años 1971, 1972 y 1973, por lo que fue necesario contar con una organización del trabajo a la medida de las necesidades de producción.

Hasta la fecha ha sido la aplicación subterránea de concreto lanzado de mayor volumen y con mayor concentración de equipo en el mundo.

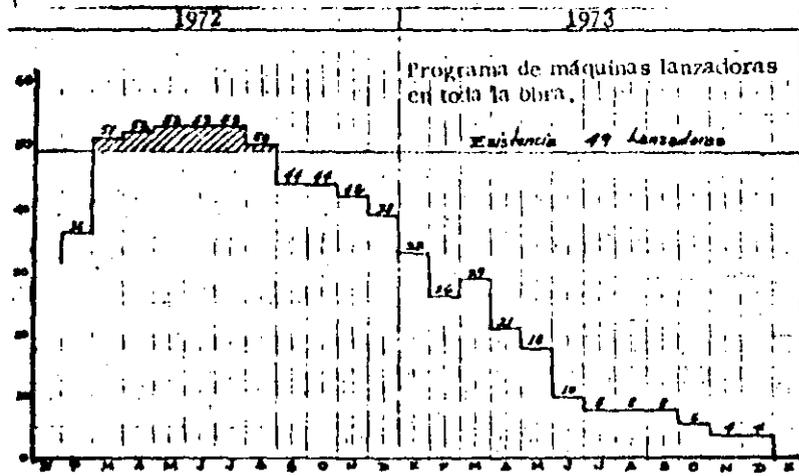
2-2 ORGANIZACION

Se contó para el control de calidad y para el diseño con la asesoría de la firma Mason, Stewart y Dolmage de Canadá, que fue la introductora de la técnica del concreto lanzado en norteamérica y la que asesoró las primeras aplicaciones en los frentes de la lumbrera 0 del Emisor.

En la capacitación del personal y en el aspecto operativo de la producción del concreto lanzado se contó con el auxilio de la firma sueca Stabilator AB que también había participado en las primeras aplicaciones antes dichas. Durante el periodo de mayor producción, Mason mantuvo a un ingeniero de planta en la obra, y Stabilator a un ingeniero y a seis sobrestantes. Con esta combinación de asesorías, se aplicaron, en donde más convino a la obra, principios de los métodos austriaco y sueco, con los ajustes locales.

La obra se organizó, para el empleo del concreto lanzado, en grupos de producción y en un grupo de diseño, control de calidad y coordinación. Los grupos de producción eran brigadas de lanzado adscritas a los frentes de excavación, formadas, para cada turno, por un cabo, dos lanzadores y sus ayudantes, un operador de lanzadora y su ayudante, dos tolveros en superficie y dos tolveros en el túnel. Se procuró tener dos carros tolva alimentadores y dos lanzadoras por frente de lanzado.

	LANZADORAS	CARROS DE AGREGADOS
L-11 Ote.	1 BSM	2
L-0-0-13 C.	1 REED	1
L-2 2-4	2 REED	3
L-4, 4-3	2 ALIVAS	2
4-5	2 ALIVAS	3
L-5, 5-4	2 REED	2
5-6	2 REED	3
L-6, 6-5	2 ALIVAS	2
6-7	2 ALIVAS	3
L-10 10-9	2 BSM	3
10-11	1 BSM	2
L-11, 11-10	2 REED	2
11-12	2 REED	3
L-12, 12-11	2 ALIVAS	3
L-14, 14-13	2 BSM	3
L-15, 15-14	2 BSM	2
15-17	1 BSM	3
L-17, 17-15	2 BSM	2
17-18	1 BSM	3
L-18-, 18-17	2 REED	2
18-19	1 REED	1
L-19, 19-18	2 REED	1
19-20	1 REED	1
L-10, 20-19	2 REED	1
20-P	1 REED	1
PORTAL	1 REED	-
T.M.C.	1 REED, 2 ALIVAS	-
	1 BSM.	-
TOTALES	22 REED, 12 ALIVAS	
	13 BSM.	
	(existencia presente)	54
		(existencia 45)



1.- El plan propuesto de distribución de maquinaria se hizo con el criterio siguiente: una BSM por frente, más una extra por lumbrera; dos REED -- por frente para asegurar una siempre operando; dos ALIVAS por frente -- para dar la producción adecuada; cinco tolvas por lumbrera de producción (dos por frente y una extra), y una como mínimo en frentes de protección.

El grupo de control, llamado Gerencia de Concreto Lanzado, estaba formado por un Gerente, los asesores, un laboratorio de control de calidad, un auxiliar técnico, un auxiliar de maquinaria, tres inspectores de tramo y diez inspectores de frente. Este grupo formuló las especificaciones generales, los diseños del concreto lanzado en cada tramo, los instructivos de operación, catálogos de partes y máximos de refacciones de cada máquina, las normas de calidad y los controles; coordinó la

VI.- DESCRIPCIÓN GENERAL DEL TRABAJO REALIZADO.
(Complementaria con la hoja de Descripción Geológica).

- a) Condiciones del terreno: Tipo de roca, localización y espaciamiento de fracturas, cantidad de agua, descripción del perímetro tronado y del perfil del tramo avanzado. V.gr. regular, irregular o hueco etc.

La roca encontrada en la frente y en paredes es del tipo andesita, es roca fracturada la cual no ofrece ninguna seguridad para poder trabajar con seguridad. Se abrieron pozos, escuadras y superficies, en el lado derecho, el perfil tronado es de forma irregular.

- b) Cantidad de sobrexcautación, en el perímetro y en el perfil longitudinal), promedio 35 cm.

- c) Condiciones del lanzado. Buenas

1.-Indicar desde donde se hizo el lanzado, la clave: De boquillas y jumbo y las paredes? de jumbo y piso natural

2.-Presión del aire 4 Kg/cm², distancia de boquilla 2 Mt.
ángulo del lanzado 90° y 75°, tiempo del fraguado 60 Seg.

- 3.- Observaciones de la calidad Buena

- 4.- Condiciones de maquinaria y equipo de lanzado y consumo de refacciones y accesorios (incluir equipo en operación, en reparación y en espera u ocioso)

Trabajó en buenas condiciones el equipo y maquinaria, a los que he indicado a los operadores de las talanxas que tienen en precaución de tener en buenas condiciones estas máquinas ya sea limpiando las talanxas cada vez que haya oportunidad y hacerles el mantenimiento preventivo.

- 5.- Interrupciones y tiempos perdidos (lanzado)

VII.- DESCRIPCIÓN DEL CICLO.

- a) Actividades y tiempos (anotar los traslapes)

- 1.- BARRENACIÓN: De 1300-1403 hs. De 2005-2140 hs.
2.- CARGA: 1405-1424 hs. 2145-2230 hs. 2-TRAMO: 1520 hs.
2240hs. AVE. CARGA: 1520-1650hs.
5.- LANZADO: 1700-1950

b) Equipo y personal del concreto lanzado en túnel y superficie--
(número de gentes y puestos. Dar una relación detallada la primera vez y cada vez que haya cambios).

EQUIPO EN TUNEL: 3 OLIVAS
2 en el frente 1 en confluencia de interceptados, 2 Tolvas
312-7001 y 312-7003. PERSONAL 1 Cubo de lava 2 lanc. 2
Dykes de lava 1 op. de oliva 2 Dykes de op. de oliva

c) Descripción del sistema de adere y del procedimiento de instalación.

Se continúan colocando en las longitudes las
a base de barras de 1 1/4" recibiendo el hierro de acero
(en esta ocasión no se colocaron varillas de concreto espal-
gadas cada 2.00 mts

d). Trabajo de lanzado en otras localizaciones aparte de los frentes: (indicar cadenamiento, características del trabajo y tolvas lanzadas).

VIII.- INVENTARIO DE MATERIALES, REFACCIONES Y ACCESORIOS PARA EL CONCRETO LANZADO DESCRIPCIONES Y CANTIDADES. (movimientos de

almacén y de bodegas o depósitos de materiales)

No hubo movimientos de almacén

IX.- OBSERVACIONES:

de 5 a 17h Durante el turno del día no se lanzó se estuvo
barrinando para salidas de agua y terminando de
recibir el marco. Se barrenó la media sección de
arriba de 12 a 15 y tronó 15.15 hasta las 16.45
no se lanzó el concreto.

REVISOR:

SUPERVISOR:

Ing. Alfonso Rojas Hdez.

colocadas en barrenos de 2 ó 3 m. de profundidad rellenos de un mortero espeso inyectado con bomba; la separación varió entre 1.50 y 2.50 m. En algunos tramos se usaron anclas de expansor huecas, ya comentadas antes; el expansor servía no para dar tensión sino para detener el ancla en posiciones difíciles. La efectividad de las anclas fue demostrada tanto por la estabilidad del túnel como por los resultados de numerosas pruebas de extracción.

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE COMPRESIÓN SIMPLE A QUE SE SOMETIERON LAS MUESTRAS DE LECHADA DE INYECCIÓN. DE LAS ANCLAS DE FRICCIÓN TIPO GS.F INSTALADAS ENTRE LAS LUMBRERAS 15 Y 17 DEL EMISOR CENTRAL.

Localización de la lechada muestreada	Fecha de muestreo	Resistencia a la compresión simple en kg/cm ² a la edad de			Observaciones
		1 día	3 días	7 días	
L15 + 700	3-V-73	-	-	97	
L15 + 700	3-V-73	20	60	149	
L15 + 700	25-IV-73	-	-	223	
L15 + 565	25-IV-73	-	-	145	
L15 + 565	25-IV-73	30	75	232	
L17 - 2340	16-V-73	57	127	70	Nota 1

Nota 1.- Aparentemente la lechada no se mezcló uniformemente.

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE COMPRESIÓN SIMPLE A QUE SE SOMETIERON LAS MUESTRAS DE LECHADA DE INYECCIÓN EN LAS ANCLAS DE FRICCIÓN TIPO GS-F

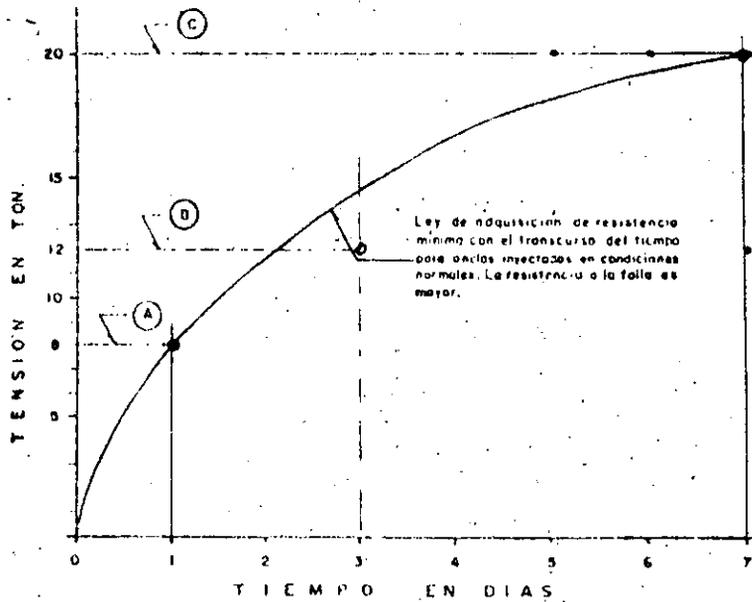
LAPSO DE PRUEBAS DEL 3 DE OCTUBRE AL 7 DE NOVIEMBRE DE 1972

Localización de la lechada muestreada			Fecha de muestreo	Resistencia a la compresión simple en Kg/cm ² a la edad de:		
Lumbrera	Frente	Cadenamiento		1 día	3 días	7 días
5	56	04725	3-X-72	31	60	216
6	65	04180 (muro)	3-X-72	48	163	226
5	54	04500	10-X-72	58	129	209
5	56	04750	10-X-72	42	102	183
5	54	04595	24-X-72	23	67	115
6	65	04240	24-X-72	20	53	113
5	54	04630	31-X-72	106*	106*	88*
5	56	04810	31-X-72	60	106*	117*
5	54	04660	7-XI-72	118	130	178

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE EXTRACCIÓN EFECTUADAS EN LAS ANCLAS DE FRICIÓN TIPO G.S.F COLOCADAS ENTRE LAS LUMBRERAS 15 y 17 DEL EMISOR CENTRAL. TODAS LAS ANCLAS REPORTADAS SON DE 3/4"Ø x 4.0m DE LARGO COLOCADAS EN BARREROS DE 1.5/Ø"Ø.

Localización del ancla probada	Fecha de prueba	Tiempo de inyectadas (días)	Tensión Máxima aplicada al ancla (ton)	Observaciones
Caído L15 + 700	17-IV-73	5	17	Nota 1
Muro Este	"	5	20	Nota 2
Caído L15 + 700	24-IV-73	7	20	Nota 2
Muro Este	"	7	20	Nota 2
L15 + 573	9-V-73	6	20	Nota 2
Muro Este	"	6	20	Nota 2
"	"	6	20	Nota 2
L15 + 573	16-V-73	7	12	Nota 2
Muro Este	"	7	20	Nota 2
L17 -1367	18-V-73	1	8	Nota 2
Muro Este	"	1	8	Nota 2
L17 -1524	6-VI-73	5	20	Nota 2
Muro Oeste	"	5	20	Nota 2
L17 -1526	6-VI-73	5	20	Nota 2
Muro Este	"	"	"	"
L17 - 436	15-VI-73	1	8	Nota 2
Muro Este	"	1	8	Nota 2
"	"	1	8	Nota 2

Nota 1.- La prueba se suspendió, ya que aparentemente el ancla estaba fallando y dado que se había superado la tensión mínima requerida, no tenía objeto fallarla.
 Nota 2.- La prueba se suspendió sin que el ancla fallara.



ANCLAS DE 3/4"Ø x 4.0m DE LARGO COLOCADAS EN BARREROS DE 1.5/Ø"Ø

RESULTADOS OBTENIDOS EN PRUEBAS DE EXTRACCION DE ANCLAS

Localización de las anclas probadas	Tiempo de inyectadas (días)	Longitud del ancla (m)	Tensión máxima aplicada al ancla (ton)	Observaciones
L5 Fte. 54 04520 (Oct. 17, 72)	7	1.0	11.5	Falló en la cuerda de sujeción.
L6 Fte. 65 04200 (Nov. 14, 72)	7	1.0	16.0	Falló en la cuerda de sujeción.

RESULTADOS OBTENIDOS EN PRUEBAS DE EXTRACCION DE ANCLAS

Localización de las anclas probadas	Tiempo de inyectadas (días)	Longitud del ancla (m)	Tensión máxima aplicada al ancla (ton)	Observaciones
L6 Fte. 67 Cad. 04510 Muro oriente	7	2.7	5	Zona en que el material es muy arenoso y está fracturado.
L5 Fte. 56 Cad. 04390 04532 Muro oriente	7 7	2.7 2.7	20 4	Nota 1 Aparentemente estaba mal inyectada.
Cad. 04580 Muro poniente	7	2.7	15	Falló entre la lechada y la varilla.
L5 Fte. 54 Cad. 04620 04700 Muro poniente	7 7	2.7 2.7	0 20	No estaba inyectada. Nota 1
Cad. 04500 Muro oriente	7	2.7	20	Nota 1
L6 Fte. 65 Cad. 04135 Muro oriente	7	2.7	20	Nota 1
Cad. 04150 Muro poniente	7	2.7	20	Nota 1
L5 Fte. 56 Cad. 04920 Muro poniente	7	2.7	13	Presentan inyección deficiente.
Cad. 04910 Muro oriente	7	2.7	8	

Nota (1) Prueba suspendida a las 20 Ton. capacidad máxima del equipo de prueba.

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE COMPRESION SIMPLE A QUE SE
SOMETIERON LAS MUESTRAS DE LECHADA DE INYECCION DE LAS ANCLAS DE FRICCION TIPO GS-F

LAPSO DE PRUEBAS DEL 13 DE NOV. DE 1972 AL 12 DE ENERO DE 1973

Localización de la lechada muestreada			Fecha de muestreo	Resistencia a la compresión simple en Kg/cm ² a la edad de:		
Lumbrera	Fronte	Codenamto		1 día	3 días	7 días
5	54	04674	13-XI-72	17	81	122
5	54	04674	13-XI-72	12	53	106
5	54	04840	4-I-73	20	121	149
5	56	04980	4-I-73	20	82	128
6	65	04461	5-I-73	93*	108*	124

Entre las lumbreras 9A y 11 (serie Tepotzotlán), el concreto lanzado se usó junto con marcos metálicos y tornapuntas (viguetas H de 15 cm. (6")) a separaciones de 1 a 1.5 m.), para resistir empujes del terreno. Estos empujes fueron causados por expansión de minerales montmoriloníticos presentes en el material excavado, que era un producto de descomposición y devitrificación de tobas riolíticas e ignimbritas. El concreto se colocaba primero, después los marcos y tornapuntas, que se castigaban con madera y, en algunos tramos se volvía a lanzar para ligar los marcos formando bóvedas de concreto entre ellos. Aunque la opinión de los asesores fue la de usar solamente concreto lanzado y anclas en este tramo, se prefirió el sistema dicho por las dificultades prácticas encontradas. Cuando se usaron los marcos metálicos sin concreto lanzado o cuando éste era de un espesor delgado, se presentaron desplazamientos de los marcos y fracturamiento del concreto. Hubo tramos que se tuvieron que reademar dos y tres veces.

En las series Huchuetoca y Sincoque, entre las lumbreras 14 y 18, la roca fue, en general, de buena calidad (andesitas y basaltos), salvo pequeños tramos problema en que aparecía una arcilla muy compacta menos competente que la roca, por lo que fue posible emplear la técnica sucia de colocar un pequeño espesor de concreto lanzado en toda la superficie y rellenar las esquinas y fracturas con espesores de 10 a 30 cm. (4" a 12"), para evitar el alojamiento y deslizamiento de bloques. El método dió buenos resultados, en general, aunque el constructor cambiaba al ademe convencional de marcos metálicos y madera cuando encontraba agua o mal terreno con el objeto de mejorar el factor de seguridad.

En el tramo del túnel entre la lumbrera 18 y el Portal (margas calcáreas) se lanzó concreto sobre el ademe convencional de marcos metálicos con tornapuntas. Los frentes se avanzaron a media sección y banqueo, y el concreto se aplicó sólo para proteger al terreno del intemperismo; los asesores habían recomendado el uso de concreto lanzado y anclas en este tramo. En un gran caído que se produjo al estar rehabilitando el túnel, en un tramo donde no se habían puesto tornapuntas, se pudo emplear el sistema propuesto por los asesores para recuperar el tramo con muy buenos resultados, como se describe más adelante.

2-4. COMPONENTES Y TECNICAS

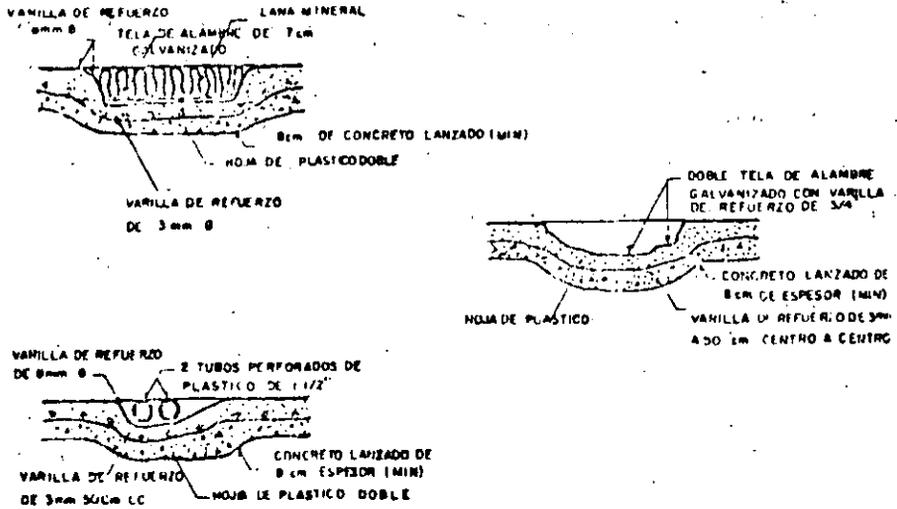
Aunque algo se ha mencionado al respecto en el inciso de Generalidades, conviene insistir sobre ciertos aspectos relevantes.

La cantidad de cemento por m^3 de mezcla seca fue de unos 450 kg/m^3 , que es alta pero plenamente justificada dada la baja densidad de los agregados y su calidad media (en la zona es imposible conseguir agregados de alta calidad). Los aditivos acelerantes fueron de muy alta calidad. Dieron tiempos muy cortos de fraguado inicial (inferiores al minuto) necesarios en las aplicaciones en terrenos con filtraciones o con material desgranable o deleznable de corto tiempo de autosoporte. La pérdida de resistencia por el empleo de acelerantes fue aceptable (no mayor de 20%).

Bajo condiciones difíciles se usaba primero un concreto muy acelerado, aunque no fuese de alta calidad, para proveer de un soporte inmediato, sellando las juntas y fisuras de las rocas y asegurando los bloques menos estables y canalizando y drenando el agua. Después se completaba el espesor de concreto lanzado en capas de 5 a 15 cm. (2" a 6") con menos acelerante. Se lograba así el efecto de prolongar el tiempo puente o de autosoporte de la roca.

Las filtraciones de agua se controlaban con la instalación de tubos de drenaje que eran simples niples y tubos de PVC, algunos precedidos por pequeños barrenos colectores. Se controló más fácilmente el agua proveniente de grietas o fracturas que el agua que trasminaba de formaciones porosas. En este último caso se recurrió a todo tipo de artimañas con tubos de drenaje, láminas, mallas y grandes cantidades de acelerante.





DISTINTOS METODOS DE DRENAJE PARA LANZADO DE CONCRETO EN TERRENO HUMEDO

2-5. EJEMPLOS SOBRESALIENTES

LUMBRERA - 0

En la transición de Interceptores al Emisor en la lumbrera 0, se excavó en la zona intermedia entre la serie Guadalupe y la llamada zona de Transición del subsuelo de la Ciudad de México en formaciones más parecidas a las de esta zona que las de aquélla, ya que eran tobas muy blandas (de 2 a 5 kg/cm² de resistencia en compresión simple), y limos arenosos y arcillosos compactos con intercalaciones de arena limpia acuífera (20 a 30 lt/seg.), de hasta 60 cm. de espesor que es arrastrada por el flujo de agua. La excavación llega a alcanzar un ancho de 17 m. y una altura de 10 m. en el entronque. La excavación se hizo con paletas neumáticas en sección superior y banqueo (15 m. de largo). El ademe fue de 20 cm. (8") de concreto lanzado cubriendo toda la sección y anclas de adherencia de 2.5 m. de longitud separadas 3 x 3 m. en el arco y en las paredes. Esta sección se mantuvo sin refuerzo adicional hasta que se revistió cuatro años después. Adentrándose en los Interceptores se siguió excavando con este procedimiento en limos, cuya calidad empeoraba a medida que se penetraba en la zona de Transición del subsuelo antes mencionada. Por falta de control de las filtraciones, el piso fue siempre un problema porque a causa de la sobre-saturación era poco estable. El concreto lanzado del arco y las paredes no tenía una buena base de apoyo y hubo desprendimientos en las paredes y

algunos caídos. Sin embargo, estos tramos permanecieron también por algo más de tres años sin otro refuerzo que el concreto lanzado y anclas de adherencia, hasta que fueron revestidos. Las excavaciones con este procedimiento se suspendieron en estos tramos al presentarse caídos importantes en el frente en zonas de arenas acuíferas con arrastre por filtraciones no controladas. De haberse controlado el drenaje por bombeo, como se hizo en el ataque posterior con escudo, seguramente se podría haber avanzado más con concreto lanzado y refuerzo adicional de anclas como ademe.

En la excavación del tramo 0-2, en la serie Guadalupe, hubo algunos caídos, en zonas de fallas y brechas, que fueron recibidos con concreto lanzado, anclas y marcos y trabes de concreto lanzado para poder recuperar el túnel en una o dos semanas en lugar de uno, dos o más meses que se habría tardado de no haber contado con este sistema.

En el frente 4-5 del Emisor Central, se excavó en andesitas muy fracturadas relativamente sanas y estables pero con algunas zonas de falla. A través de las fracturas y en fallas se infiltraba una gran cantidad de agua (hasta 4 lt/seg/m) que dificultaba considerablemente el avance y que amenazaba con inundar el túnel al rebasar la capacidad de bombeo instalada. Se decidió entonces efectuar un tratamiento de impermeabilización tal, que el gasto de filtración se mantuviera siempre en un 30% abajo de la capacidad de bombeo instalada. El tratamiento se efectuó desde un túnel piloto sin ademar, localizado al centro de la sección y adelantado 15 a 20 m. del frente de sección completa, y consistió en barrenos de exploración y de inyección distribuidos en aureolas al frente y radiales. Después de la inyección a alta presión, las infiltraciones se reducían lo suficiente para permitir el ataque a sección completa sin aumentar la capacidad de bombeo. El ataque a sección completa se llevaba con concreto lanzado como único ademe y con tubos de drenaje para localizar y canalizar los flujos de agua. El tratamiento se completaba en la excavación a sección plena con inyecciones de "piel" en las áreas donde todavía había flujos concentrados. El empleo del concreto lanzado como único soporte facilitó notablemente la inyección de "piel", ya que proporcionaba una cubierta continua de la roca y canalizaba el agua hacia los tubos de drenaje previamente instalados.



2-6. EFECTIVIDAD DEL CONCRETO LANZADO EN EL CONTROL DE CAIDOS.

En varias ocasiones el concreto lanzado se empleó no sólo para soportar una cavidad de derrumbe, una vez estabilizada naturalmente, sino para frenar de hecho el proceso del "caído". Esta cualidad fue tan ampliamente reconocida que aun frentes que no llevaban concreto lanzado como ademe principal estaban provistos de instalaciones y equipo de concreto lanzado para hacer frente a cualquier amenaza de caído.

El proceso de estabilización era el siguiente:

Se elegía una área segura detrás del caído que se reforzaba con un marco de concreto lanzado y malla. Desde esta zona protegida se introducía la boquilla al interior de la cavidad mediante un "robot" formado por un tubo de unos 7 m. de largo con un manual en el extremo del lanzador que accionaba unos cables sujetos en el otro extremo a un soporte de pivote donde estaba sujeta la boquilla; el robot se apoyaba en una barra transversal con pasadores. El lanzado se empezaba en las áreas que más gruacaban, concentrándolo en las grietas y en las esquinas. Se iba formando el ademe de concreto de la boca de la cavidad hacia arriba, confinando poco a poco la zona que se caía hasta que cesaba de caer; entonces se terminaba de

lanzar y de reforzar, generalmente con marcos de concreto lanzado y anclas. De esta manera fue posible recobrar frentes caídos en una o dos semanas que de otra forma habrían causado mayor demora.

El caído que se produjo al rehabilitar el túnel entre las lumbreras 20 y 21, en margas calcáreas, abarcó una longitud de 20 m., ancho de 10 m. y una altura de 14 m. Inmediatamente después de terminar de caer, se lanzó concreto en espesores de 15 y 20 cm. (6" y 8") seguido por refuerzo adicional de marcos de concreto lanzado, formando arcos y trabes, y de anclas de adherencia de 4 y 7 m. de longitud. El material desprendido se retiró cuidadosamente y se fue completando el concreto lanzado hasta la cubeta. No se requirió rellenar el hueco o adicionarle más soporte antes de dejarlo definitivamente revestido, varios meses después.

3.- CONCLUSION

El concreto lanzado demostró ser una herramienta primordial y utilísima en la excavación del Sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México. Probablemente por primera vez en América, su aplicación abarcó una gran diversidad de condiciones difíciles de tuneo, y aun en circunstancias de caídos, en terrenos blandos, en rocas muy fracturadas, en formaciones expansivas y plásticas y en presencia de grandes filtraciones de agua.

Ello se logró gracias a una muy efectiva combinación de cemento y acelerante para alcanzar tiempos de fraguado extremadamente cortos, y a una oportuna y eficaz coordinación de la producción y del control de calidad

REFERENCIAS

- Spray Concrete (Shotcrete)
Section 12 Rock Mechanics
Por E.E. Mason y R.E. Mason a publicarse por Van Nostrand, Reinhold & Company.
- Support Shotcrete in the Mexico City Drainage Tunnels, por R.E. Mason, artículo no publicado.
- Use of Shotcrete for Underground Structural Support. Publication SP-45, ASCE 1973.
- Capítulo 8, "Shotcrete" de la publicación "Desing of Tunnel Liners and Support Systems". Final Report 1969. Clearinghouse por D.U. Deere y al.
- Shotcrete Manual. Recopilación de varias publicaciones, hecha por A.A. Mathews.
- Especificaciones, instructivos y controles elaborados bajo el título de "Concreto Lanzado", Túnel, S.A. de C.V.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION". DEL 22 AL 25 DE MAYO
MEXICO, D.F.

C I M B R A S.

25 DE MAYO 1985.

DISEÑO DE CIMBRAS

POR: ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO. *

- DATOS REQUERIDOS.

Del Concreto:

- Peso volumétrico.
- ¿ Hay vibrado ?.

Del material de la cimbra:

- Esfuerzos permisibles.
- Densidad.
- Módulo de elasticidad.
- Calidad del material.

Del ambiente:

- Temperatura en el momento del colado.
- Velocidades de viento.

Del proyecto:

- Geometría del concreto.
- Cargas vivas durante el colado.

* Gerente de Ingeniería de SACMAG DE MEXICO, S. A.

Ingenieros Consultores.

PESO VOLUMETRICO

El peso volumétrico del concreto varía desde 1,500 a 2,400 kg/m³., el primero para concretos ligeros y el último para concreto normal. Puede haber algunos concretos más ligeros que el agua, pero son muy especiales.

ESFUERZOS PERMISIBLES.

Hacemos aquí referencia al Reglamento de las Construcciones del D. D. F. en sus artículos del 213 al 222:

a) Calidad de la madera.

Los grados de las maderas que se citan son los que se especifican en la norma C 18-46, expedida por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Industria y Comercio.

Para usarse en construcciones no se empleará calidad inferior a la de tercera.

b) Esfuerzos permisibles y módulos de elasticidad.

Se admiten los siguientes esfuerzos de trabajo y módulos de elasticidad, en función de la densidad aparente de la madera seca, y, para madera de primera. De no obtenerse experimentalmente, el valor de E se supondrá

-3-

de 0.4, obteniéndose los valores consignados en la última columna de la siguiente tabla.

Concepto	Valor en kg/cm ²	
	Para cualquier y	Para y=0.4
Esfuerzo en flexión ó tensión simple.	196y	1.25 60
Módulo de elasticidad en flexión ó tensión simple	196,000y	79,000
Esfuerzo en compresión paralela a la fibra	143.5y	57
Esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra	54.2y	2.25 7
Módulo de elasticidad en compresión	238,000y	95,000
Esfuerzo cortante	35y	1.25 10

Para maderas selectas, se pueden incrementar en un 30% los valores anteriores. Para maderas de segunda, se tomará el 70% de los valores consignados en la tabla. Para maderas de tercera, se tomará el 50%.

Tratándose de maderas saturadas ó sumergidas, el esfuerzo de compresión paralelo a la fibra debe reducirse 10%; el de compresión perpendicular a la fibra 33%; y los módulos de elasticidad 10%.

El esfuerzo permisible en compresión en direcciones inclinadas con respecto a la fibra, se determinará de acuerdo con la fórmula:

$$N = \frac{P \quad Q}{P \sin^2 \theta + Q \cos^2 \theta}$$

en la cual

N= esfuerzo permisible en la dirección que forma un ángulo θ con la fibra;

P= esfuerzo permisible en compresión paralela a la fibra;

Q= esfuerzo permisible en compresión perpendicular a la fibra;

c) Cargas de corta duración.

Cuando la duración de las cargas no exceda el lapso indicado a continuación, se incrementarán los esfuerzos permisibles según la siguiente tabla:

15% para dos meses de duración.

25% para 7 días de duración.

50% para viento ó sismo.

100% para impacto.

Estos coeficientes de incremento se aplican también a las conexiones.

Los incrementos anteriores no se aplican a los módulos de elasticidad en cálculo de deflexiones.

d) Deterioro e intemperización de la madera.

Los esfuerzos permisibles deberán afectarse de reducciones, de acuerdo con el grado de deterioro e intemperización de la madera a través del tiempo.

e) Diseño de piezas en tensión.

El esfuerzo se valorará dividiendo la fuerza entre el área neta. Este esfuerzo no debe exceder el permisible que se especifica en los incisos b, c y d.

f) Diseño de postes ó columnas.

I. Notación.

A=área de la sección transversal del miembro (cm²).

c= esfuerzo permisible en la columna a compresión paralela a la fibra (kg/cm²) corregido por esbeltez.

d= mínima dimensión transversal del miembro ó de cada una de las piezas que constituyen una columna espaciada (cm).

E= módulo de elasticidad a compresión según el inciso b (kg/cm²).

L= longitud de extremo a extremo de las columnas de un solo tramo, ya sean simples ó espaciadas, ó bien, la distancia de centro a centro de los apoyos laterales en columnas continuas (cm).

P= carga axial (kg).

f_c = esfuerzo permisible en compresión paralela a la fibra de conformidad con los incisos b, c y d(kg/cm²).

II. Clasificación. Las columnas a que pueden aplicarse estas especificaciones se clasifican en simples, compuestas y espaciadas:

- Las columnas simples están formadas de una sola pieza.
- Las columnas compuestas están formadas por dos ó más piezas correctamente ligadas.
- Las columnas espaciadas están formadas de dos ó más miembros, con ejes longitudinales paralelos, y ligados a sus extremos por empaques y pernos ó conectores, que resistan la fuerza cortante que existe en las columnas debida a su deformación.

III. Columnas simples. El esfuerzo permisible en columnas simples de sección rectangular se valorará de conformidad con las siguientes expresiones:

Cuando L/d es menor que 11.

$$c = f_c$$

Para relaciones L/d comprendidas entre 11 y 30.

$$c = f_c [1 - (L/38d)^4]$$

Para relaciones L/d mayores de 30:

$$c = f_c \left(\frac{550}{(L/d)^2} \right)$$

En columnas cuya sección no es rectangular, se sustituyen en las expresiones anteriores, $\sqrt{12}$ veces el mínimo radio de giro de la sección transversal, en vez de d .

IV. Columnas espaciadas. Todas las piezas que constituyen una columna espaciada tendrán la misma dimensión mínima. El espesor de los empaques será también igual a dicha dimensión.

La máxima relación L/d permisible es 80 en este tipo de columna. La capacidad de carga de una columna espaciada se tomará igual a la suma de las capacidades de sus miembros, calculadas éstas como si se tratara de co

lumnas simples independientes, sustituyendo las fórmulas para columnas simples por las que siguen:

Para relaciones L/d menores que 28.

$$c = f_c$$

Para L/d superior a 28.

$$c = f_c \left[1 - (L/95d)^4 \right]$$

V. Columnas compuestas. La capacidad de una columna compuesta se calculará con las fórmulas para columnas simples pero reduciendo las capacidades así obtenidas, de acuerdo con la siguiente tabla:

L/d	Capacidad reducida, % de la calculada
2	88
6	82
10	77
14	71
18	65
22	74
26	82
30	91
34	99

Para valores de L/d intermedios entre los que se consignan en esta tabla debe interpolarse linealmente.

g) Diseño de piezas en flexión.

Deben usarse las fórmulas convencionales de la resistencia de materiales como la fórmula de la escuadría, siempre que la relación de claro a peralte sea mayor que 5, con las siguientes salvedades.

-Se supone que una viga de sección circular tiene el mismo momento resistente que una viga de sección cuadrada de igual área.

-Si el peralte de una viga de sección rectangular excede de 30 cm. se debe introducir el siguiente factor F que multiplique al momento de inercia:

$$F = 0.81 \frac{h^2 + 922}{h^2 + 568}$$

donde h es el peralte del miembro en cm.

h) Combinación de flexión y carga axial.

Los miembros sujetos a flexotensión deberán proporcionarse en tal forma que:

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} \leq f_m$$

Los miembros sujetos a flexocompresión deberán proporcionarse de tal forma que:

$$\frac{P}{A_c} + \frac{M}{f_m S \left(1 - \frac{Pl^2}{2EI}\right)} \leq 1$$

en las fórmulas anteriores.

A= área de la sección transversal de la pieza (cm²):

E= módulo de elasticidad (kg/cm²).

f_m= esfuerzo permisible a la flexión (kg/cm²).

I= momento de inercia (cm⁴).

M= momento flexionante (kg/cm).

S = módulo de sección (cm³).

El esfuerzo σ no deberá ser superior al dado en el inciso f. En columnas espaciadas estas fórmulas sólo se aplican si la flexión actúa en dirección paralela a la mayor dimensión de los miembros individuales.

i) Esfuerzo cortante.

Para el cálculo del esfuerzo cortante deben emplearse las fórmulas convencionales de la resistencia de materiales.

El esfuerzo cortante debido a una carga concentrada distante menos de un peralte del apoyo, puede reducirse en dicho tramo a los 2/3 de su valor calculado.

j) Pandeo lateral.

En todos los casos se tomará en cuenta la posibilidad de pandeo lateral. Para evitarlo, las piezas deberán quedar correctamente contraventeadas.

k) Elementos de unión.

I. - Generalidades. Para determinar la capacidad de carga de los distintos elementos de unión tales como los clavos, pernos, conectores, pijas y otros, las maderas se dividirán en tres grupos:

- Coníferas livianas, $\gamma \leq 0.5$
- Coníferas densas $\gamma > 0.5$
- Estructurales densas de hoja caduca (tales como cedro, álamo y similares).

II. -Clavos. Sólo se permiten para uso estructural los clavos comunes de alambre de acero estirado en frío. Para determinar su capacidad de carga lateral se empleará la fórmula:

$$P = K D^3/2$$

en la cual

D = diámetro del clavo en mm.

K = constante consignada en la siguiente tabla.

P = carga de trabajo en kilogramos por clavo.

Valores de K

Grupo	K
Coníferas livianas	3.50
Coníferas densas	4.30
Estructurales densas de hoja caduca	5.00

Para que las fórmulas anteriores sean válidas se requieren las siguientes condiciones mínimas:

- que el clavo penetre cuando menos $2/3$ de su longitud en la pieza principal.

- que las separaciones entre clavos sean como sigue:

Paralelas a la carga.

12 D del borde cargado.

5 D del borde no cargado.

10 D entre clavos de una hilera.

Normales a la carga.

5 D entre hileras.

III. Tornillos. Se aplicarán estas normas a tornillos de acero para madera, de cualquier tipo de cabeza.

La capacidad lateral estará dada por la siguiente expresión:

$$P = K D^2$$

Los valores de K para los distintos tipos de madera se dan en la tabla:

Grupo	K
Coníferas livianas	1.80
Coníferas densas	2.30
Estructurales densas de hoja caduca	2.50

Los tornillos deben insertarse en agujeros previamente hechos con un diámetro de 0.875 del diámetro del tornillo en la zona de rosca. La penetración en el miembro que contenga la punta será cuando menos 7 veces el diámetro del tornillo.

Las separaciones serán como sigue:

Paralelas a la carga.

8 D del borde cargado.

4 D del borde no cargado

6 D entre tornillos.

Normales a la carga.

4 D entre hileras.

IV. Pernos. Se entiende que se trata de pernos de acero con cabeza en un extremo ó con dos extremos rosca dos y usando rondanas bajo cabeza y tuerca.

La capacidad de un perno estará dada por las siguientes expresiones:

a) Carga aplicada paralela a la fibra.

$$P = 0.50 f_c t D K$$

en donde

f_c = esfuerzo de compresión paralelo a la fibra -
según se define en el inciso b.

D = diámetro del perno en cm.

t = menor grueso ó suma de gruesos de los miembros que transmiten los esfuerzos (en cm.) -
para juntas a tope.

t = doble de grueso de la pieza más delgada (en cm.)
para juntas traslapadas.

K = constante consignada en la siguiente tabla.

t/D	K
3	1.00
4	0.99
5	0.95
6	0.85

t/D	K
7	0.73
8	0.64
9	0.57
10	0.51
13	0.39

Para valores de t/D intermedios entre los que se consignan en esta tabla deberá interpolarse linealmente.

Cuando se tengan "cachetes" de placa de acero.

$$P = 0.66 f_c t DK$$

Además se le aplicarán los factores de coeficiente de servicio previamente descritos.

b) Carga aplicada normal a la fibra

$$P = 0.66 f_c t D K K_2$$

t/D	K	D	K ₂
Hasta 9	1.00	3/8"	2.50
10	0.94	1/2"	1.95
11	0.85	5/8"	1.68
12	0.76	3/4"	1.52
12	0.68	7/8"	1.41
13	0.62	1"	1.33
		1 1/4"	1.27
		3" ó mas	1.03

f_c es el esfuerzo normal a la fibra según se describe en el artículo 214.

V. Conectores. La capacidad de carga de estos elementos se determinará de acuerdo con los datos proporcionados por los fabricantes de ellos.

CARGAS Y PRESIONES.

Las cimbras y obras falsas deberán soportar todas las cargas verticales y laterales superimpuestas a la cimbra y a la estructura, hasta que ésta sea capaz de tomarlas por sí misma.

Estas cargas incluyen el peso de:

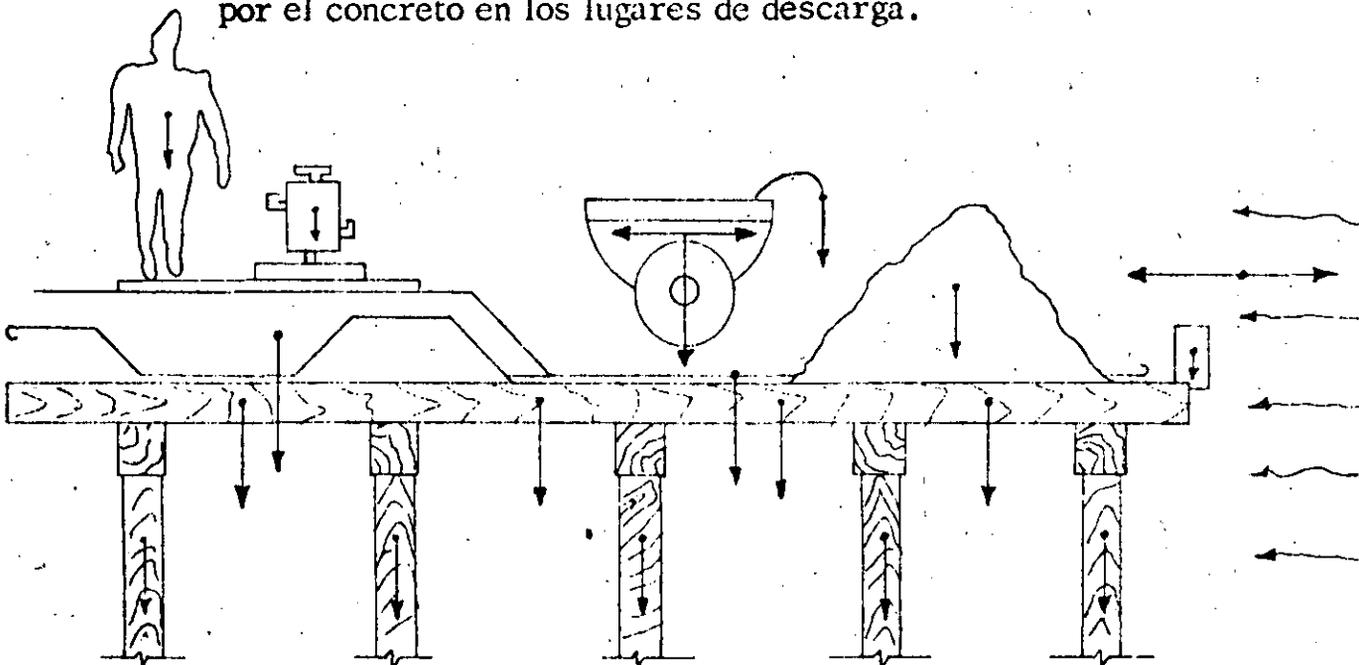
- El concreto fresco.
- El acero de refuerzo.
- El peso propio.

y varias cargas vivas.

Las descargas del concreto, movimiento de equipo de construcción y la acción del viento producen fuerzas laterales que debe resistir la obra falsa.

Debe considerarse también asimetría de la carga de concreto, impactos del equipo y cargas concentradas producidas

por el concreto en los lugares de descarga.



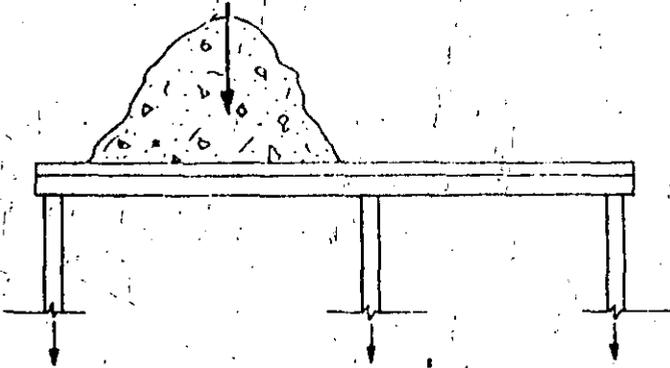
Peso propio: La cimbra de madera generalmente pesa de 50 a 75 kg/m². Cuando este peso es pequeño en comparación con el peso del concreto + la carga viva puede despreciarse.

Cargas vivas:

El ACI, Comité 622, recomienda una carga debida a cargas vivas de construcción de 250 kg/m², de proyección horizontal, que incluye peso de los trabajadores, equipo, andadores e impacto. Si se usan volquetes motorizados - esta carga debe incrementarse hasta 400 kg/m².

Alternancia de cargas.

Cuando las formas son continuas el peso del concreto en un claro puede causar levantamiento en otro claro.



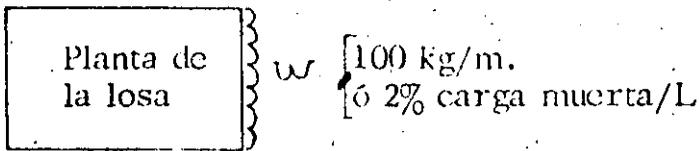
Las formas deben diseñarse para soportar este efecto, de no ser así deben construirse como simplemente apoyadas.

Cargas laterales.

Las cimbras y obras falsas deben soportar todas las cargas laterales debidas a viento, cables de tensión, soportes inclinados, vaciado del concreto y movimientos horizontales del equipo. Normalmente es difícil tener información suficiente para calcular estas cargas con exactitud.

El Comité 622 del ACI, recomienda las siguientes cargas mínimas laterales.

- a) En losas: 150 kg/m. de borde de losa, ó 2 por ciento de la carga muerta sobre la cimbra (distribuido como una carga por metro de borde en la losa), el que sea mayor



(Considérese solamente el peso muerto de losa cubierta en cada colado).

b) En muros.

Carga de viento de 50 kg/m^2 ó mayor si así lo exigen los códigos locales; en ningún caso menor de 150 kg/m. de borde de muro, aplicada en la parte alta de la cimbra.

PRESION LATERAL DEL CONCRETO.

El peso volumétrico del concreto tiene una influencia decisiva en esta presión. La presión hidrostática de un fluido es igual a γh (peso volumétrico por altura) y actúa en ángulo recto sobre cualquier superficie que confine el fluido. El concreto fresco no se comporta como un fluido, sino solamente en forma aproximada y únicamente hasta el fraguado inicial, en que se empieza a soportar por si mismo. Es por esta razón que también influye la velocidad vertical de colado en la presión.

La temperatura del concreto durante el colado también tiene gran importancia ya que influye directamente en el tiempo de fraguado inicial. A bajas temperaturas el concreto toma más tiempo en el fraguado inicial y por lo tanto, para la misma velocidad de colado, una mayor profundidad de concreto se mantiene fresco y hay entonces una mayor presión lateral.

La vibración interna del concreto lo consolida y produce presiones laterales locales durante el vibrado, estas presiones son de 10 a 20% mayores que las que resultan cuando el concreto es varillado. porque entonces el concreto tiende a portarse como un fluido en toda la profundidad de vibración.

El revibrado y la vibración externa producen cargas aún mayores.

Durante el revibrado se han observado presiones de hasta 4,800 kg/m² por metro de profundidad del concreto (el doble de la presión hidrostática del concreto).

La vibración externa hace que la forma golpee contra el

concreto causando gran variación en la presión lateral.

Las tablas que se incluyen más adelante, están calculadas únicamente para vibración interna.

Hay otras variables que influyen en la presión lateral, como son: el revenimiento, cantidad y localización del refuerzo, temperatura ambiente, presión de poro del agua, tamaño máximo del agregado, procedimiento de colado, rugosidad y permeabilidad de las formas, etc. Sin embargo, con las prácticas usuales de colado estas variables son poco significativas y su efecto es generalmente despreciado.

DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA MURO.

El muro tendrá 4.50 m. de altura.

El colado se hará a razón de $R=0.90$ m/hr. con vibrador.

La temperatura de colado se considerará de $T=15^{\circ}\text{C}$.

La cimbra se usará una sola vez por lo que los esfuerzos admisibles se podrán incrementar un 25%.

Se cuenta con hojas de triplay de $3/4''$ (1.9cm) de espesor que miden 1.20 x 2.40 y tensores de 2,800 kgs de capacidad.

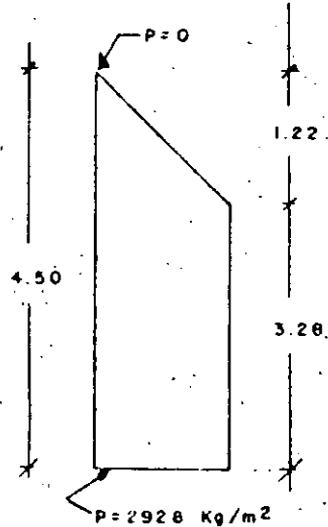
1.- Determinación de la presión lateral máxima.

De la tabla 5-2 para $R = 0.90 \frac{m}{hr.}$ y $T = 15^{\circ}C.$

$$P_{max} = 2928 \text{ kg/m}^2$$

Profundidad a la que se alcanza la presión máxima.

$$\frac{2928}{2400} = 1.22 \text{ m.}$$



2.- Tablado vertical.

El triplado será del mismo espesor en toda la altura y los apoyos de éste se espaciarán uniformemente, de acuerdo a sus dimensiones. El triplado se colocará en el sentido más resistente, es decir con la fibra paralela al claro; esto significa colocar la dimensión de 2.40 horizontal actuando como losa continua.

Revisión por flexión.

$$M_{max} = \frac{wl^2}{10} \quad (\text{viga continua con tres ó más claros})$$

$$M = \frac{wl^2}{10} \times 100 = 10wl^2$$

donde w en $kg/m.$

l en m.

M en kg-cm.

Mom. resistente:

$$M_r = f_s$$

S: Módulo de sección en cm³.

f: Esfuerzo admisible en flexión en kg/cm².

M_r: en kg-cm.

igualando momentos

$$f S = 10 w l^2$$

$$\Rightarrow l = 0.32 \sqrt{\frac{f S}{w}}$$

$$f = 196 \quad (\text{Reglamento D.D.F.})$$

$$\gamma = 0.6 \quad \text{supuesto}$$

$$f = 196 \times 0.6 \approx 120 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{ad} = 120 \times 1.25 = 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ (por usarse una sola vez)}$$

$$S = 100 \times 0.3598 = 35.98 \text{ cm}^3. \text{ (para 1.00 m. de ancho ver tabla 4-3)}$$

$$l = 0.32 \sqrt{\frac{150 \times 35.98}{2928}} = 0.43 \text{ m (máxima por flexión)}$$

Revisión por flecha

Δ: m

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{w l^4}{128 EI} \times 10,000$$

l: m

$$\Delta_{\text{máx admisible}} = \frac{1}{360}$$

E: kg/cm²

I: cm⁴.

igualando flechas

$$\frac{l}{360} = \frac{w l^4}{128 EI} \times 10,000$$

$$l = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

$E = 196\,000 \text{ kg/cm}^2$ (Reglamento D.D.F.)

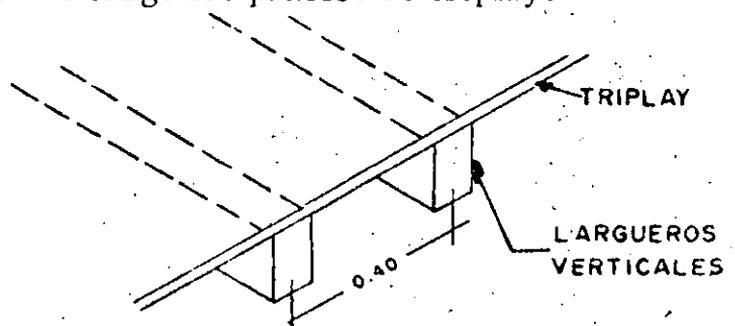
$E = 196\,000 \times 0.6 = 117\,600 \text{ kg/cm}^2$.

$I = 100 \times 0.3413 = 34.13 \text{ cm}^4$ (para 1.00 m. de ancho,

tabla 4-3)

$$l = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117\,600 \times 34.13}{2928}} = 0.37 \text{ m.}$$

será aceptable usar espaciamientos de 0.40 m. para los largueros verticales, 6 espacios exactos de 0.40 en 2.40 que tienen de largo los paneles de triplay.



3.- Dimensionamiento de largueros y espaciamiento de vigas mdrinas.

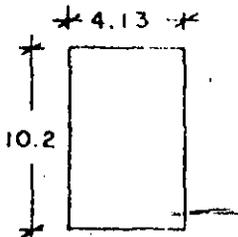
Se pueden fijar las medidas de los largueros y calcular el claro máximo admisible que será el espaciamiento

de maderas, ó se puede fijar el espaciamiento de maderas y calcular las medidas necesarias de los largueros. En este caso fijaremos largueros de 2 x 4 pulgadas.

por flexión.
$$l \text{ max} = 0.32 \sqrt{\frac{f S}{w}}$$

el ancho efectivo de largueros de 2 x 4 es 1 5/8"

tendremos



$$S = \frac{I}{h/2} = \frac{4.13 \times 10.2^3}{12} = \frac{365.23}{5.1}$$

$$S = 71.61 \text{ cm}^3.$$

$$f = 196 \text{ kg} = 120 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{ad} = 120 \times 1.25 = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

$$w = 2928 \times 0.40 = 1171 \text{ kg/m}.$$

$$l \text{ max} = 0.32 \sqrt{\frac{150 \times 71.61}{1171}} = 0.97 \text{ cm}.$$

por flecha.

$$l \text{ max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

$$l \text{ max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117600 \times 365.23}{1171}}$$

$$l \text{ max} = 1.09$$

revisión por corte.

$$v = \frac{3 V}{2 bh}$$

$$V = 0.6 \text{ wl (viga continua de tres ó más claros)}$$

$$v = \frac{3}{2 \cdot bh} (0.6 \text{ wl})$$

$$\text{Esfuerzo de corte admisible} = 35 \gamma \quad (\text{Reglamento})$$

$$= 35 \times 0.6 = 21 \text{ kg/cm}^2.$$

igualando

$$\frac{3}{2 \cdot bh} (0.6 \text{ wl}) = 21 \text{ kg/cm}^2.$$

despejando l

$$l = 23.33 \frac{bh}{w}$$

l: m

b: cm

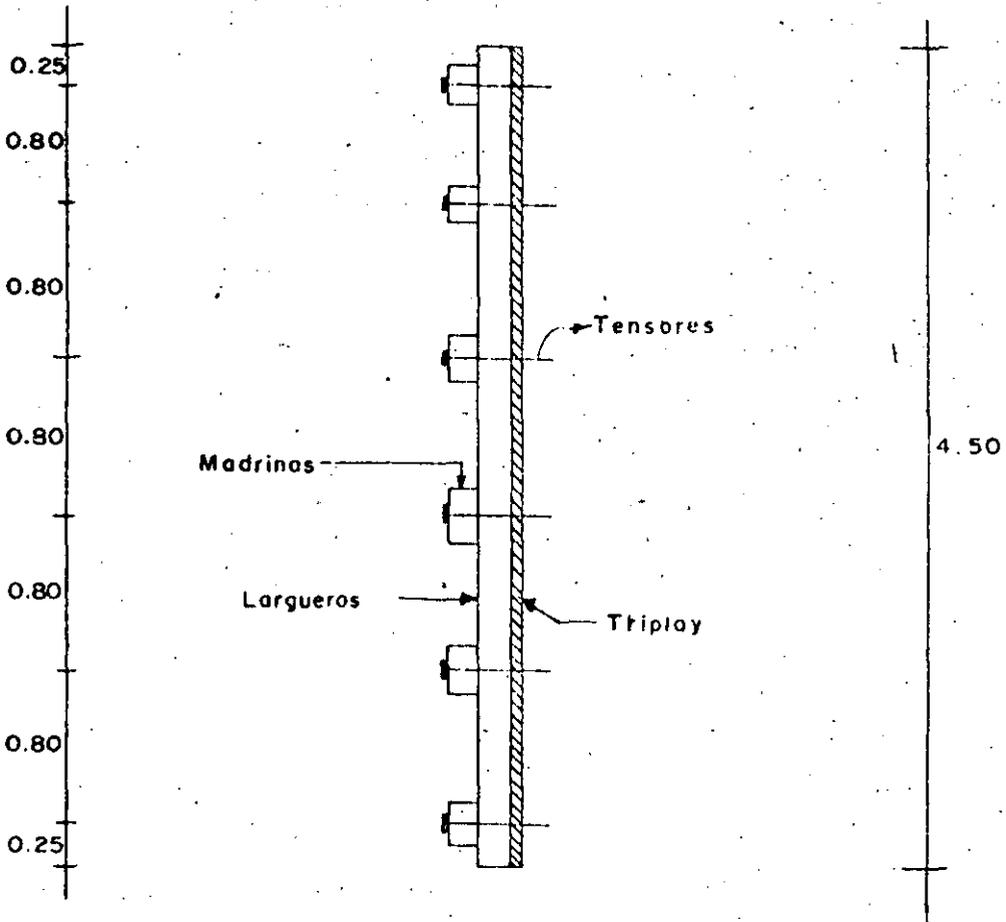
h: cm

w: kg/m.

$$l = 23.33 \times \frac{4.13 \times 10.2}{1171} = 0.84 \text{ m.}$$

El claro máximo de largueros será de 0.84 m. por cortante.

Se usará la siguiente distribución:



4.- Espaciamiento de tensores y dimensionamiento de vigas mdrinas.

$$\text{Carga en mdrinas} = 2928 \times 0.80 = 2343.4 \text{ kg/m.}$$

espaciamiento de tensores:

$$e = \frac{2800 \text{ kg}}{2343.4 \text{ kg/m}} = 1.195 \text{ m.}$$

Se usarán tensores @ 1.20 y este será el claro de las vigas mdrinas.

Dimensionamiento de vigas mdrinas.

por flexión.

$$l = 0.32 \sqrt{\frac{f s}{w}}$$

despejando $S = \frac{10 w l^2}{f} = \frac{10 \times 2343.4 \times 1.20^2}{150}$

$$S = 224.97 \text{ cm}^3.$$

$$S = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6}$$

Para las vigas mdrinas se acostumbra colocarlas en pares para evitar la perforación para los tensores.

Por corte.

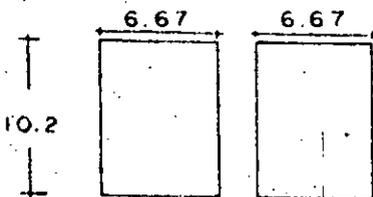
$$v = \frac{3V}{2 bh}$$

$$bh = \frac{3V}{2 v}$$

$$bh = \frac{3 (0.6 w l)}{2 v} = \frac{1.8 w l}{2 v}$$

$$bh = \frac{1.8 \times 2343.4 \times 1.20}{2 \times 21} = 120.52 \text{ cm}^2.$$

Probar 2 de 3x4 pulgs. ancho efectivo= 2 5/8" (6.67cm)



$$b \times h = 2 \times 6.67 \times 10.2 = 136.07 > 120.52$$

$$S = \frac{(2 \times 6.67) (10.20)^2}{6} = 231.32 > 224.97$$

se usarán vigas de 3 x 4 en pares.

5. - Revisión por compresión en apoyos.

Los puntos que deberán ser investigados en este diseño serán los apoyos de largueros en vigas maderas y apoyos de éstas en placas de tensores.

Esfuerzo de compresión admisible perpendicular a la fibra.

$$C = 54.2 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Reglamento D.D.F.)}$$

$$C = 54.2 \times 0.6 = 32.52 \text{ kg/cm}^2.$$

$$C_{ad} = 1.25 \times 32.52 = 40.65 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo en apoyos de largueros sobre vigas maderas será como sigue:

$$\begin{aligned} \text{Area de apoyo} &= 2 \times 6.67 \times 4.13 \\ &= 55 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Carga transmitida por largueros.

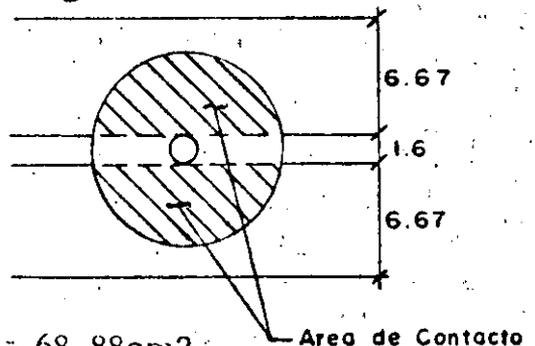
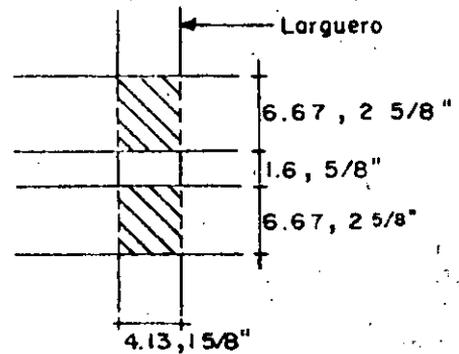
$$R = (2928 \times 0.40) \times 0.80 = 937 \text{ kg S.}$$

$$f = \frac{937}{55} = 17 \text{ kg/cm}^2$$

Apoyo de tensores.

$$T = 2800 \text{ kg.}$$

$$\text{Area requerida} = \frac{2800}{40.65} = 68.88 \text{ cm}^2$$



Usar arandela 5" \varnothing (12.7cm)

Area de contacto

$$\frac{\pi D^2}{4} - 1.6 \times D = 106.35$$

$$f = \frac{2800}{106.35} = 26.3 \text{ kg/cm}^2$$

DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA LOSA

La losa será de 20 cm. de espesor concreto normal 2,400 kg/m³. La cimbra se usará varias veces.

Altura libre piso a techo 2.40.

Tablero de losa de 4.50 x 4.50 mts.

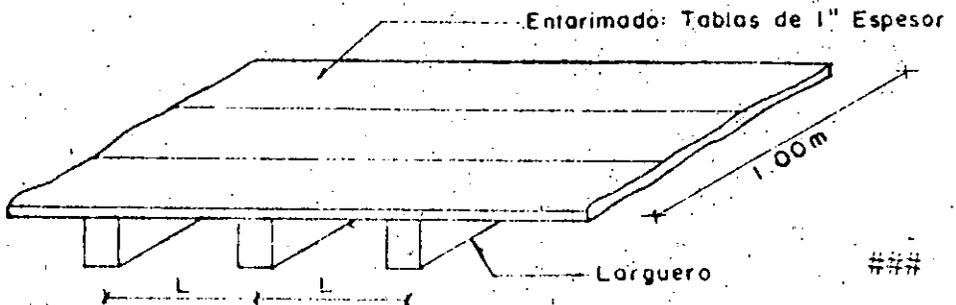
1. - Cargas de diseño.

Peso propio $2,400 \times 0.20 = 480$

Carga viva * $= 200$

680 kg/m².

* Puede ser 100 kg/m²., más una carga concentrada de 100 kg. en el lugar más desfavorable.



2.- Entarimado. usar tablonés de 1" de espesor.

El espesor efectivo de tablas de 1" es $25/32"$ ($\sim 2.00\text{cm}$)

Considerando una franja de 1.00 m. de ancho.

$$I = \frac{100 \times 2^3}{12} = 66.67 \text{ cm}^4.$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 2^2}{6} = 66.67 \text{ cm}^3.$$

Por flexión.

$$l_{\text{max}} = 0.32 \sqrt{\frac{f s}{w}} = 0.32 \sqrt{\frac{120 \times 66.67}{680}} = 1.10 \text{ m}$$

$$f = 196 \times \gamma = 196 \times 0.6 \approx 120 \text{ kg/m}^2.$$

Por flecha.

$$l_{\text{max}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

$$E = 196,000 \gamma = 196,000 \times 0.6 = 117,600$$

$$l_{\text{max}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117,600 \times 66.67}{680}} = 0.75 \text{ m}.$$

Se usarán largueros @ 0.75 m lo cual nos dá 6 espaciamentos de $0.75 = 4.50 \text{ m}$. de ancho del tablero.

3.- Dimensionamiento de largueros y espaciamiento de vigas maderas.

Suponiendo que se tienen a la mano largueros de 2 x 4.

$$I = 365.23 \text{ cm}^4.$$

$$S = 71.61 \text{ cm}^3.$$

Carga en largueros = $680 \times 0.75 = 510 \text{ kg/m}$.

$$\text{Por flexión.} \quad l_{\max} = 0.32 \sqrt{\frac{f s}{w}} = 0.32 \sqrt{\frac{120 \times 71.61}{510}}$$

$$l_{\max} = 1.31 \text{ m.}$$

$$\text{Por flecha.} \quad l_{\max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

$$l_{\max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117600 \times 365.23}{510}}$$

$$l_{\max} = 1.45 \text{ m.}$$

$$\text{Por corte.} \quad l_{\max} = 23.33 \frac{bh}{w} = \frac{23.33 \times 4.13 \times 10.2}{510}$$

$$= 1.92 \text{ m.}$$

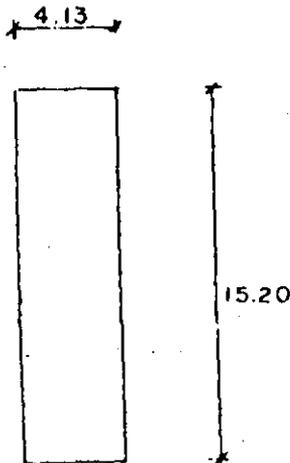
$\Rightarrow l_{\max} = 1.31 \text{ por flexión.}$

Dado que el tablero mide 4.50 se usarán 4 claros de 1.125 m. que será el espaciamiento de las vigas madreñas.

4. - Dimensionamiento de vigas madreñas y espaciamiento de puntales.

Probar madreñas de 2 x 6 pulgadas.

-33-



$$I = \frac{4.13 \times 15.20^3}{12} = 1\,208.65 \text{ cm}^4.$$

$$S = \frac{I}{h/2} = \frac{1208.65}{7.60} = 159 \text{ cm}^3.$$

$$w \text{ equivalente} \approx 680 \times 1.125 = 765 \text{ kg/m}.$$

Por flexión.

$$l_{\max} = 0.32 \sqrt{\frac{f s}{w}} = 0.32 \sqrt{\frac{120 \times 159}{765}} = 1.60$$

Por flecha.

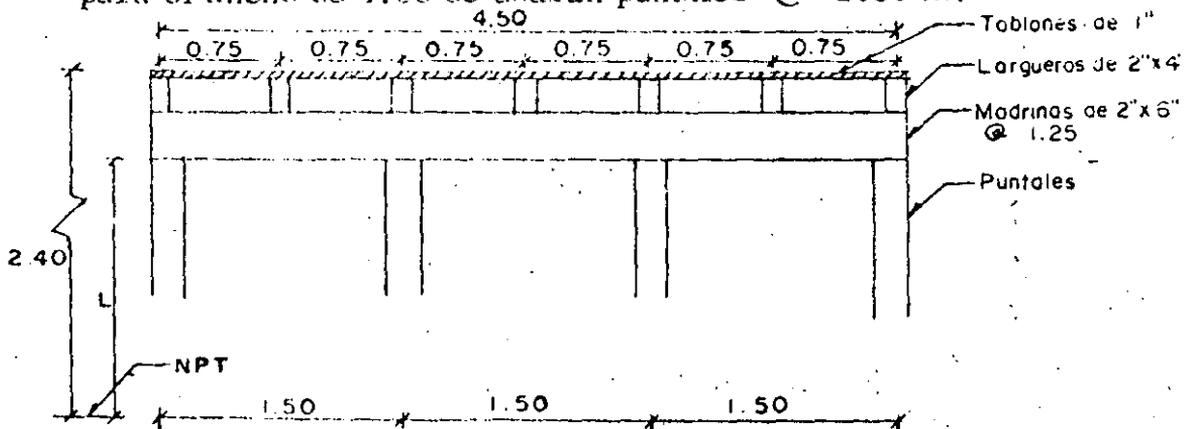
$$l_{\max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117600 \times 1208}{765}} = 1.88$$

Por corte.

$$l_{\max} = 23.33 \frac{bh}{w} = 23.33 \times \frac{4.13 \times 15.2}{765} = 1.91$$

$$\Rightarrow l_{\max} = 1.60 \text{ m}.$$

para el ancho de 4.50 se usarán puntales @ 1.50 m.



se adopta esta distribución.

5.- Cálculo de los puntales.

Area tributaria = $1.50 \times 1.125 = 1.6875 \text{ m}^2$.

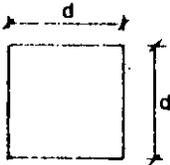
carga = $\frac{680 \text{ kg/m}^2}{}$

P = $1.147.50 \text{ kgs.}$

Esfuerzo admisible a compresión paralelo a la fibra.

$f_c = 143.5 \gamma = 143.5 \times 0.6 = 86 \text{ kg/cm}^2$.

Probar puntales 3 x 3 pulgadas.



$d = 2 \frac{5}{8}'' = 6.67 \text{ cm.}$

$A = 6.67^2 = 44.46 \text{ cm}^2$.

Revisión por esbeltez.

$l = 240 - 28 = 212 \text{ cm.}$

$\frac{l}{d} = \frac{212}{6.67} = 32$

Esfuerzo admisible a compresión corregido por esbeltez.

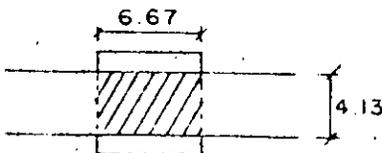
$C = f_c \left(\frac{550}{(l/d)^2} \right) = 46.20 \text{ kg/cm}^2$.

Compresión admisible de puntal 3" x 3"

$P_{ad} = 46.20 \times 44.46 = 2054 \text{ kg} > 1147.50$

6.- Revisión de esfuerzos de compresión en apoyos.

Apoyo de viga madrina en puntal:



Area de apoyo = 4.13×6.67

= 27.55 cm^2 .

Esf. admisible \perp a la fibra

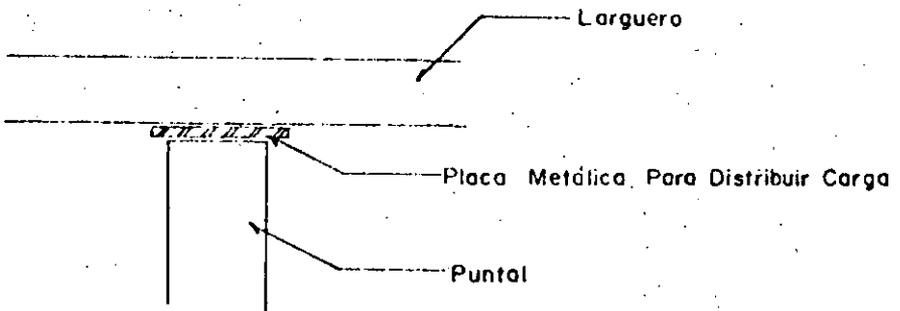
$= 54.20 \times 0.6 = 32.52 \text{ kg/cm}^2$

$$f = \frac{1147.50}{27.55} = 41.55 \text{ no pasa}$$

$$\text{Area requerida} = \frac{1147.50}{32.52} = 35.28 \text{ cm}^2.$$

Usar placa metálica de 2 x 4 (5.08 x 10.2 cm).

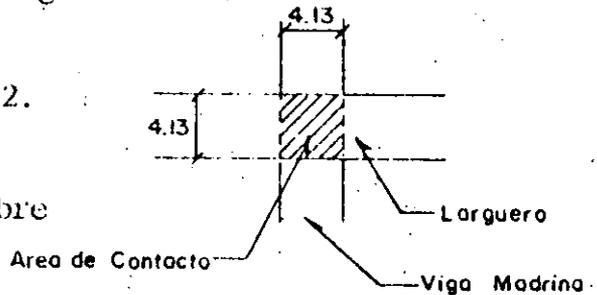
$$A = 4.13 \times 10.2 = 42.12 \text{ cm}^2.$$



Apoyo de larguero en viga madrina.

$$A = 4.13^2 = 17.06 \text{ cm}^2.$$

Carga de larguero sobre viga madrina:



$$C = (680 \times 0.75) \times 1.125 = 573.75 \text{ kg.}$$

$$f = \frac{573.75}{17.06} = 33.63 \text{ kg/cm}^2.$$

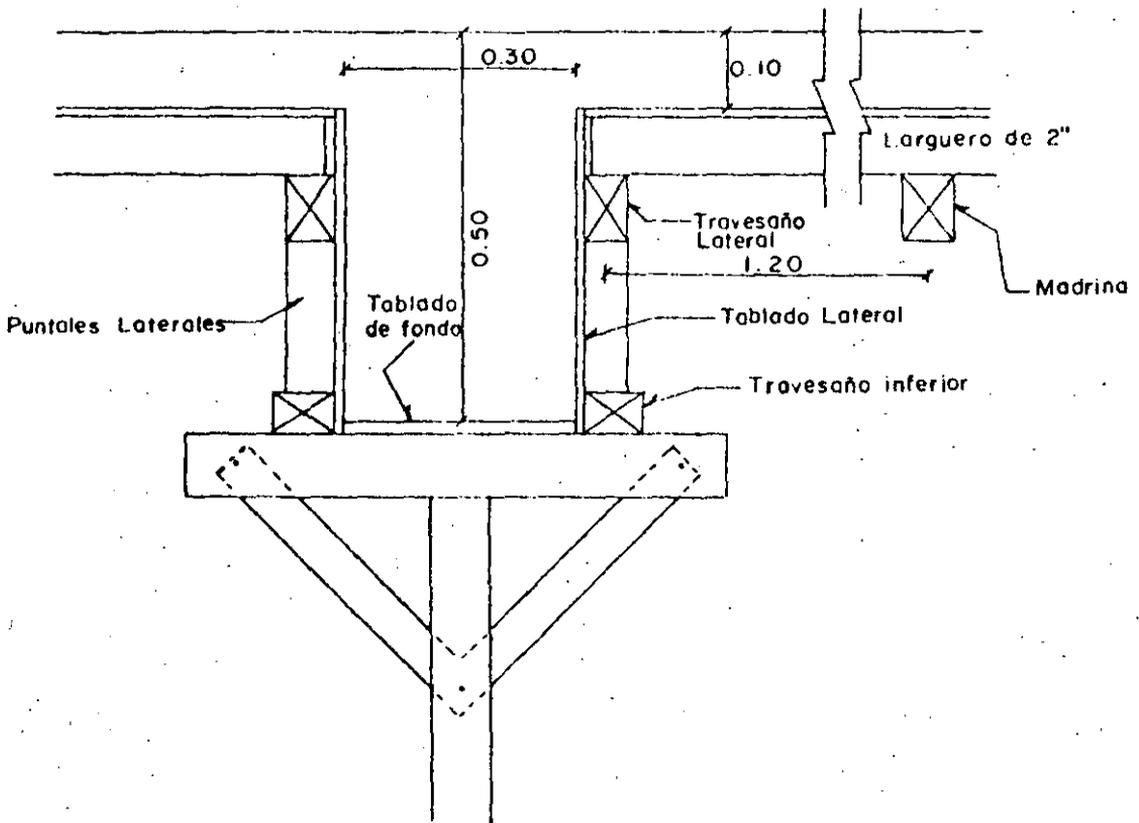
Se considerará aceptable pues según reglamento:

" sobre apoyos menores de 15 cm. de longitud localizados a 7 cm. ó más del extremo de una pieza, el esfuerzo permisible a compresión perpendicular a la fibra puede incre

$$\frac{L + 1 \text{ cm.}}{L} = \frac{4.13 + 1}{4.13} = 1.24$$

$$\text{fad} = 32.52 \times 1.24 = 40.3 \text{ kg} > 33.63$$

DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA TRABE



La cimbra para la viga de 0.30 x 0.50 mostrada se usará varias veces.

El concreto será de peso volumétrico normal (2400kg/m³) se usará madera de pino de la. con una densidad de 0.6

1.- Tablado de Fondo.

Cargas que soporta:

$$\begin{array}{r} \text{Carga muerta} = 0.30 \times 0.50 \times 2,400 = 360 \\ \text{Carga viva} = 0.30 \times 200 = \underline{60} \\ \hline 420\text{kg/m.} \end{array}$$

Se usará tablón de 1 1/2" de espesor nominal.

el espesor efectivo es 1 5/16" = 3.33 cm.

$$b \times h = 30 \times 3.33 = 99.9 \text{ cm}^2.$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{30 \times 3.33^2}{6} = 55.44 \text{ cm}^3.$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 3.33^3}{12} = 92.32 \text{ cm}^4.$$

Por flexión: $f = 196 \text{ } \gamma^t \approx 120 \text{ kg/cm}^2.$

$$l_{\text{max}} = 0.32 \sqrt{\frac{f S}{w}} = 1.27 \text{ m.}$$

Por flecha. $E = 196,000 \text{ } \gamma^t = 117,600 \text{ kg/cm}^2.$

$$l_{\text{max}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}} = 0.98 \text{ m.}$$

Por corte.

$$l_{\text{max}} = 23.33 \frac{bh}{w} = 5.5 \text{ m.}$$

Se usarán apoyos @ 1.00 m.

2.- Tablado Lateral.

El tablado lateral y el travesaño inferior que soportan las presiones laterales se calculan en forma similar a el --

caso de cimbra para muro. Se supondrá que triplay de 3/4" y travesaño inferior de 2 x 4 pulgs. resultaron adecuados. A razón de 1.00 de espaciamiento de puntales, que resultó por el tablado de fondo se pondrán también los puntales laterales que bajan las cargas de los largueros de la losa a través del travesaño lateral.

Cálculo del travesaño lateral:

Cargas en la losa: peso propio concreto	240 kg/m ² .
carga viva	<u>200</u>
	440

$$\text{Cargas en travesaño} = 440 \times \frac{1.20}{2} = 264 \text{ kg/m.}$$

Por flexión.

$$S = \frac{10 w l^2}{f} = \frac{10 \times 264 \times 1^2}{120} = 22 \text{ cm}^3.$$

Por flecha.

$$\frac{I}{360} = \frac{w l^4}{128 E} \times 10,000$$

$$I = \frac{360 w l^4}{128 E} \times 10,000$$

$$I = \frac{360 \times 264 \times 1^4}{128 \times 117600} \times 10,000 = 63.14 \text{ cm}^4.$$

Por corte.

$$bh = \frac{wl}{23.33} = \frac{264 \times 1}{23.33} = 11.32 \text{ cm}^2.$$

usar 2" x 4"

$$b \times h = 4.13 \times 10.2 = 42.13$$

$$I = \frac{4.13 \times 10.2^3}{12} = 365$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{4.13 \times 10.2^2}{6} = 71.61$$

3.- Cálculo de puntales principales.

Determinando la carga total sobre estos puntales tenemos:

Por carga de trabe:

$$420 \text{ kg/m} \times 1.00 = 420$$

Por losas:

$$2 \times 264 \times 1.00 = \frac{528}{948 \text{ kg.}}$$

Deberá diseñarse un puntal para una carga de 948 kg. tomando en cuenta la esbeltez que tenga en función de su altura.

DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA COLUMNA.

Sección de columna 0.45 x 0.45 m.

Altura de columna 3.50 m (\approx 12 pies)

Colado en una hora a temperatura 15°C (\approx 60°F)

La cimbra se usará varias veces.

1. - Presión lateral (según fórmula ACI)

$$p = 150 + 9000 \frac{R}{T} \quad P; \text{ lb/pie}^2.$$

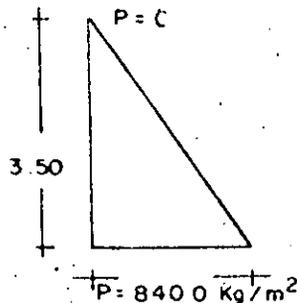
R: pies/hr.

T: °F.

R = 12 pies/hr.

$$P = 150 + \frac{9000 \times 12}{60} = 1950 \text{ lb/pie}^2 (\approx 9580 \text{ kg/m}^2)$$

$$P_{\text{max}} = \gamma h = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3.50 \text{ m} = 8400 \text{ kg/m}^2.$$



2. - Espaciamiento de yugos ó abrazaderas, colocando el primer yugo a 15 cm. de la base:

$$P = 8400 \times \frac{3.35}{3.50} = 8040 \text{ kg/m}^2.$$

usando tablas de 1 pulgada (espesor. efectivo= 25/32"

= 1.98 cm)

$$bh = 45 \times 1.98 = 89.1 \text{ cm}^2.$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{45 \times 1.98^2}{6} = 29.40 \text{ cm}^3.$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{45 \times 1.98^3}{12} = 29.11 \text{ cm}^4.$$

Para $P_1 = 8040 \text{ kg/m}^2$.

$$l \text{ flexión} = 0.32 \sqrt{\frac{fs}{w}}$$

$$l \text{ flecha} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

$$l \text{ corte} = 23.33 \frac{bh}{w}$$

con $\gamma = 0.6$ en madera

$$w = 8040 \times 0.45 = 3618 \text{ kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.32 \text{ m.}$$

$$l \text{ flecha} = 0.32 \text{ m.}$$

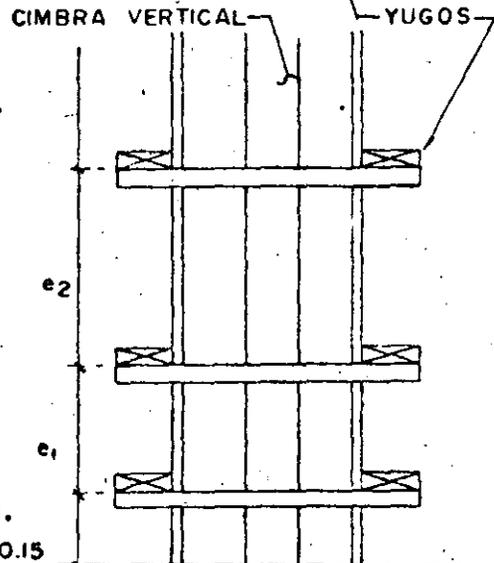
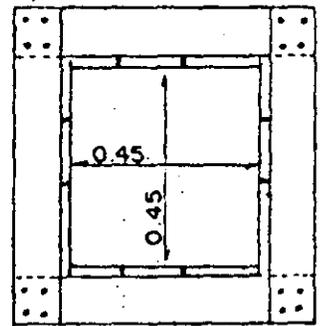
$$l \text{ corte} = 0.57 \text{ m.}$$

usar $e_1 = 0.30 \text{ m.}$

Presión a 0.45 m. de la base.

$$P_2 = 8400 \times \frac{3.50 - 0.45}{350} = 7320 \text{ kg/ m}^2.$$

$$w = 7320 \times 0.45 = 3294 \text{ kg/m.}$$



$$l \text{ flexión} = 0.33$$

$$l \text{ flecha} = 0.33 \text{ usar } e_2 = 0.30$$

$$l \text{ corte} = 0.63$$

$$P_3 = 8400 \times \frac{3.50 - 0.75}{3.50} = 6600 \text{ kg/m}^2.$$

$$w = 6600 \times .45 = 2970 \text{ kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.35$$

$$l \text{ flecha} = 0.35 \text{ usar } e_3 = 0.35$$

$$l \text{ corte} = 0.70$$

$$P_4 = 8400 \times \frac{3.50 - 1.10}{3.50} = 5760 \text{ kg/m}^2.$$

$$w = 5760 \times .45 = 2592 \text{ kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.37$$

$$l \text{ flecha} = 0.36 \Rightarrow e_4 = 0.35$$

$$P_5 = 8400 \times \frac{3.50 - 1.45}{3.50} = 4920 \text{ kg/m}^2.$$

$$w = 4920 \times .45 = 2214 \text{ kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.40$$

$$l \text{ flecha} = 0.38 \Rightarrow e_5 = 0.35$$

$$P_6 = 8400 \times \frac{3.50 - 1.80}{3.50} = 4080 \text{ kg/m}^2.$$

$$w = 4080 \times 0.45 = 1836 \text{ kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.44$$

$$l \text{ flecha} = 0.41 \Rightarrow e_6 = 0.40$$

-43-

$$P_7 = 8400 \times \frac{3.50 - 2.20}{3.50} = 3120 \text{ kg/m}^2.$$

$$w = 3120 \times 0.45 = 1404 \text{ kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.51$$

$$l \text{ flecha} = 0.44$$

$$\Rightarrow e_7 = 0.40$$

$$P_8 = 8400 \times \frac{3.50 - 2.60}{3.50} = 2160 \text{ kg/m}^2.$$

$$w = 2160 \times 0.45 = 972 \text{ kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.61$$

$$l \text{ flecha} = 0.50$$

$$\Rightarrow e_8 = 0.50$$

$$P_9 = 8400 \times \frac{3.50 - 3.10}{3.50} = 960 \text{ kg/m}^2.$$

$$w = 960 \times 0.45 = 432 \text{ kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.91$$

$$l \text{ flecha} = 0.65$$

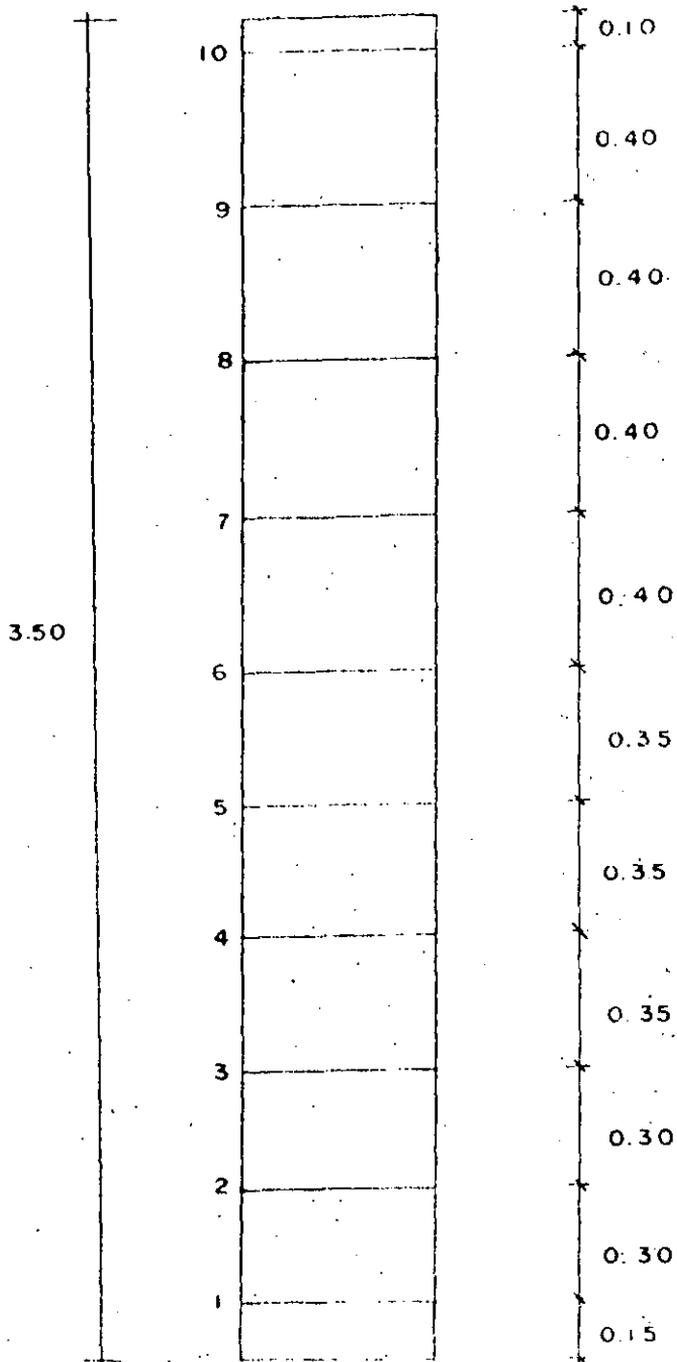
3. - Diseño de Yugos.

Los elementos que forman los yugos estarán trabajando a flexo tensión. Deberán proporcionarse de tal forma que:

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} \leq f_m$$

###

Se usará la siguiente distribución de yugos.



donde:

P: Fuerza axial (kgs)

A : Area de la sección transversal (cm²)

M : Momento flexionante (kg-cm)

S : Módulo de sección (cm³)

para yugo 2:

$$P_2 = 7320 \text{ kg/m}^2.$$

$$9 = 7320 \times 0.30 = 2196 \text{ kg/m} \quad P = \frac{2196 \times 0.45}{2} = 494 \text{ kg.}$$

$$M = \frac{9 l^2}{10} = \frac{2196 \times 0.45^2}{10} = 44.47 \text{ kg-m} = 4447 \text{ kg-cm.}$$

$$S \text{ requerida} = \frac{M}{f} = \frac{4447}{120} = 37 \text{ cm}^3.$$

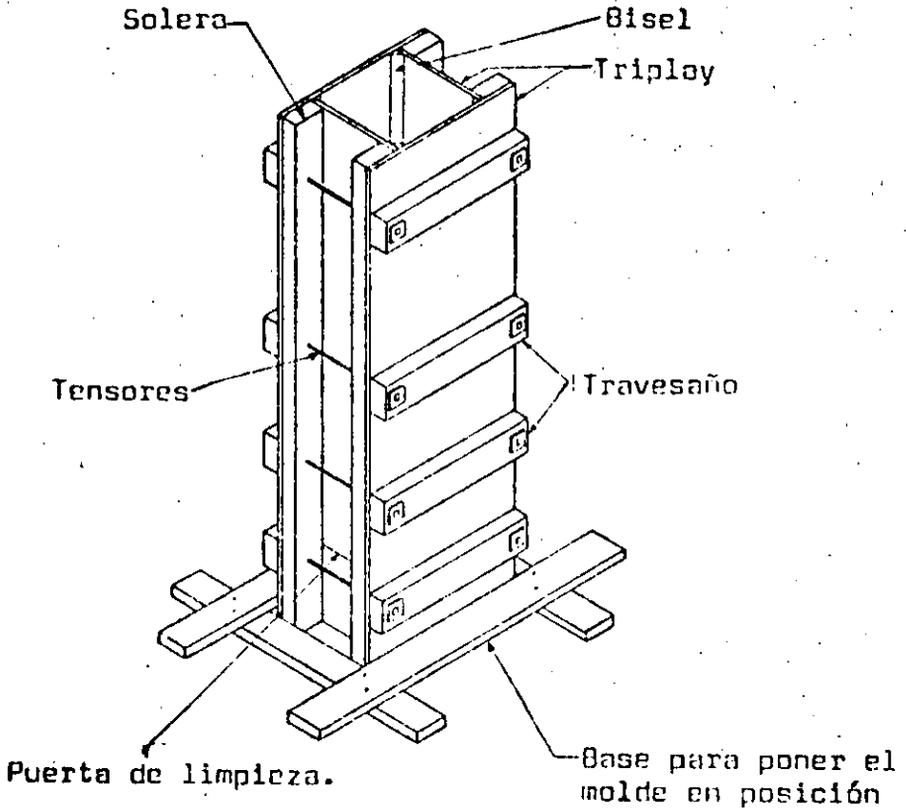
Probar tira 1 1/2" x 4" (espesor efectivo 1 5/16"=3.33cm)

$$A = 3.33 \times 10.2 = 33.97 \text{ cm}^2.$$

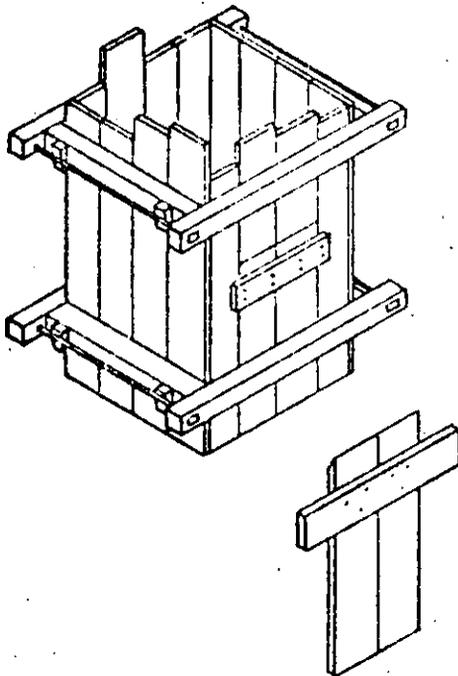
$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{3.33 \times 10.2^2}{6} = 57.74$$

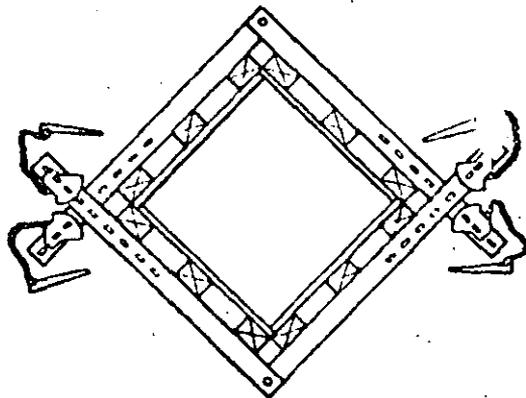
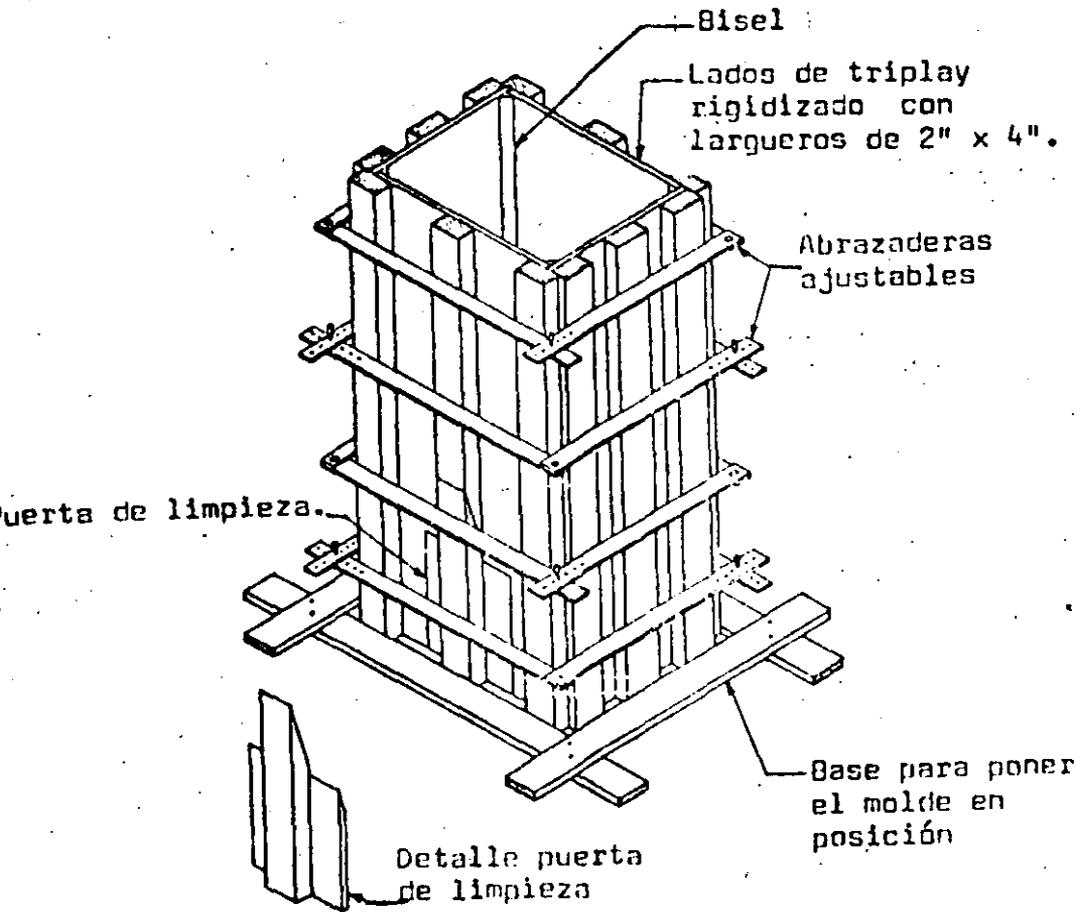
$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} = \frac{494}{33.97} + \frac{4447}{57.74} = 14.54 + 77.01 = 91.55$$

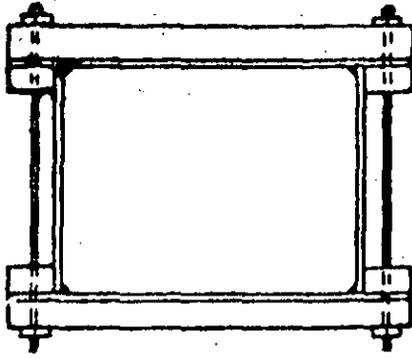
$$f_m = 196 \text{ kg/cm}^2 = 196 \times 0.6 = 120 \text{ kg/cm}^2.$$



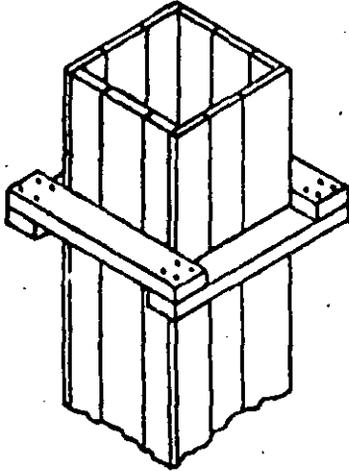
Cimbra típica para columnas ligeras.





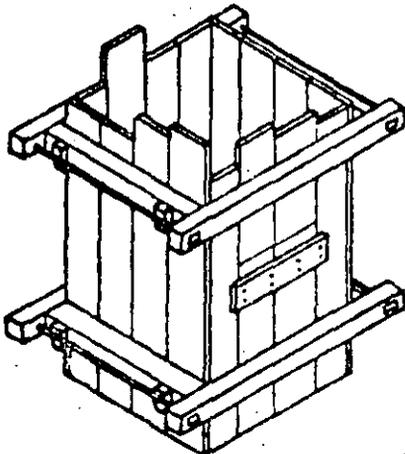


Triplay con yugo combinado
de madera y pernos

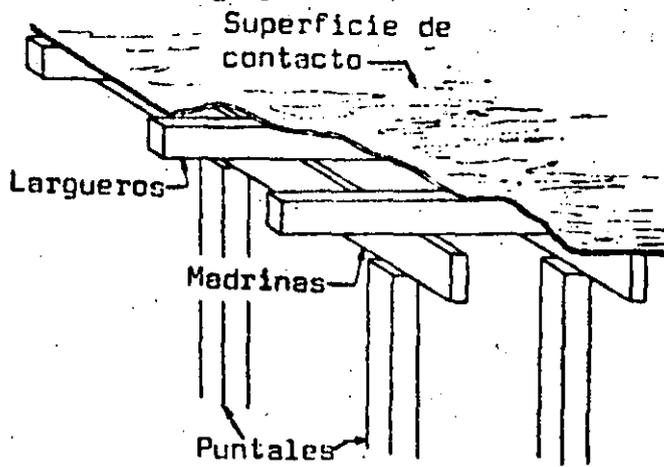


Cimbra de Columnas

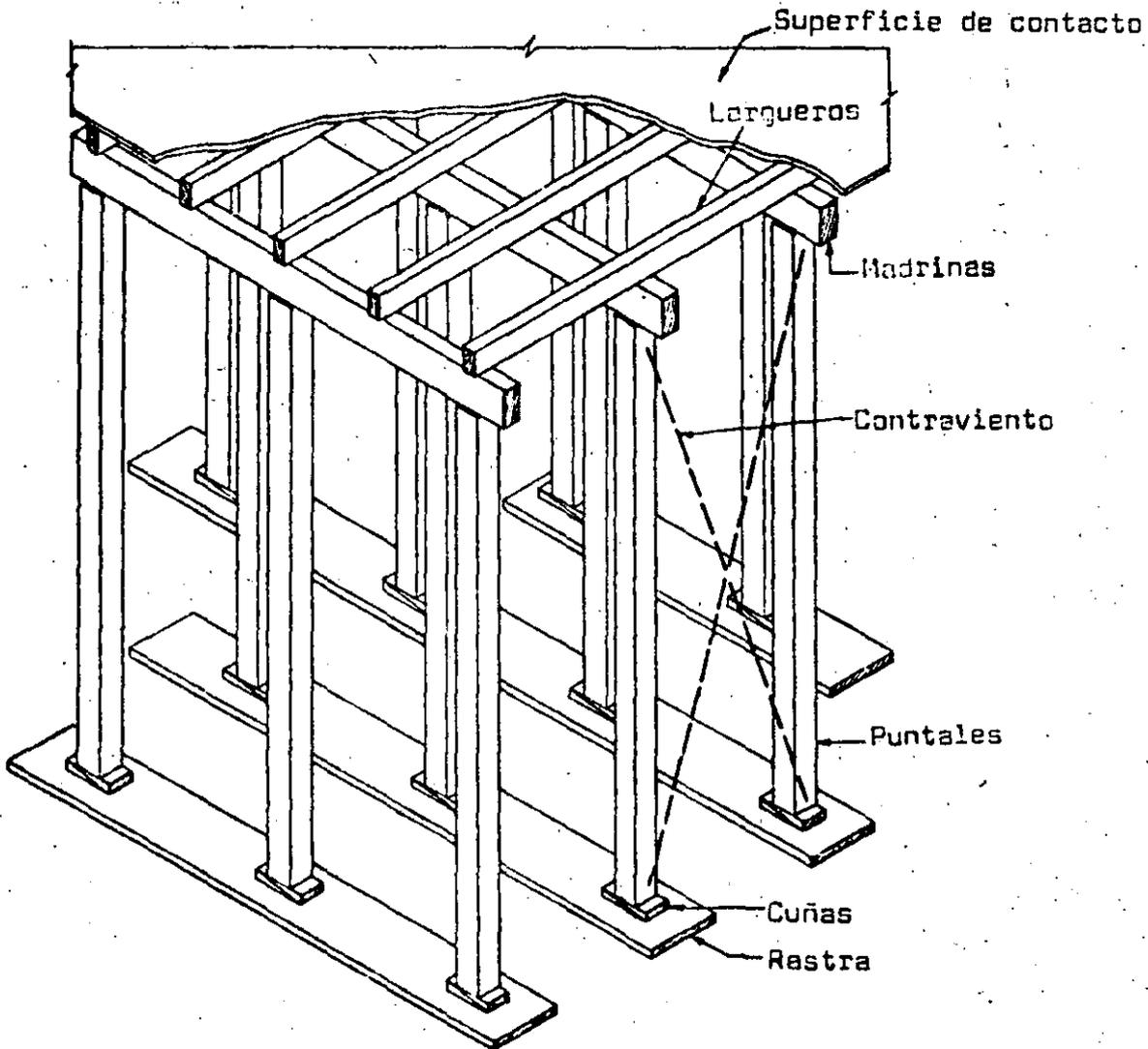
Duela de Madera con
Yugos de madera



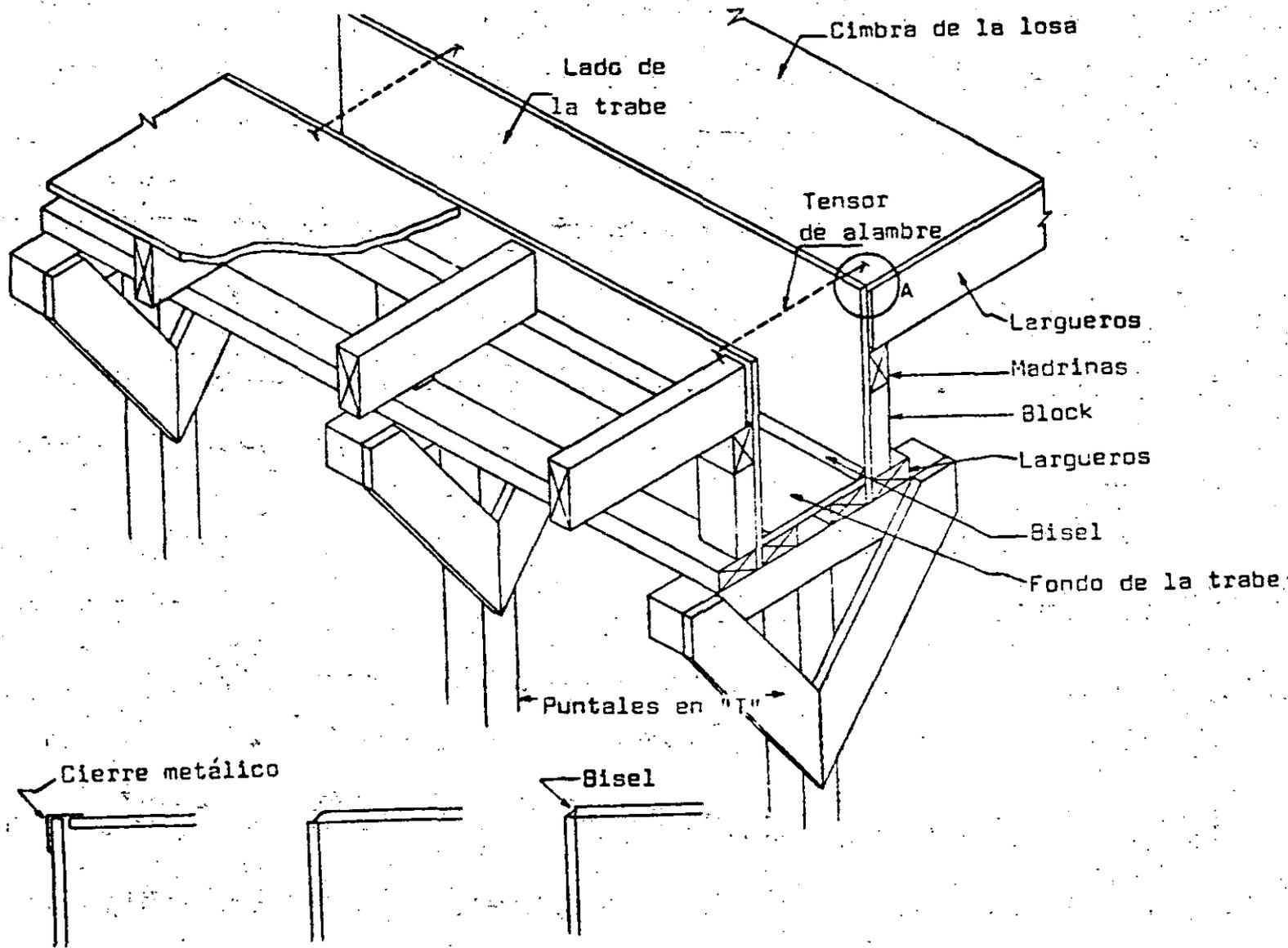
Duela de madera con
yugos combinados de



Cimbra típica de losa



Componentes típicos para cimbra de losas.

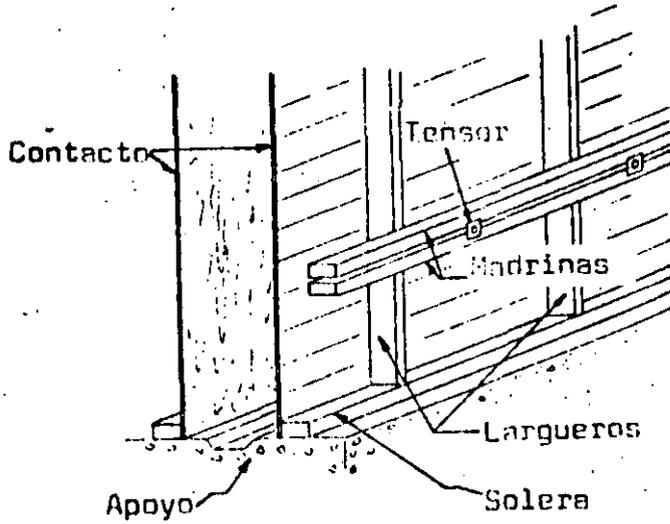


50

Diferentes maneras de resolver las esquinas

Arreglo típico de cimbra para trabe losa

Cimbra típica de muro



Agujeros para pernos o pasadores

Conector

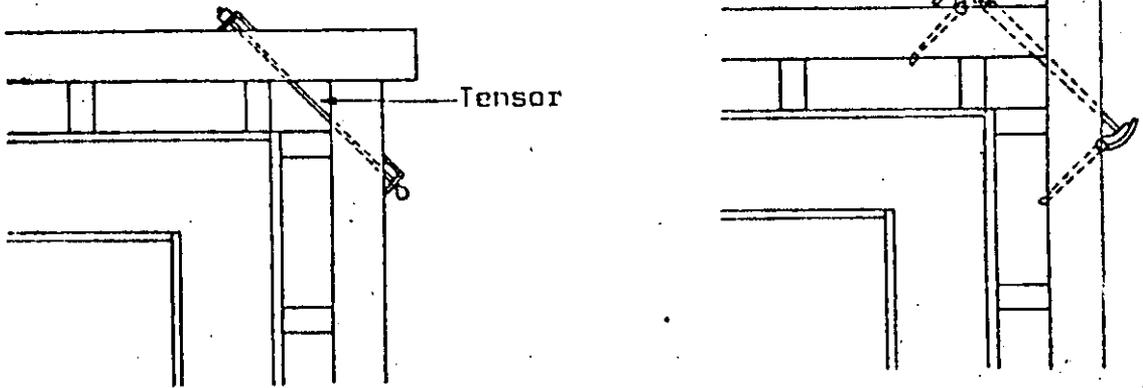
3x4 Travesaño

Rebaje para conector

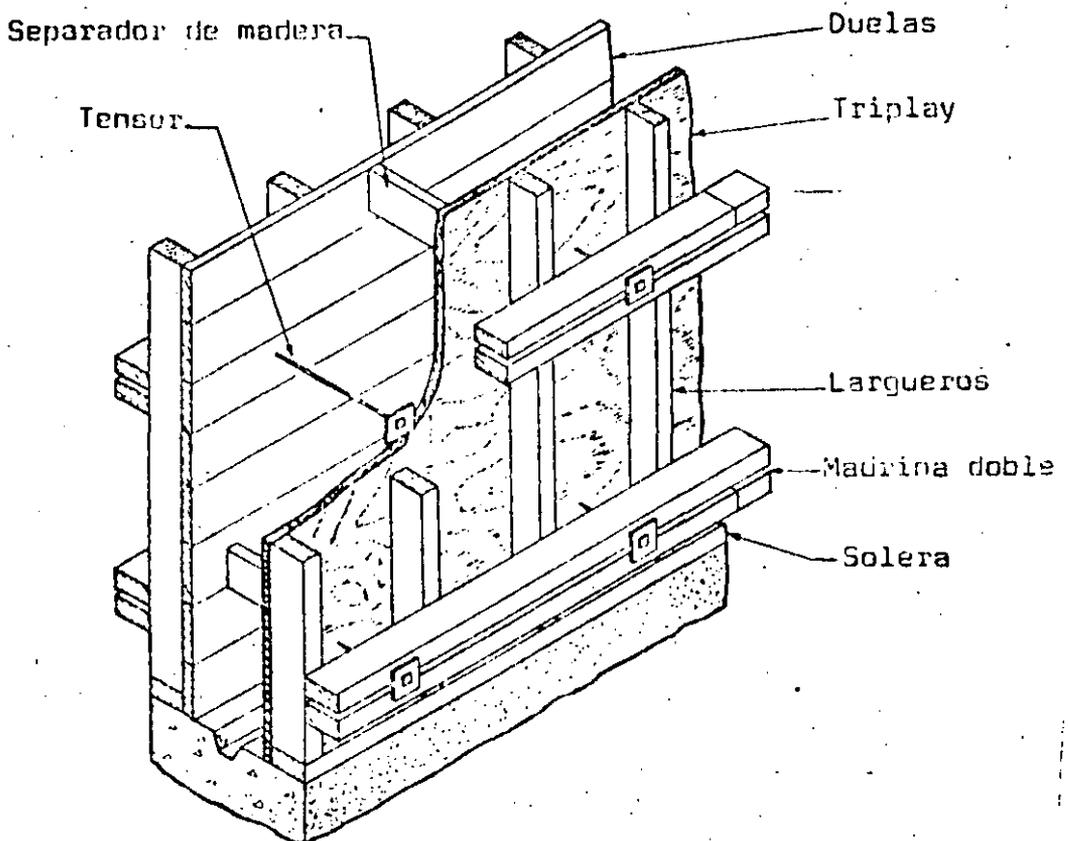
2x4 Marco

3/4" Triplay

Ensamble típico de cimbra de muro

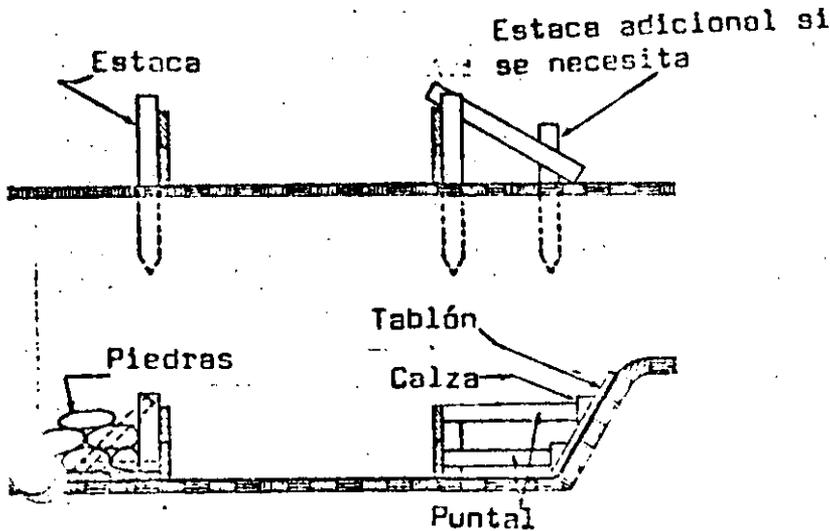
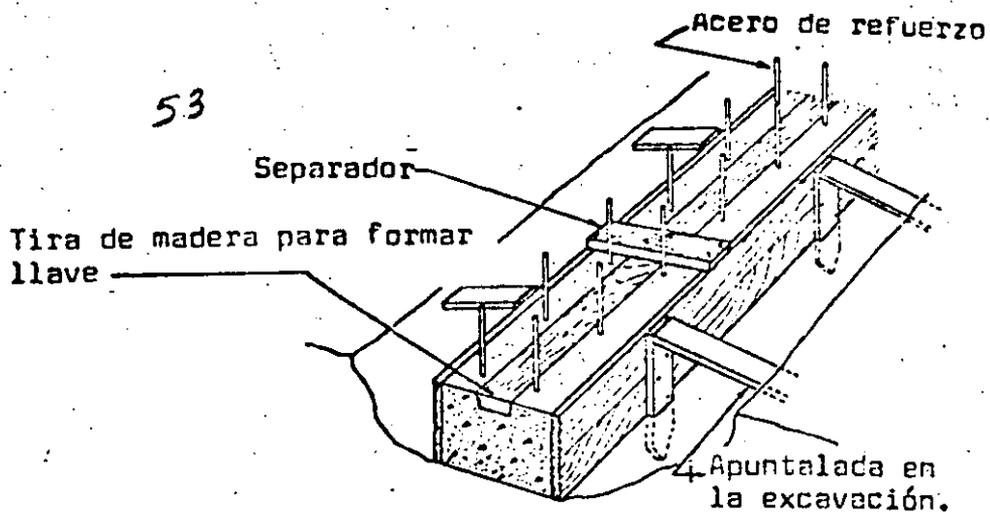


Varias formas de fijar esquinas



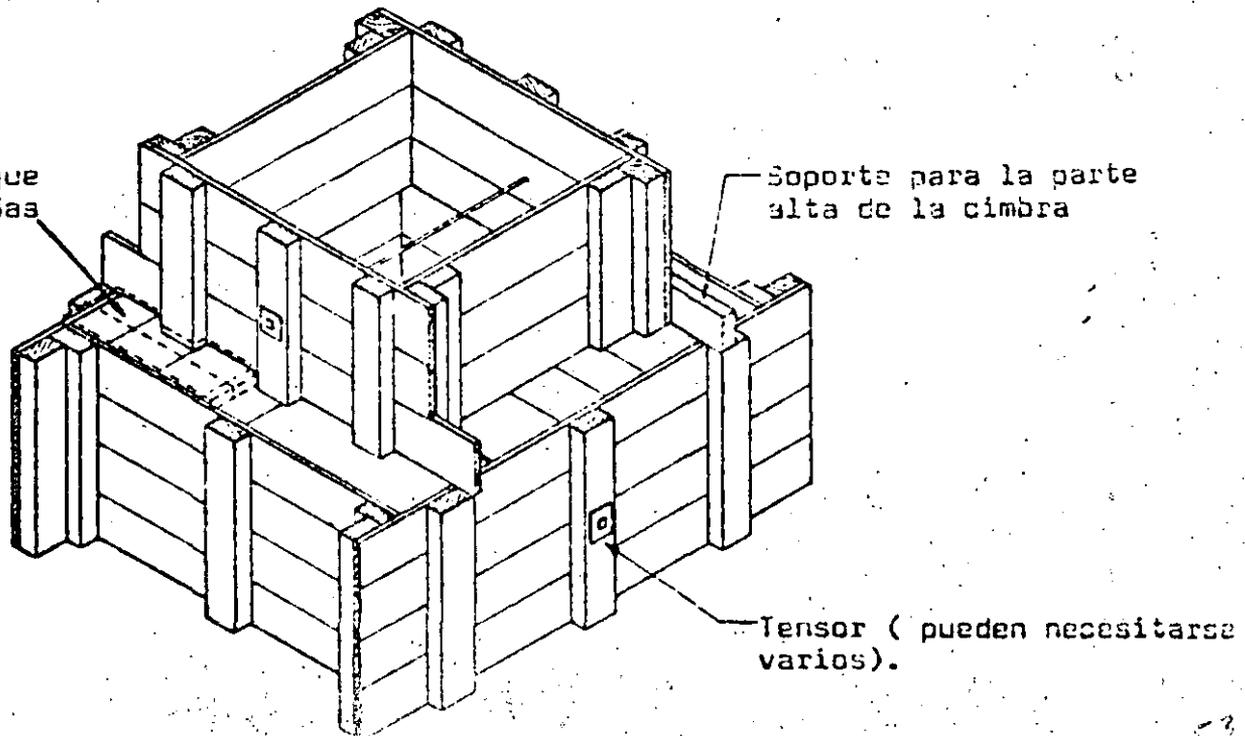
Cimbra típica para muro: Se muestran varias alternativas de materiales, el separador - con frecuencia parte del -

53

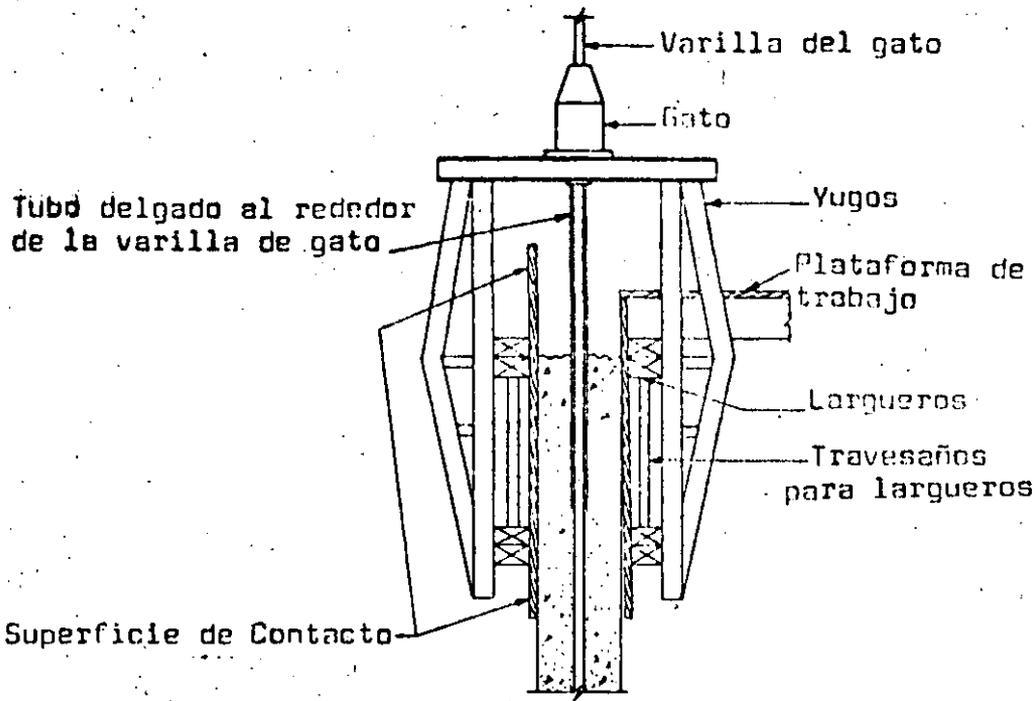


Varias alternativas para zapatas delgadas. Más gruesas pueden requerir tensores

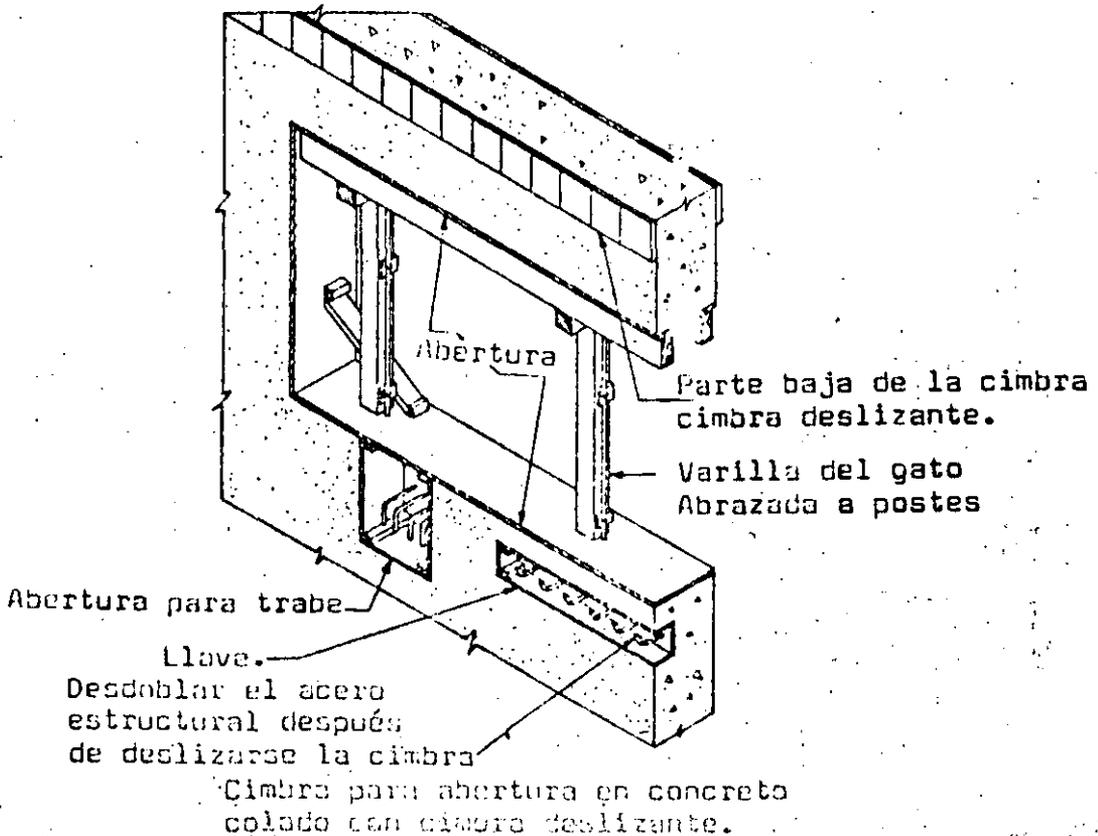
Cimbra para zapata y dado

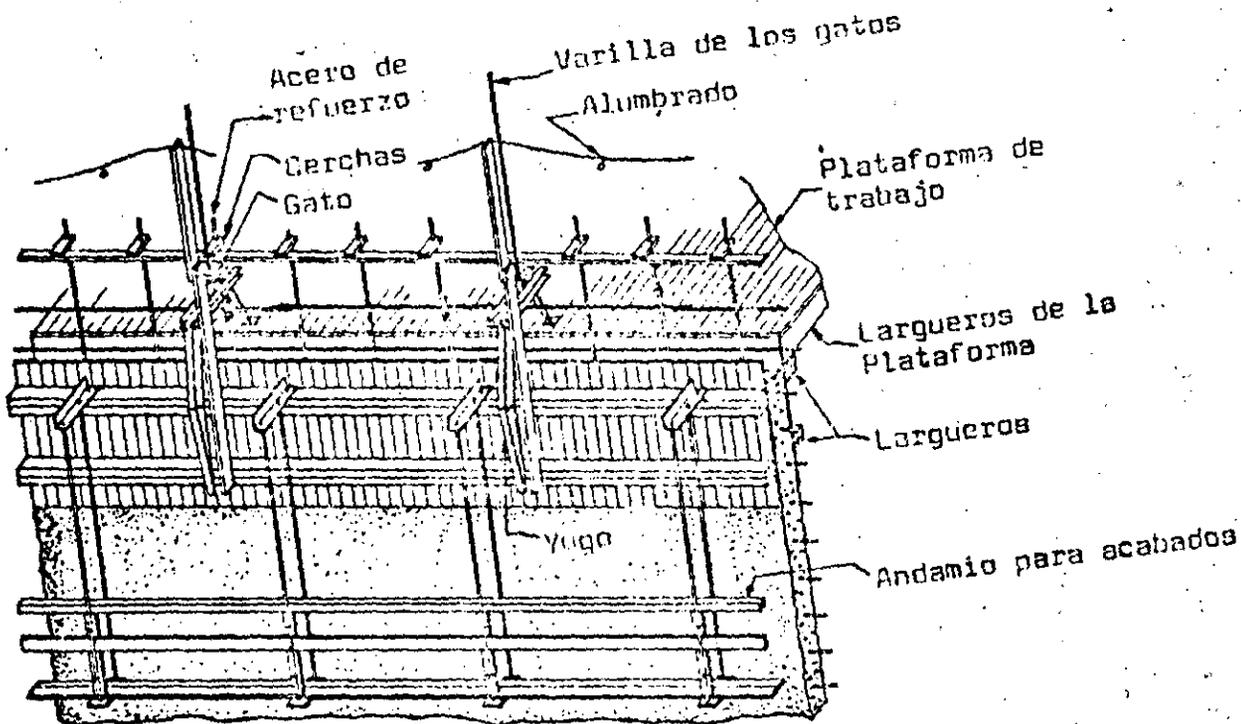


Formas superiores que pueden ser requeridas

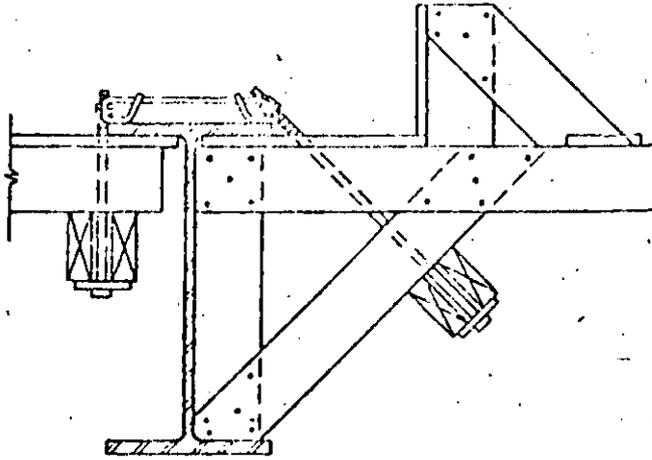


Sección Transversal de cimbra deslizante

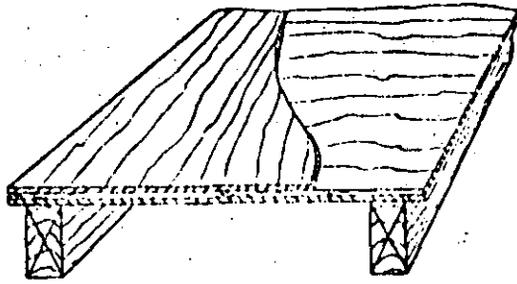




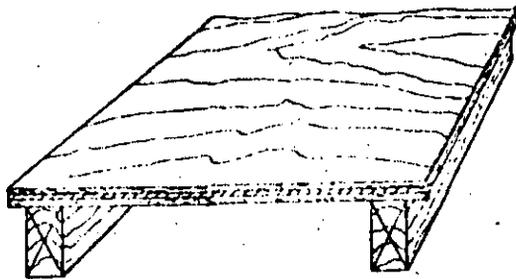
Cimbra deslizante típica



Marco colgado con tensor
inclinado para volado en
viga metálica.



Triplay usado en la dirección más resistente.



Triplay usado en la dirección menos resistente.

TABLA 4-3

85

Hoja de triplay pu- lido. Espeor neto. mm	No. de capas.	Espesor de las capas (nominal)			1 cm. de ancho con la veta visible paralela al claro.			1 cm. de ancho con la veta visible perpendi- cular al claro.			Peso Aproximado (kg)	
		Externas mm	Interiores mm	Central mm (para 5 y 7 capas)	Area de la sec- ción trans- versal cm2	Momen- to de inercia cm4	Módu- lo de sec- ción cm3	Area de la sec- ción trans- versal cm2	Momen- to de inercia cm4	Módu- lo de sec- ción. cm3	Hoja de 1.22 x 2.44	100 m2
3.20	3	1.60	1.60		0.16	0.0023	0.0145	0.1575	0.0003	0.0041	7.2640	244.00
4.75	3	2.12	2.12		0.26	0.0081	0.0343	0.2100	0.0008	0.0074	9.080	305.00
6.35	3	2.82	2.82		0.35	0.1944	0.0612	0.2793	0.0019	0.0132	11.350	381.00
9.50	3	3.20	4.80		0.47	0.0626	0.1321	0.4725	0.0089	0.0378	16.344	549.00
9.50	5	2.54	2.12	2 2.12	0.53	0.0512	0.1079	0.4200	0.0204	0.0644	16.344	549.00
12.70	5	3.20	3.20	2 2.54	0.76	0.1259	0.1987	0.5040	0.0440	0.1071	22.246	747.00
15.90	5	3.20	4.80	2 3.20	0.95	0.2271	0.2867	0.6300	0.1048	0.1890	26.332	885.00
19.00	5	3.20	4.80	2 4.80	0.95	0.3413	0.3598	0.9450	0.2325	0.3265	32.234	1083.00
19.00	7	3.20	2 2.12	3 3.20	0.95	0.3889	0.4097	0.9450	0.1849	0.2701	32.234	1083.00
22.20	7	3.20	2 4.00	3 3.20	1.27	0.5807	0.5241	0.9450	0.3305	0.3796	37.682	1266.00
25.40	7	3.20	2 3.20	3 4.80	1.11	0.7344	0.5799	1.4175	0.6256	0.6073	43.584	1464.00
28.60	7	3.20	2 4.80	3 4.80	1.42	1.0485	0.7362	1.4175	0.8881	0.7491	48.578	1632.00

RADIO MINIMO DE DOBLADO PARA TRIPLAY

TABLA 4-4

Espesor		Curva perpendicular a la veta	Curva paralela a la veta
pulg.	mm.		
1/4	6	38.10	60.96
3/8	10	91.44	137.16
1/2	13	182.88	243.84
5/8	16	243.84	304.80
3/4	19	304.80	365.76

CARGA VERTICAL PARA DISEÑO DE CIMBRAS DE LOSAS.

TABLA 5-1

69

Espesor de losa (cm)	7.5	10	12.5	15	17.5	20	22.5	25.0	27.5	30.5
Concreto de 1600kg/m ³	370	410	450	490	530	570	610	650	690	738
Concreto de 2000kg/m ³	400	450	500	550	600	650	700	750	800	860
Concreto de 2400kg/m ³	430	490	550	610	670	730	790	850	910	982

Carga viva de 250 kg/m². Esta carga es válida para colados comunes. Si se usan carritos motorizados (vogues) para transporte de concreto deberá incrementarse a 500 kg/m².

PRESIONES HORIZONTALES PARA DISEÑO

DE CIMBRAS DE MUROS.

TABLA 5-2

Velocidad vertical de colado (m/h)	Máxima presión lateral (kg/m ²) para la temperatura indicada					
	32°C	27°C	21°C	15°C	10°C	5°C
.30	1220	1280	1355	1465	1610	1830
.60	1710	1830	1985	2195	2490	2930
.90	2195	2380	2615	2930	3365	4025
1.20	2685	2930	3240	3660	4245	5125
1.50	3170	3475	3870	4390	5125	6220
1.80	3660	4025	4495	5125	6000	7320
2.10	4150	4575	5125	5855	6880	8420
2.45	4300	4750	5320	6080	7155	8760
2.75	4450	4920	5515	6310	7425	9100
3.00	4600	5090	5710	6540	7700	9440

NOTA: No se utilicen presiones de diseño mayores, de 10,000

kg/m², ó 2,400 x altura en metros, del concreto fresco dentro de la forma, la que sea menor.

MAXIMA PRESION HORIZONTAL PARA
DISEÑO DE CIMBRAS DE COLUMNAS.

TABLA 5-3

cm.por hr.						
	32°C	27°C	21°C	15°C	10°C	5°C
.30	1220	1280	1355	1465	1610	1830
.60	1710	1830	1985	2195	2490	2930
.90	2195	2380	2615	2930	3365	4025
1.20	2685	2930	3240	3660	4245	5125
1.50	3170	3475	3870	4390	5125	6220
1.80	3660	4025	4495	5125	6000	7320
2.10	4150	4580	5125	5855	6880	8420
2.40	4635	5125	5750	6590	7760	9515
2.75	5125	5675	6380	7320	8635	10615
3.00	5610	6220	7000	8050	9515	11710
3.35	6100	6775	7630	8785	10395	12810
3.65	6590	7320	8260	9515	11270	13910
3.95	7075	7870	8890	10250	12150	14640
4.25	7565	8420	9515	10980	13030	
4.90	8540	9515	10770	12445	14640	
5.50	9515	10615	12025	13910		
6.10	10490	11710	13280	14640		
6.70	11470	12810	14540			
7.30	12445	13910	14640			
7.95	13420	14640				
8.55	14395					
9.15	14640					

NOTA: No se utilicen presiones de diseño mayores de 15,000 kg/m²,

o 2400 x altura en metros del concreto dentro de la forma,

la que sea menor.

MINIMA FUERZA LATERAL. PARA DISEÑO DE
CONTRAVENTEO DE CIMBRAS DE LOSAS.

TABLA 5-4

Espesor de la losa (cm)	Carga muerta kg/ m ²	Fuerza lateral por metro de losa para el ancho de losa indicada (kg)				
		6.0(m)	12(m)	18(m)	24(m)	30(m)
10	317	148	148	148	153	192
15	439	148	148	160	213	266
20	561	148	148	204	272	340
25	683	148	166	249	332	414
30	805	148	195	293	391	488
35	927	148	225	337	450	562
40	1049	148	255	382	509	636
50	1293	157	314	471	628	784

MINIMA FUERZA LATERAL PARA DISEÑO DE
CONTRAVIENTOS DE CIMBRAS DE MUROS, -
APLICADA EN LA PARTE ALTA DEL MOLDE.

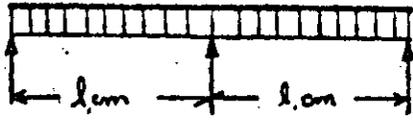
TABLA 5-5

Altura del muro (m)		Fuerza lateral para la presión de viento (prescrita por los códigos) indicada (kg/m)			
		73kg/m ²	98kg/m ²	122kg/m ²	146kg/m ²
(sobre el terreno)					
1.22 ó menos	29.6	44.4	59.2	74.0	88.8
1.83	44.4	66.6	88.8	111.0	133.2
2.44	148.0	148.0	148.0	148.0	148.0
3.05	148.0	148.0	148.0	185.0	222.0
3.66	148.0	148.0	177.6	222.0	266.4
4.27	148.0	155.4	207.2	259.0	310.8
4.88	148.0	177.6	236.5	296.0	355.2
5.49	148.0	199.8	266.4	333.0	399.6
6.10	148.0	222.0	296.0	370.0	444.0
6.70 ó más	24.4 h.	36.6 h	48.8 h	61.0 h	73.2h

Bajo el terreno

FORMULAS DE VIGAS, APLICABLES EN CÍBRAS

VIGA CONTINUA SOBRE 2 CLAROS IGUALES
CARGA UNIFORME

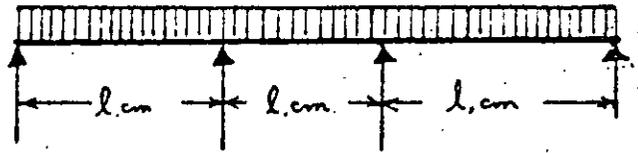


$$M_{max} = \frac{wl^2}{8}$$

$$\Delta_{max} = \frac{wl^4}{195 EI}$$

VIGA CONTINUA SOBRE 3 O MÁS CLAROS
CARGA UNIFORME

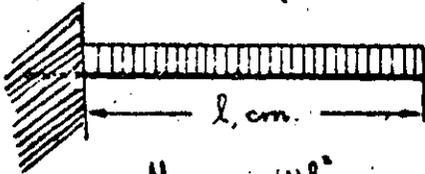
65



$$M_{max} = \frac{wl^2}{10}$$

$$\Delta_{max} = \frac{wl^4}{145 EI}$$

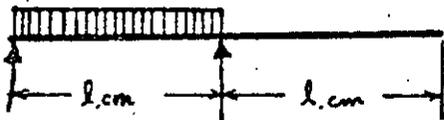
VIGA CANTILIVER (CARGA UNIFORME)



$$M_{max} = \frac{wl^2}{2}$$

$$\Delta_{max} = \frac{wl^4}{8EI}$$

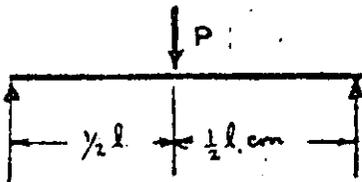
CON 2 APOYOS SOBRESALIENDO UN EXTREMO
ON CARGA UNIFORME ENTRE APOYOS.



$$M_{max} = \frac{wl^2}{8}$$

$$\Delta_{max} = \frac{5}{384} \frac{wl^4}{EI}$$

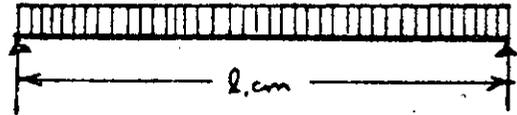
VIGA SIMPLEMENTE APOYADA, CON CARGA
CONCENTRADA AL CENTRO.



$$M_{max} = \frac{Pl}{4}$$

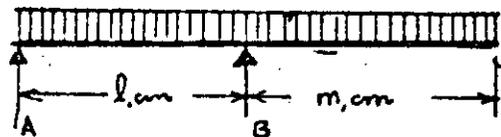
$$\Delta_{max} = \frac{Pl^3}{48EI}$$

VIGA SIMPLEMENTE APOYADA (CARGA UNIFORME)



$$M_{max} = \frac{wl^2}{8}$$

$$\Delta_{max} = \frac{5wl^4}{384 EI}$$



VIGA APOYADA EN AMBOS EXTREMOS, PERO SOBRESALIENDO UNO CON CARGA UNIFORME.

$$M_{max} = \frac{w}{8l^2} (l+m)^2 (l-m)^2$$

$$V_{max} = \frac{w}{2l} (l^2 + m^2)$$



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO ORGANIZADO EN COLABORACION DE LA UNIVERSIDAD DE AGUASCALIENTES.

"RESIDENTES DE CONSTRUCCION"

FABRICACION, TRANSPORTACION Y COLOCACION DEL CONCRETO.

ING. JORGE HUMBERTO DE ALBA C.

DEL 20 AL 25 DE MAYO DE 1985.

FABRICACION DE CONCRETO

INTRODUCCION

1.1 ALCANCE.

En este trabajo se bosquejan métodos y procedimientos para lograr buenos resultados en la medición y mezcla de ingredientes para el concreto. Se revisan también equipos y métodos desarrollados recientemente.

1.2 OBJETIVO.

Al hacer estas recomendaciones, se consideró:

1. Que el adelanto en el mejoramiento de la construcción con concreto, dará un mejor resultado mediante la presentación de altos estándares de uso, en lugar de "prácticas comunes". En este aspecto, algunos consideran que los sistemas inferiores les bastan, pero estas recomendaciones se proponen tomando como base lo que "debería hacerse".
2. Es evidente que los sistemas empleados para producir y colocar concreto de alta calidad, pueden ser tan económicos como aquellos que nos dan un concreto de baja calidad.

1.3 OTRAS CONSIDERACIONES.

Todos aquellos que se ocupan en trabajos de concreto, deben tomar en cuenta la importancia de mantener el contenido unitario de agua tan bajo como lo permitan los requisitos de colocación. Aunque la relación agua-cemento se mantenga constante, un aumento del agua por unidad, también aumenta potencialmente el agrietamiento por contracción durante el secado y con este agrietamiento el concreto pierde parte de su durabilidad y otras características deseables, por ejemplo: Su acción monolítica y baja permeabilidad. Cuando se aumenta arbitrariamente agua, se incrementa la relación agua-cemento y tanto la resistencia como la durabilidad se afectan adversamente. A medida que la cimbra se llena

con la correcta combinación de sólidos y la menor cantidad posible de agua, mejor será el concreto resultante. Debe practicarse un uso moderado en la cantidad de agua, cemento y agregado fino, junto con el uso del agregado graduado al tamaño máximo permitido por las aberturas de la cimbra y el espacio entre el refuerzo. También debe emplearse la estricta cantidad de cemento que se requiera para obtener la resistencia adecuada y otras propiedades esenciales. Únicamente se empleará la cantidad de agua y agregado fino que se requiera para hacer fácil su manejo, y obtener así un buen vaciado y consolidación por medio de la vibración.

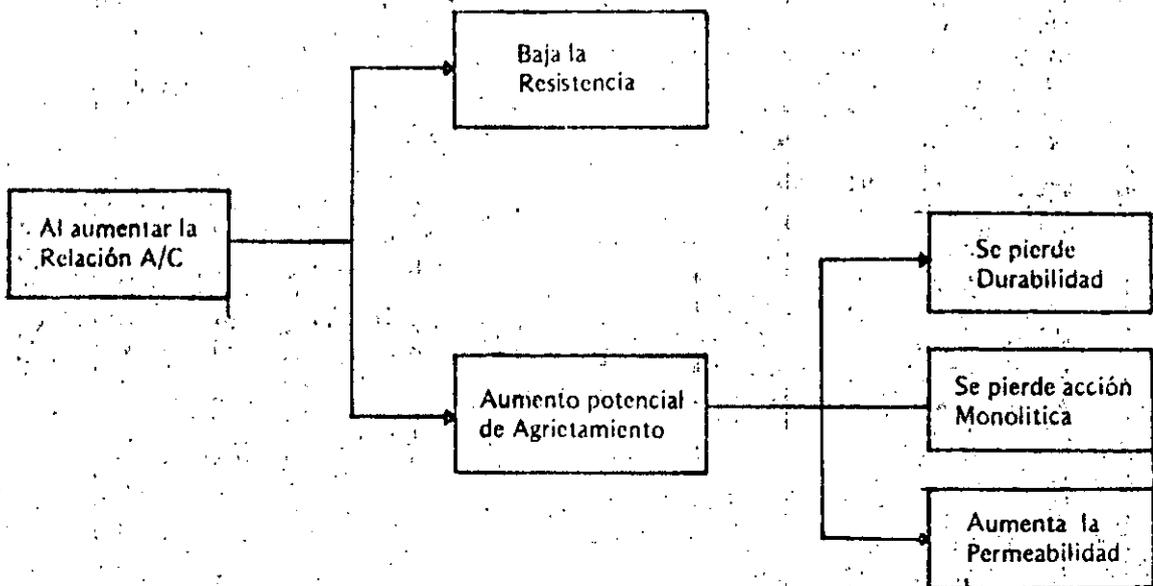
RECOMENDACION

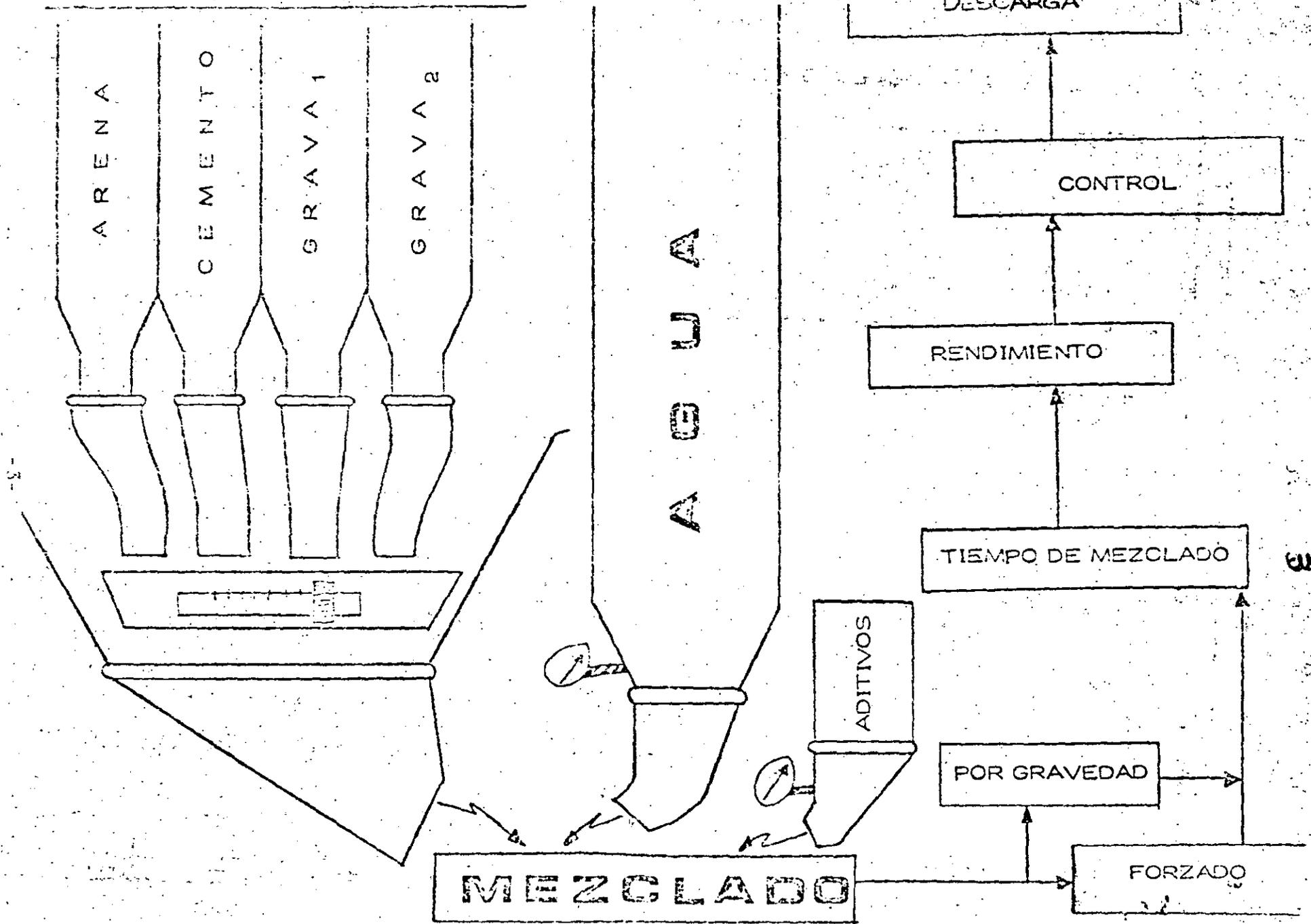
Mantener Al Mínimo la Cantidad de Agregado Fino



RECOMENDACION

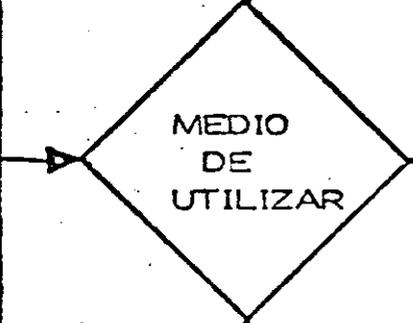
Mantener el Contenido de Agua tan Bajo como sea posible.





TRANSPORTE DE CONCRETO

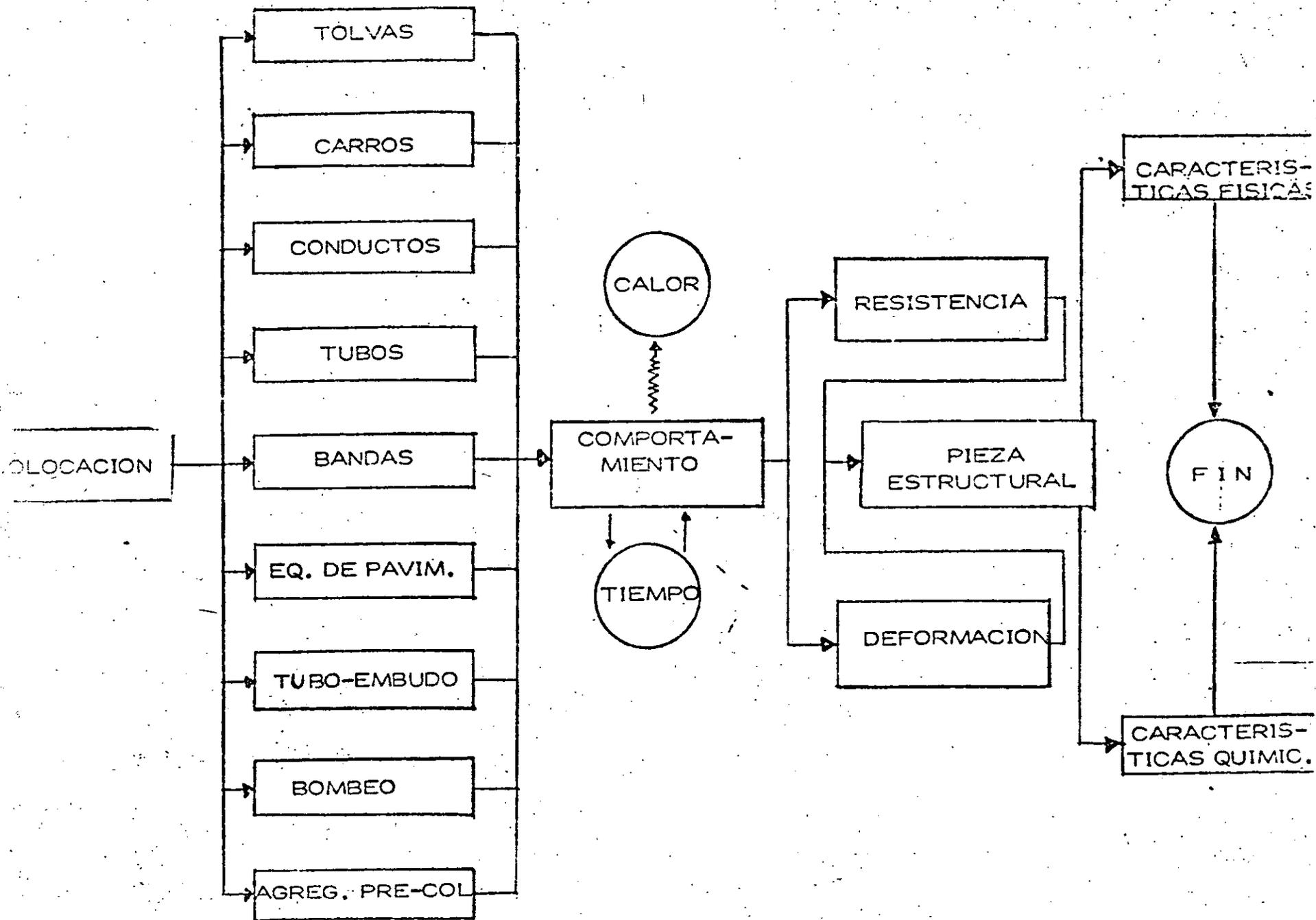
- FACTORES QUE INTERVIENEN:
- = DISTANCIA A RECORRER
 - = TIEMPO DE TRANSPORTE
 - = CONDICIONES DEL CAMINO
 - = TRANSPORTE DISPONIBLE
 - = CARACTERISTICAS DEL CONCRETO
 - = DESPLAZAMIENTO: HORIZONTAL O VERTICAL
 - = VOLUMEN A TRANSPORTAR
 - = COSTO



- = CAJAS
- CAMION = CUCHARONES
- = REVOLVEDORA (OLLA)

- = CAJA FIJA
- = CUCHARONES
- FERROCARRIL: = GONDOLA
- = TOLVAS

- = BANDA TRANSPORT.
- = TUBERIA
- OTROS: = MANGUERA
- = TORNILLO HELICOIDAL
- = MALACATES Y POLEAS



CONTROL, MANEJO Y ALMACENAMIENTO DE MATERIALES

2.1 AGREGADOS.

Los agregados fino y grueso, al descargarse en la tolva dosificadora por peso, deben ser de buena calidad, uniformes en granulometría y contenido de humedad. La producción de un concreto uniforme será difícil, si no se siguen las especificaciones relativas a la selección, preparación y manejo adecuado de los agregados.

2.1.1 Agregado grueso.

2.1.1.1 Tamaños:

La segregación en un agregado grueso se reduce prácticamente al mínimo, mediante la separación del material en fracciones de varios tamaños y de la dosificación de estas fracciones por separado. A medida que la variedad de tamaños de cada fracción disminuye y el número de separaciones por tamaño aumenta, la segregación disminuye aún más. El control eficaz de segregación y de materiales de inferior tamaño que lo normal se logra adecuadamente cuando la proporción de medidas máximas a mínimas en cada fracción se mantiene a no más de cuatro, para agregados menores de 25.4 mm. (1 pulgada) de diámetro, y de dos, para los tamaños mayores.

Ejemplos de algunas maneras de agrupar fracciones de agregados son las siguientes:

EJEMPLO 1.

- 4.76 hasta 20 mm (Núm. 4 hasta 3/4 de pulgada)
- 20 hasta 40 mm (3/4 hasta 1-1/2 pulgada)
- 40 hasta 75 mm (1-1/2 hasta 3 de pulgadas)
- 75 hasta 150 mm (3 hasta 6 pulgadas)

EJEMPLO 2.

- 4.76 hasta 125 mm (Núm. 4 hasta 1 pulgada)
- 25 hasta 50 mm (1 hasta 2 pulgadas)
- 50 hasta 100 mm (2 hasta 4 pulgadas)

2.1.1.2 Control de material de menor tamaño.

Para un control eficaz de granulometría, es esencial que las operaciones de manejo no aumenten significativamente la cantidad de los materiales de menor tamaño en los agregados, antes de su uso en concreto. La granulometría del agregado al entrar en la revoladora debe ser uniforme y dentro de los límites especificados. Los análisis de mallas del agregado grueso deben practicarse frecuentemente, para asegurarnos que cumple con los requisitos de granulometría. Cuando se emplean dos o más tamaños de agregado, deben hacerse cambios en las proporciones de los tamaños las veces que sea necesario, para mejorar la graduación total del agregado combinado.

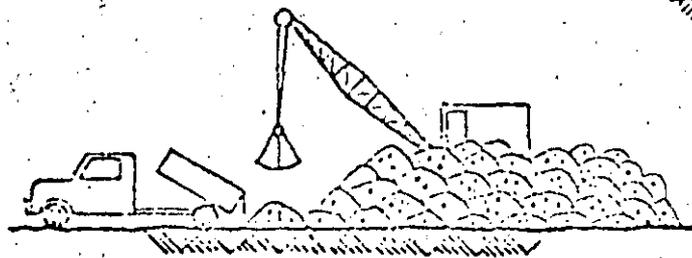
2.1.2 Agregado fino (arena).

El agregado fino debe controlarse para reducir al mínimo las variaciones en la graduación, manteniendo las fracciones más finas uniformes y teniendo cuidado de evitar la excesiva eliminación de los finos durante el proceso.

2.1.3 Almacenamiento.

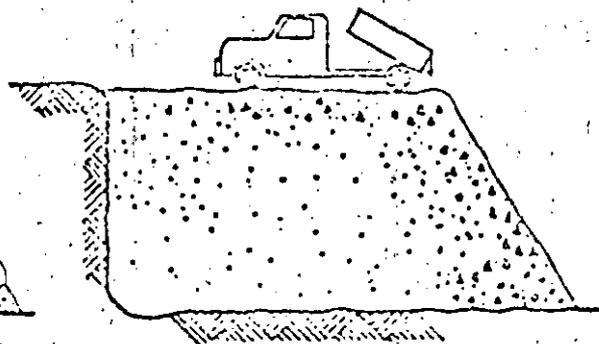
El almacenaje en montones de agregados debe mantenerse al mínimo, pues aún bajo condiciones ideales los finos tienden a acumularse. Sin embargo, cuando es necesario almacenar en montones, el uso de métodos incorrectos acentúa problemas con los finos y también causa segregación, rompimiento del agregado y una excesiva variación en la graduación. Los montones deben construirse en capas horizontales o suavemente inclinadas, no por volteo. Sobre los montones no deben operarse camiones, bulldozers, y otros vehículos, puesto que, además de quebrar el agregado, a menudo dejan tierra sobre los depósitos. Debe proveerse una base dura para evitar la contaminación del material en el fondo, y el traslape de los diferentes tamaños debe evitarse mediante muros apropiados o amplios espacios entre los montones. No debe permitirse que el viento separe los agregados finos secos, y los depósitos no deben contaminarse oscilando cucharones o cangilones sobre los varios tamaños de agregados almacenados en montones.

Los silos de agregados deben mantenerse tan llenos como sea práctico, para reducir al mínimo el res-



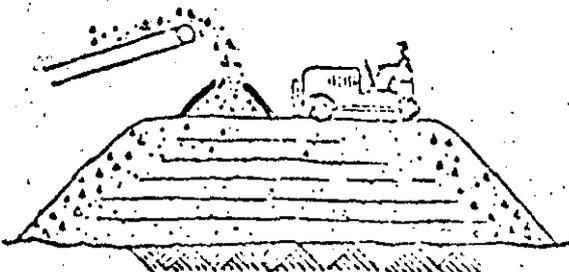
1 PREFERIBLE

El uso de grúas u otros medios para colocar material en pila, en unidades no mayores que una carga de camión la cual permanece donde se coloca sin rodar por la pendiente.



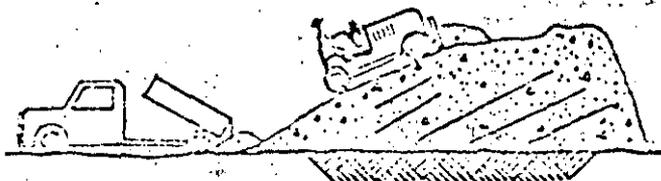
2 OBJETABLE

Emplear métodos que permitan al agregado rodar por las pendientes a medida que se agrega a la pila. Permitir al equipo de acarreo operar sobre el mismo nivel repetidamente.



3 ACEPTABILIDAD LIMITADA

Apilar rápidamente en capas horizontales por medio de un bulldozer desde los materiales conforma caen de la banda transportadora. Un acceso de roca puede ser requerido en este arreglo.



4 GENERALMENTE OBJETABLE

Acomodar el agregado por medio de un bulldozer en capas progresivas sobre pendientes no menores de 3 a 1. A menos que el material sea altamente resistente a la ruptura estos métodos son también objetables.

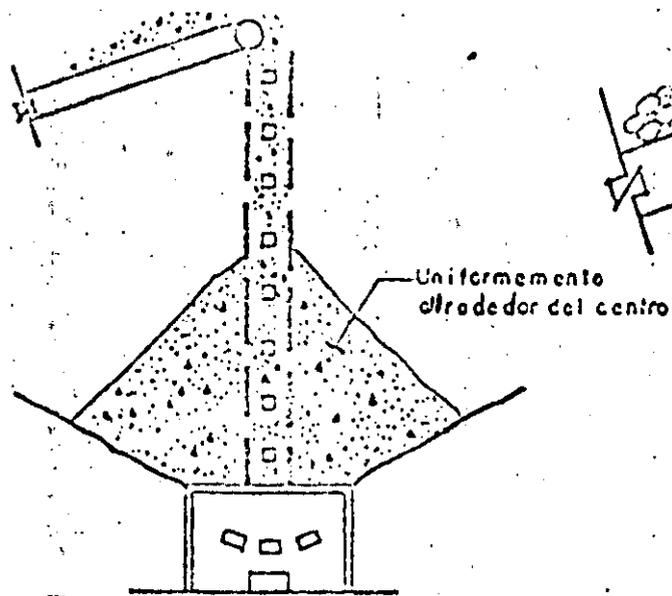
**MÉTODOS INCORRECTOS
DE APILAR AGREGADOS**

CAUSANDO SEGREGACION Y RUPTURA

Nota: Se permitirá el apilamiento de agregado grueso cuando en la planta dosificadora se criebe al mismo.

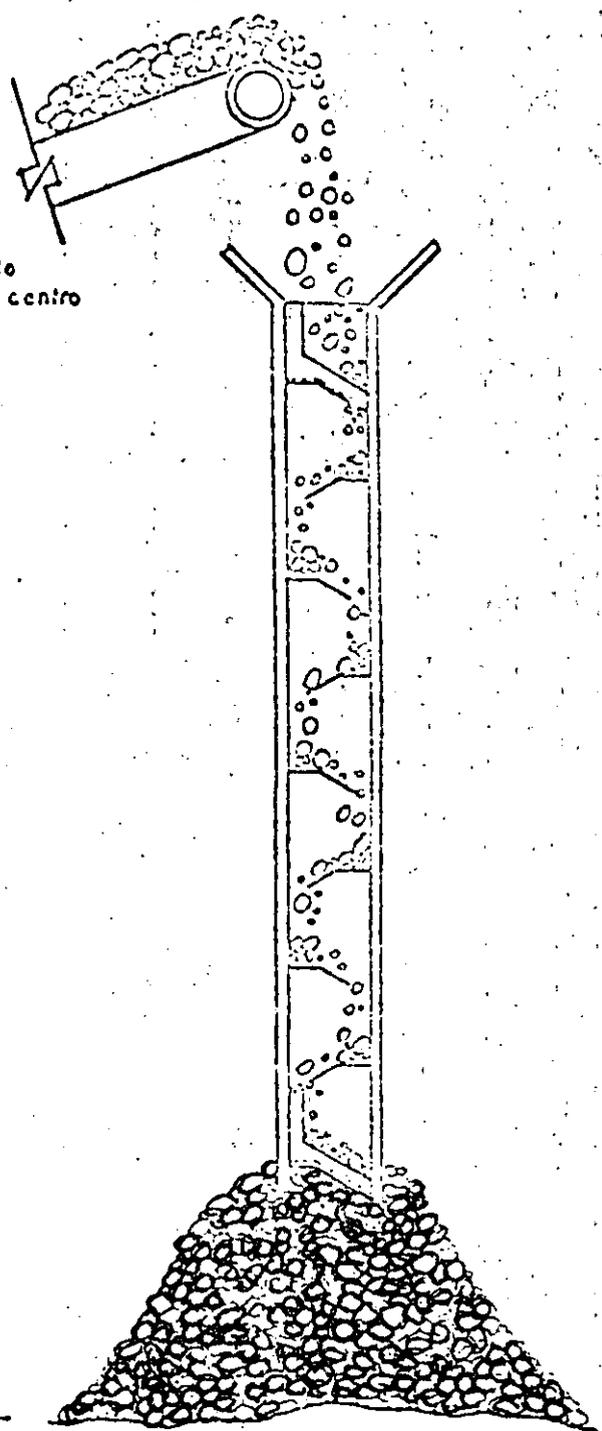
TÍTULO

MANEJO DE AGREGADOS
MÉTODOS RECOMENDADOS



1 CORRECTO

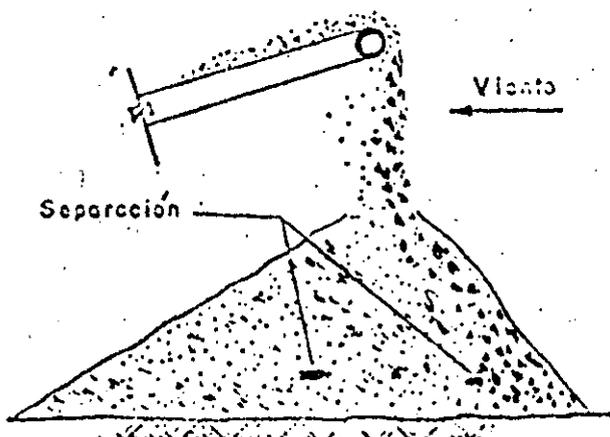
Verter el material proveniente de una banda transportadora en una chimenea que prevendrá la separación de materiales gruesos y finos por el viento. Es conveniente proveer aberturas según se requiera para descargar material a diferentes alturas de la pila.



3

Cuando se apilen agregados de tamaño grande por medio de transportadores elevados es conveniente usar un escalonamiento como el mostrado para hacer mínima la ruptura del material.

ALMACENAMIENTO DE AGREGADOS TERMINADOS

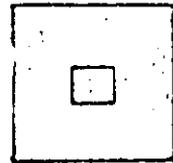
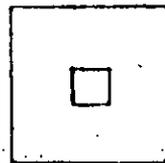
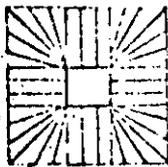
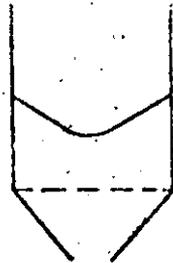
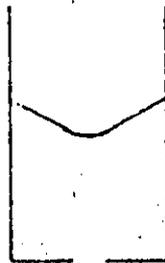
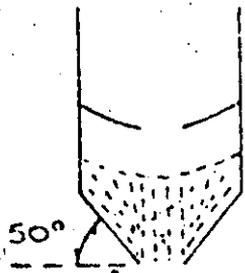


2 INCORRECTO

Permitir la caída libre del material desde el extremo elevado de la banda transportadora ocasionando así la separación de materiales gruesos y finos por el viento.

ALMACENAMIENTO DE AGREGADOS FINOS O SIN TERMINAR (SECOS)

a



CORRECTO

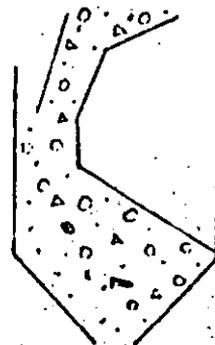
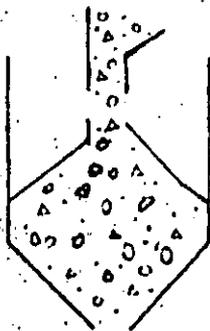
INCORRECTO

FONDO COMPLETO CON INCLINACION DE 50° EN RELACION CON LA HORIZONTAL EN TODOS LOS SENTIDOS HACIA LA SALIDA CON LAS ESQUINAS DE LA TOLVA REDONDEADOS DE MODO QUE TODO EL MATERIAL SE DESLICE HACIA LA SALIDA

DEPOSITOS DE FONDO PLANO O CON CUALQUIER COMBINACION DEPENDIENTES QUE TENGAN ESQUINAS O AREAS OCASIONANDO QUE NOTODO EL MATERIAL EN LA TOLVA FLUYA FACILMENTE POR LA SALIDA

INCLINACION DEL FONDO DE LAS TOLVAS PARA AGREGADOS

b



CORRECTO

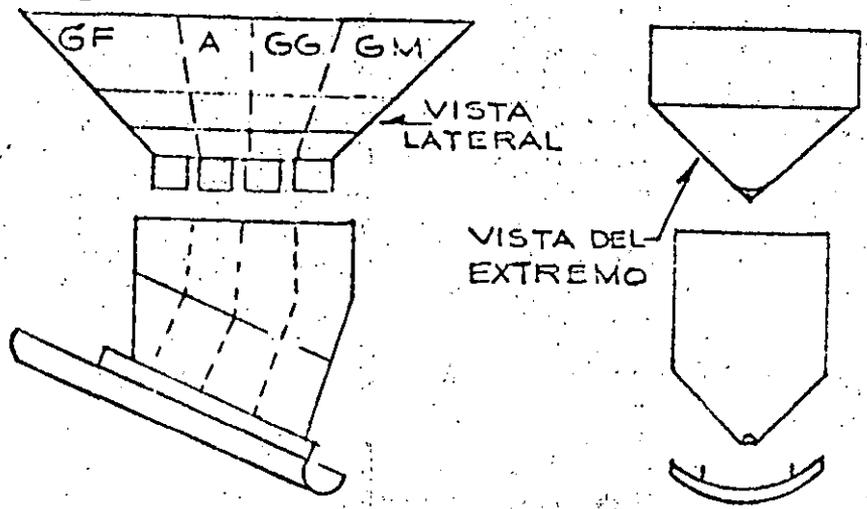
INCORRECTO

EL MATERIAL CAE VERTICALMENTE EN LA TOLVA, DIRECTAMENTE SOBRE LA ABERTURA DE DESCARGA, PERMITIENDO LA DESCARGA DEL MATERIAL MAS UNIFORME

CAIDA DEL MATERIAL DENTRO DE LA TOLVA EN ANGULO. EL MATERIAL QUE NO CAE DIRECTAMENTE SOBRE LA ABERTURA NO SIEMPRE RESULTA UNIFORME AL DESCARGARLO

LLENADO DE LAS TOLVAS DE AGREGADOS

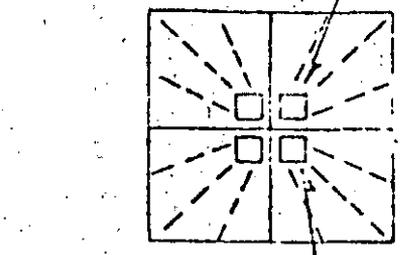
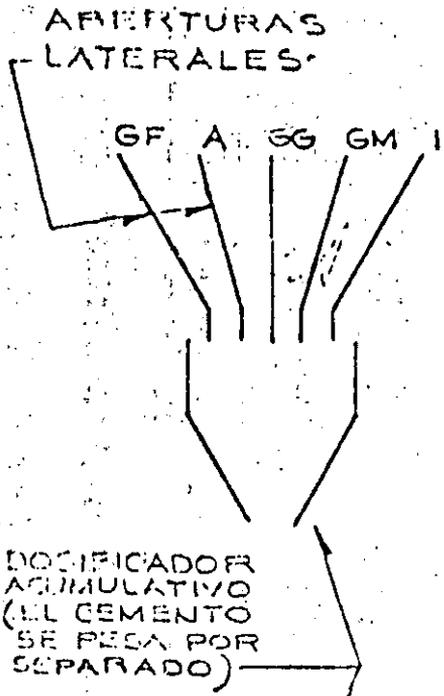
ii
e



DISPOSICION PREFERIBLE

PESADA AUTOMÁTICA Y ACUMULADA DE AGREGADOS QUE SE LLEVAN A LA MEZCLADORA POR CANDA TRANSPORTADORA. EL CEMENTO PESADO SEPARADAMENTE SE DESCARGA EN FORMA CONTROLADA DE MANERA QUE EL CEMENTO FLUYA MIENTRAS LOS AGREGADOS SE DESCARGAN.

d

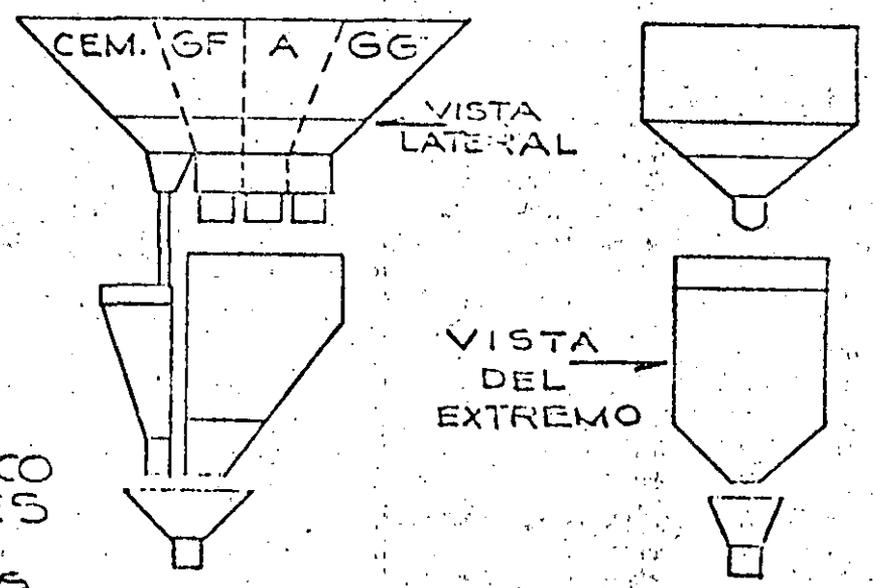


ABERTURAS EN LAS ESQUINAS

ACOMODOS POCO CONVENIENTES

CUALCQUIERA DE LAS DISPOSICIONES (QUE SE VEN ARRIBA) PARA DESCARGA DE TOLVAS CON FUERTES PENDIENTES PROVOCAN SEGREGACION Y DETE-RIOR EN LA UNIFORMIDAD.

f



DISPOSICION ACEPTABLE

PESADA AUTOMÁTICA Y ACUMULADA DE AGREGADOS. EL CEMENTO PESADO SEPARADAMENTE SE DESCARGA EN FORMA CONTROLADA, DE MANERA QUE EL CEMENTO FLUYA MIENTRAS LOS AGREGADOS SE DESCARGAN.

quebrajamiento y los cambios de graduación al extraer los materiales. Los materiales deben depositarse verticalmente en los silos y directamente sobre el orificio de salida.

2.1.4 Control de Humedad.

Hay que hacer un esfuerzo para asegurar un contenido de humedad uniforme y estabilizar el agregado al dosificarlo. El uso de agregados que tienen cantidades variables de agua libre, es una de las causas más frecuentes de la pérdida de control de la consistencia del concreto (revenimiento). En algunos casos puede ser necesario mojar el agregado grueso en los montones de reserva o en las cintas de entrega, para compensar el alto grado de absorción, o suministrar enfriamiento. Posteriormente, los agregados deben pasarse sobre cribas secadoras apropiadas, para impedir que el exceso de agua libre vaya a los silos.

Debe darse tiempo suficiente para el drenaje del agua libre del agregado fino, antes de trasladarse a los silos de la planta de dosificación. El tiempo de almacenaje que se necesita depende sobre todo de la graduación y forma de las partículas del agregado. La experiencia ha demostrado que un contenido de humedad libre de hasta el 6% y de vez en cuando hasta del 8%, se mantendrá estable en el agregado fino. Sin embargo, algunas empresas que se dedican a la colocación de concreto a gran escala exigen que la variación de humedad en el agregado fino no sea mayor del 2% en 8 horas, o del 0.5% en 1 hora.

La insistencia en un contenido de humedad estable en el agregado; el uso de medidores de humedad para indicar variaciones en la humedad del agregado fino al dosificarlo; y el uso de compensadores de humedad para el rápido ajuste de peso de la dosificación, pueden reducir al mínimo la influencia de la variación de humedad en el agregado fino.

2.1.5 Muestras para pruebas.

Las muestras representativas de los varios tamaños del agregado que se dosifica deben tomarse lo más cerca posible del punto de su mezcla con el concreto. La dificultad en conseguir muestras representativas aumenta de acuerdo con el tamaño del agregado. Por lo tanto, los aparatos de muestreo que se utilizan requieren un cuidadoso diseño si han de obtenerse resultados de pruebas significativos.

2.2 Almacenamiento del Cemento.

Todo el cemento debe almacenarse en estructuras contra el mal tiempo, apropiadamente ventiladas, para impedir la absorción de humedad.

Las facilidades de almacenamiento para cemento a granel deben incluir compartimentos separados para cada tipo de cemento que se utiliza. El interior de un silo de cemento debe ser lizo, con una inclinación horizontal mínima de 50 grados en el fondo para un silo circular, y desde 55 a 60 grados para un silo rectangular. Los silos que no sean construcción circular, deben ser provistos de cojines de deslizamiento, que no se atasquen, por los cuales se pueda introducir a intervalos, pequeñas cantidades de aire a baja presión de 3 hasta 5 pies (aproximadamente 0.2 — 0.4 Kgf/cm²), para soltar el cemento que se haya compactado dentro de los silos.

Los silos de almacenaje deben ser limpiados con frecuencia, preferentemente una vez por mes, para impedir la formación de costras de cemento.

El cemento envasado en sacos debe ser apilado sobre plataformas, para permitir la apropiada circulación de aire. Para un período de almacenamiento de menos de 60 días, se recomienda evitar que se superpongan más de 14 sacos de cemento, y para períodos mayores no deben superponerse más de 7 sacos. Como precaución adicional, se recomienda que se utilice primero (hasta donde sea posible) el cemento más viejo.

2.3 Almacenamiento de materiales puzolánicos.

Las puzolanas y otros materiales cementantes deben manejarse, trasladarse y almacenarse de la misma manera que el cemento.

2.4 Aditivos.

Los aditivos fabricados en forma líquida deben almacenarse en tambores o tanques herméticos, protegidos de la congelación. La agitación de estos materiales durante su uso debe hacerse de acuerdo con las indicaciones dadas por el fabricante.

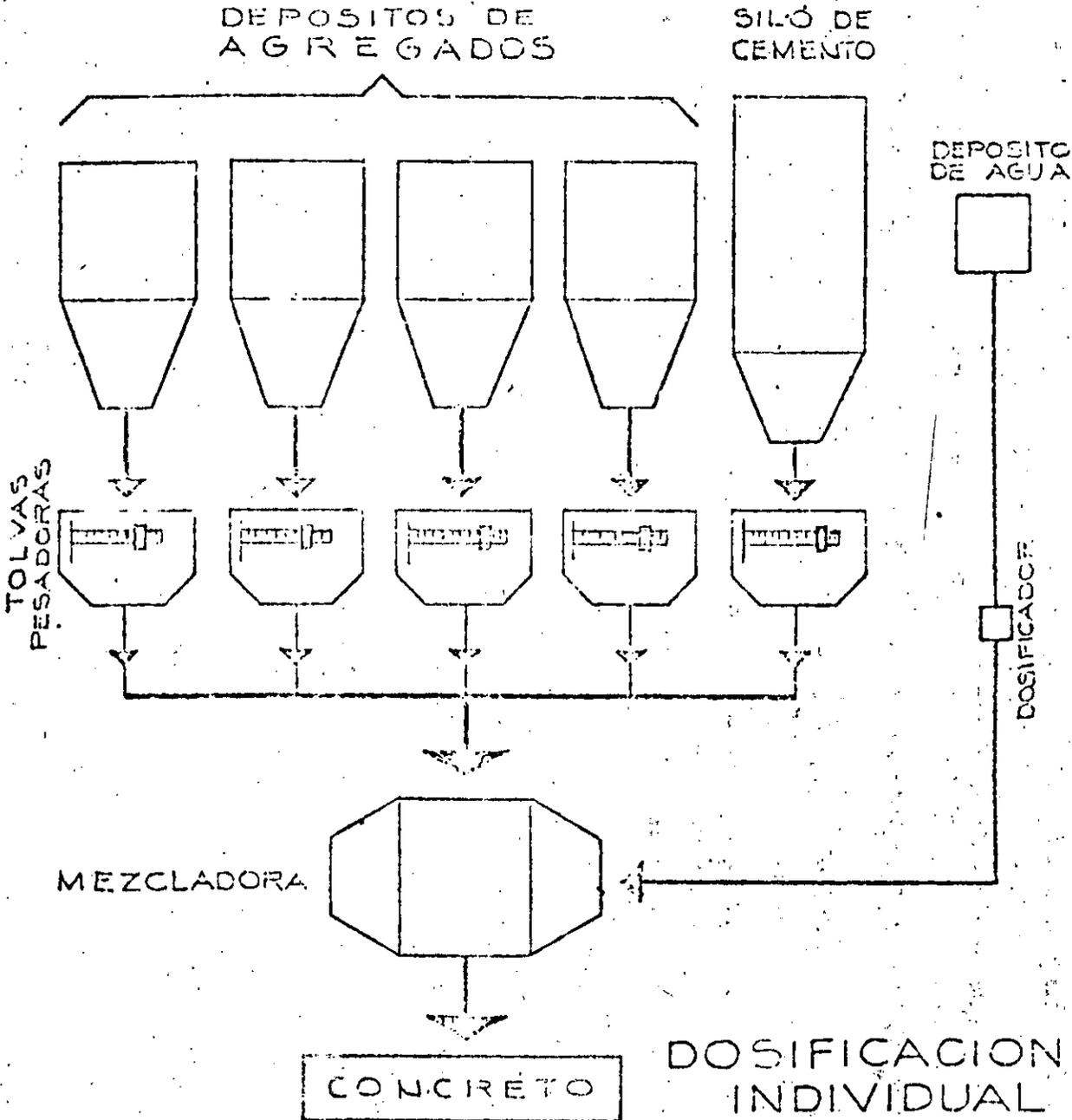
Con frecuencia es también conveniente licuar aditivos fabricados en forma de polvo para disolverse. Cuando esto se hace, los tambores o tanques de almacenaje, desde los cuales se suministrarán los aditivos, deben estar provistos de equipo de agitación o mezcla, para mantener los sólidos en suspensión.

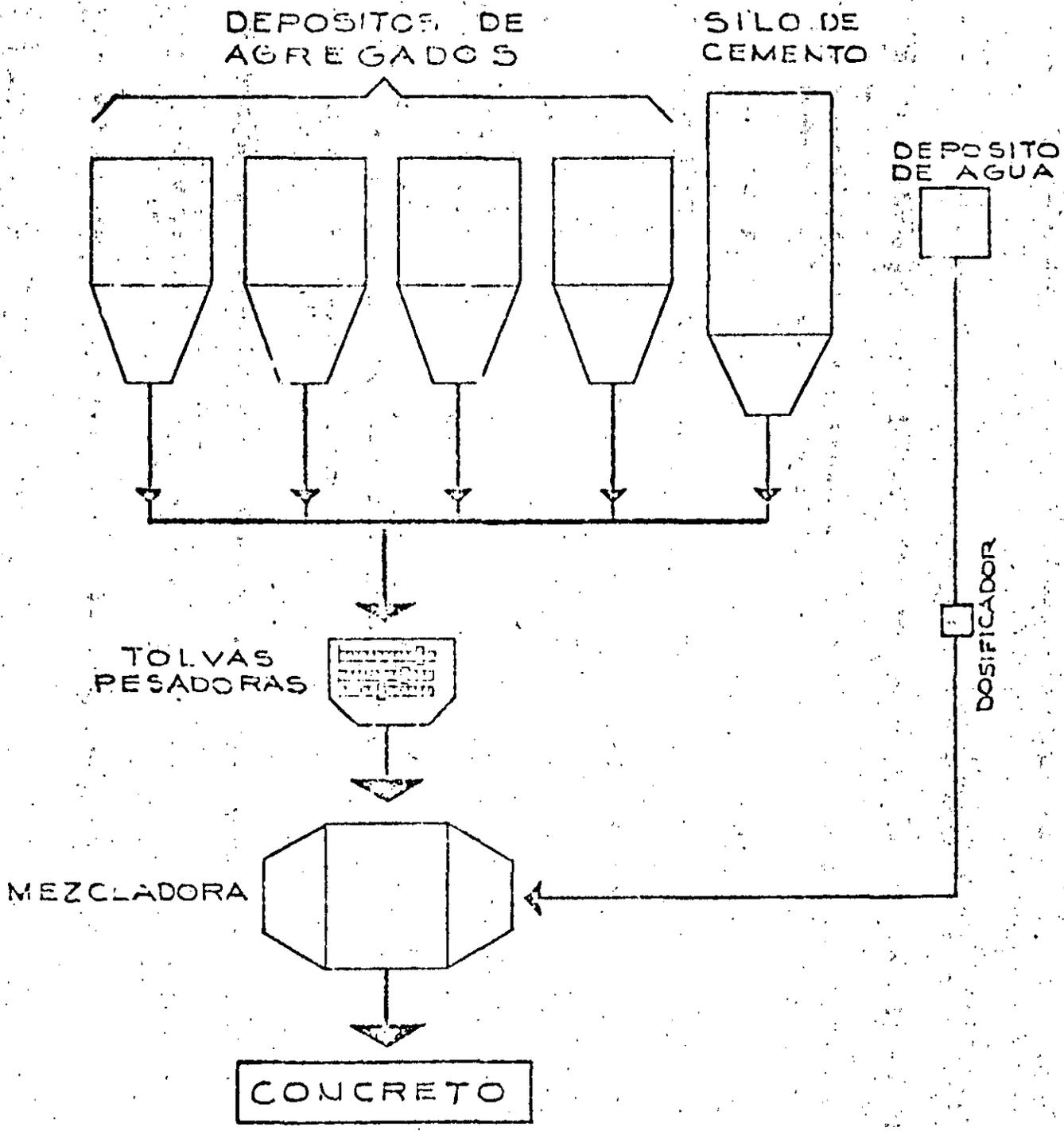
MEDICION

3.1 Requisitos generales.

3.1.1 Objetivos.

Durante las operaciones de medición, los agregados deben manejarse de tal manera que mantengan la graduación deseada, pesándose todos los materiales a la tolerancia requerida para mantener homogéneas las reproducciones de la mezcla de concreto escogida. Además del peso exacto, otro objetivo importante para el éxito del mezclado es la apropiada secuencia y combinación de los ingredientes durante la carga de las revolventas. El objetivo final es obtener uniformidad, y homogeneidad en el concreto producido, como lo indican propiedades físicas tales como: peso unitario, revenimiento contenido de aire y resistencia.





DOSIFICACION ACUMULADA

3.1.2 Tolerancias.

La mayoría de las organizaciones de ingeniería, tanto públicas como privadas, emiten especificaciones que contienen requisitos detallados para el equipo de dosificación manual, semiautomático y automático de concreto.

El equipo de dosificación, de los que hay actualmente en el mercado, operará dentro de las tolerancias de peso de carga usualmente especificadas, mientras el equipo se mantenga mecánicamente en buen estado.

TOLERANCIAS TÍPICAS DE MEZCLADO

Ingredientes	Dosificación Individual	Dosificación Acumulada
Cemento y otros materiales cementantes	1 por ciento y 0.3 por ciento de la capacidad de la báscula el que mayor sea	
Agua (por volumen o peso), en por ciento (%)	± 1	No recomendado
Agregados por ciento (%)	± 2	± 1
Aditivos (por volumen o peso) por ciento (%)	± 3	No recomendado

3.2 Silos de almacenamiento y tolvas pesadoras.

Los silos de la planta dosificadora tendrá el tamaño adecuado para alimentar eficazmente la capacidad productora de la planta. Los compartimientos de los silos deben separar adecuadamente los diversos materiales de concreto, y la forma y disposición de los silos para agregado se harán de tal manera que prevengan la segregación y rotura del agregado. Las tolvas pesadoras deben estar compuestas de cajones de conchas de almeja o tipo socavación radial de fácil operación. Las compuertas empleadas para cargar dosificadores semi o totalmente automáticos deberán estar equipados con motor y con un apropiado control de "goteo" para lograr la exactitud deseada de peso. Se dispondrán las tolvas pesadoras con el debido acceso para obtener muestras representativas, o para lograr la apropiada secuencia y combinación de agregados durante la carga de la mezcladora.

3.3 Tipo de planta.

Los factores que afectan la selección del sistema apropiado de dosificación son: 1) tamaño de la obra; 2) volumen/hora requerida; y 3) normas de rendimiento que se requieren en la dosificación.

La capacidad productiva de una planta se determina por una combinación de detalles tales como: sis-

temas de manejo de materiales, tamaño del sito, tamaño de la dosificación y tamaño y número de la mezcladora de la planta.

El equipo disponible se clasifica en tres categorías generales, manual, semi-automático y totalmente automático.

3.3.1 Dosificación manual.

Como su nombre lo indica, todas las operaciones de pesado y dosificación de los ingredientes del concreto se llevan a cabo manualmente. Las plantas manuales son aceptables para trabajos pequeños que no requieren grandes volúmenes de dosificación, generalmente para trabajos hasta de 4,000 m³, a razón de 15 m³/hr., pero al incrementarse el tamaño de la obra, la automatización de las operaciones de dosificación se justifica. Los esfuerzos para aumentar la capacidad de plantas manuales mediante dosificación rápida, conducen invariablemente a excesivas inexactitudes en el peso.

3.3.2 Dosificación semiautomática.

En este sistema, las compuertas de los silos del agregado, para carga las tolvas medidoras, se operan manualmente mediante botones o interruptores de presión. Las compuertas se cierran automáticamente cuando el peso estipulado del material ha sido entregado. Con un mantenimiento satisfactorio de la planta, la exactitud de la dosificación se mantendrá dentro de las tolerancias. El sistema tiene interruptores que impiden que la carga y descarga de la dosificadora ocurra simultáneamente. En otras palabras, cuando la revoladora está siendo cargada no puede ser descargada, y cuando se está descargando, no puede cargarse.

3.3.3 Dosificación automática.

En este sistema la dosificación automática de todos los materiales se maneja eléctricamente por medio de un solo control de mando. Sin embargo, hay interruptores que cortan el ciclo de la dosificación cuando el indicador de la báscula no ha regresado a $\pm 0.3\%$ del cero, o cuando se excedieran las tolerancias de peso predeterminadas.

3.3.3.1 Dosificación automática acumulada.

Se requieren controles de interruptores en secuencia para este tipo de dosificación. El pesaje no empezará, y se interrumpirá automáticamente cuando las tolerancias predeterminadas dentro de cualquier secuencia de pesaje excedan los valores especificados.

3.3.3.1 El ciclo de carga.

El ciclo de carga no empezará mientras la compuerta de descarga de la tolva medidora esté abierta, y el ciclo de descarga de la tolva medidora no empezará mientras las compuertas de carga de tolva medidora estén abiertas, o cuando cualesquiera de los pesos indicados para los materiales no estén dentro de las tolerancias aplicables. Los pesos prefijados deseados para las revolturas, se hacen mediante dispositivos tales como tarjetas perforadas, o interruptores digitales.

3.3.3.2 Dosificación individual automática.

Este sistema provee básculas y tolvas medidoras separadas para cada tamaño de agregado y para cada uno de los otros materiales que entran en la revoltura.

El ciclo de pesaje se inicia mediante un interruptor sencillo, y las tolvas medidoras individuales se cargan simultáneamente.

3.4 Materiales cementantes.

3.4.1 Dosificación de materiales cementantes.

Para una alta producción que requiera una dosificación rápida y exacta, se recomienda que los cementos y puzolanas a granel se pesen con equipo automático y no semi-automático o manual. Todas las tolvas medidoras deben estar provistas de un acceso para su inspección y estar equipadas para permitir que se tomen muestras en cualquier momento. Las tolvas medidoras deben ser equipadas con dispositivos para ventilación y vibradores para ayudar a lograr una suave y completa descarga de la mezcla.

3.4.2 Descarga de materiales cementantes.

Deben tomarse precauciones eficaces para impedir pérdidas de materiales cementantes al cargar la mezcladora. No debe permitirse la caída libre del cemento de las tolvas medidoras. En plantas múltiples,

las pérdidas deben minimizarse descargando el cemento a través de una manguera estrecha. Para mezcladoras de planta, debe emplearse un tubo de tamaño adecuado para descargar los materiales cementantes en un punto cerca del centro de la mezcladora, después de que el agua y los agregados hayan empezado a entrar en ella.

3.5 Medición del agua.

3.5.1 Equipo de dosificación.

En las obras grandes y en plantas centrales de dosificación y mezclado, donde se requiere una producción alta, sólo puede conseguirse una medición de agua exacta mediante las tolvas pesadoras automáticas o medidores.

El equipo para la dosificación de agua en camiones mezcladores debe inyectar el agua bajo presión dentro del tambor, donde se distribuirá bien en la revoltura.

3.5.2 Determinación y compensación de la humedad del agregado.

Además de la exacta dosificación del agua que se agrega, la medición del total exacto del agua de la mezcla, depende de saber con exactitud la cantidad y variación de humedad en el agregado (particularmente en la arena), al dosificarlo. Los medidores de humedad en la arena se emplean frecuentemente en las plantas, y cuando están debidamente calibradas y tienen mantenimiento adecuado, indican satisfactoriamente la magnitud general y los cambios de humedad en la arena.

3.5.3 Agua de mezclado total.

Mantener uniformidad en la medición del agua para el mezclado total, implica, además del peso exacto del agua añadida, un control de las fuentes de agua adicionales, como son el agua para el lavado de la revolvedora, y el agua libre en los agregados. Una de las tolerancias especificadas (ASTM C 94), para exactitud en la medición del agua de mezclado total de todas las fuentes, es de $\pm 3\%$. Otra recomendada por el comité, es que la variación en la relación agua/cemento no exceda de ± 0.02 .

3.6 Medición de los aditivos.

El empleo de aditivos en el concreto, particularmente agentes inclusores de aire, es una práctica universalmente aceptada. La tolerancia de dosificación y la interrelación de carga y descarga descritos anteriormente para otros ingredientes de la mezcla deben ser provistos para los aditivos. La dosificación y el equipo de distribución que se usa deben ser fácilmente calibrables.

3.7 Otras consideraciones.

Además de la exacta medición de los materiales, también deben emplearse procedimientos correctos de operación si se quiere mantener la uniformidad del concreto. Ha de tenerse cuidado de asegurarse que los materiales que se han pesado estén puestos en la secuencia apropiada, y combinados de manera que se carguen como revolturas uniformes dentro de la mezcla.

Algunas de las deficiencias comunes que han de evitarse son:

1. Traslape de revolturas al cargar y descargar.
2. Pérdida de materiales al transferir revolturas a mezcladoras portátiles.

MEZCLADO

4.1 Requisitos generales.

Es esencial un mezclado completo para la producción de un concreto uniforme. Por lo tanto, el equipo y los métodos empleados deben ser capaces de mezclar eficazmente los materiales de concreto.

4.2 Diseño y mantenimiento de las mezcladoras.

Los tipos más comunes de mezcladora son las de tambor, de tiro vertical y el de espas en espiral. Una mezcladora de tambor, de diseño satisfactorio, tiene un arreglo de espas en espiral y una forma de tambor para asegurar de extremo a extremo, el intercambio de materiales paralelo al eje de rotación, y un movimiento envolvente que voltea y esparce la revoltura sobre sí misma al mezclarse. En la mezclado-

ra de tiro vertical, las aspas giran sobre ejes verticales que operan en un recipiente fijo o giratorio que da vueltas en sentido opuesto. Con esta mezcladora, la revoltura puede observarse fácilmente. La mezcladora de paleta en espiral consta de un eje horizontal movido por fuerza motriz con paletas en espirales que operan dentro de un tambor horizontal.

Las mezcladoras fijas deben estar equipadas con dispositivos para regular el tiempo a fin de evitar insuficiencia o exceso en el mezclado de la revoltura.

4.3 Carga de la mezcladora.

Es preferible que el cemento se cargue junto con otros materiales, pero debe entrar en la descarga después de que aproximadamente el 10% del agregado haya entrado en la mezcladora:

El agua debe entrar primero en la mezcladora, y continuar fluyendo mientras los demás ingredientes se van cargando. Las tuberías para cargar el agua deben ser de diseño apropiado y de tamaño suficiente de manera que el agua entre bien en la mezcladora y termine de introducirse dentro de un 25% inicialmente del tiempo de mezclado.

4.4 Tiempo de mezclado para mezcladora fija.

El tiempo del mezclado debe basarse en la capacidad de la mezcladora para producir un concreto uniforme en cada revoltura y mantener la misma calidad en las revolturas siguientes. Las recomendaciones del fabricante y las especificaciones usuales, tal como 1 minuto por yarda cúbica más 1/4 de minuto por cada yarda cúbica adicional de capacidad, pueden utilizarse como guías satisfactorias para establecer el tiempo inicial de mezclado. Sin embargo, los tiempos de mezclado que se determine emplear deben basarse en los resultados de las pruebas de efectividad de la mezcladora que se practiquen a intervalos regulares mientras que dura la obra. El tiempo de mezclado debe medirse a partir del momento en que todos los ingredientes estén dentro de la mezcladora.

MANEJO Y TRANSPORTE

1. CONSIDERACIONES GENERALES

Después de realizar los preparativos para un colado o colocación de concreto, se debe tener especial cuidado en el manejo y transporte de este.

Uno de los aspectos que más se debe cuidar es que no se produzca segregación, ya que trae como consecuencia un concreto con una resistencia muy dudosa y distinta en las diferentes capas que se colocan, por lo tanto, se debe cuidar que la vibración que se transmite en el transporte no sea perjudicial. El método que se seleccione para transporte debe ser el adecuado para que aparte de la segregación tampoco se produzca el secado o endurecimiento.

Con respecto a la segregación todos sabemos que el concreto no es una mezcla homogénea, sino por el contrario es una combinación de materiales de diferentes tamaños y densidades, ya que los de mayor peso tienden a depositarse.

La humedad que debe tener el concreto debe ser aquella con la que se va a colocar y consolidar ya que dar una humedad mayor, para que el transporte y colocación sea más fácil, trae como consecuencia que la segregación se produzca más fácilmente.

El secado se produce en cualquier concreto, cuando se tenga un secado que afecte sus características que bien pueden ser por clima caluroso o una distancia muy grande de recorrido entre la planta productora y la colocación, esto se puede evitar protegiendo el concreto de los rayos del sol y del viento y también reduciendo la distancia entre la planta y lugar de depósito del concreto.

El concreto puede ser transportado por métodos y equipos diversos, tales como mezcladoras de camión, cajas de camión fijas con o sin agitadores; cucharones transportados por camión o carro de ferrocarril; por conductos o mangueras, o por bandas transportadoras. Cada tipo de transportación posee ventajas y desventajas específicas que dependen de las condiciones del uso, los ingredientes de la mezcla, la accesibilidad y ubicación del sitio de colocación, la capacidad y tiempo de entrega requeridos, y las condiciones ambientales. Algunos de los sistemas de transporte descritos en este capítulo se tratarán con más detalles en capítulos subsecuentes.

2. MEZCLADO Y TRANSPORTE EN CAMIONES DE TAMBOR GIRATORIO.

Algunas especificaciones limitan las revoluciones totales del tambor que pueden emplearse para la carga, mezclado, agitación y descarga del concreto en camiones de tambor giratorio. Otras fijan límites en el número de revoluciones para velocidad de mezclado. También a menudo se especifica para el mezclado un tiempo máximo de 1 1/2 horas a partir del momento en que el cemento haya entrado en el

tambor y hasta que termina la descarga. También se prevé una reducción del tiempo máximo de espera en climas calientes. Otro método de especificación es no poner límites a las revoluciones o al tiempo de espera, mientras no se exceda el agua de mezclado especificada, no se agregue agua de retemplado o mientras el concreto conserve propiedades físicas plásticas satisfactorias, consistencia y homogeneidad para su colocación y consolidación. Esta manera de proceder es favorecida específicamente en relación con el tiempo máximo permisible para descargar, y es particularmente aplicable cuando el concreto tiene una temperatura fresca o cuando no hace calor. La determinación final de si se está o no logrando satisfactoriamente el mezclado, debe basarse en las pruebas normales de uniformidad de la mezcladora. Hay disponible gran variedad, y deben ser recomendados y utilizados en todas las unidades de camión de tambor giratorio.

Concreto Mezclado en Camión.

El mezclado en camión es un proceso en el cual los materiales para concreto previamente dosificados en una planta dosificadora se transfieren a un camión mezclador donde se lleva a cabo la operación de mezclado. Muchos productores dosifican todos los ingredientes en el camión mezclador funcionando a velocidad de carga, detienen el tambor cuando el camión está cerca de la obra, o bien cuando haya llegado a ella, y entonces llevan a cabo el mezclado. Otro procedimiento consiste en completar todo el mezclado en el camión mezclador, en el patio del productor, haciendo el viaje a la obra con el tambor sin girar.

Cuando el tambor se está cargando, debe girarse a la velocidad designada por el fabricante. Después de cargar completamente todos los materiales, el tambor debe girarse a la velocidad de mezclado, empleando entre 70 y 100 revoluciones para completar el mezclado bajo condiciones normales. Si transcurre tiempo adicional después del mezclado y antes de descargar, la velocidad del tambor se reduce a la velocidad de agitación, o se detiene. Antes de la descarga, el tambor debe girarse de nuevo a velocidad de mezclado por unas 10 a 15 revoluciones, para remezclar los posibles puntos de estancamientos, cerca ya a la descarga. El volumen absoluto total de todos los ingredientes dosificados para mezclado completo en un camión de tambor giratorio no debe exceder el 63% de la capacidad del tambor.

Concreto Mezclado Parcialmente en Planta Fija y Terminado en Tránsito.

El concreto transportado por este método se mezcla por poco tiempo, generalmente de 15 a 30 segundos en una mezcladora fija en la planta, y el mezclado se completa en el tambor del camión. Los requisitos para este tipo de concretos son los mismos que para el concreto mezclado en camión, excepto que el tiempo de mezclado dentro del tambor del camión será reducido a lo determinado como satisfactorio por las pruebas de uniformidad.

Concreto Dosificado en Seco.

Mediante este método, los materiales secos se transportan al sitio de la obra en el tambor del camión, y el agua de mezclado se lleva por separado, en un tanque montado en el mismo camión. El agua se agrega a presión, de preferencia a la entrada y en la parte posterior del tambor que está girando a velocidad de mezclado, y el mezclado se completa con las usuales 70 a 100 revoluciones que se requieren para las mezcladoras de camión. Este método que evoluciona como una solución para viajes largos y demoras en la colocación, permite con seguridad un mayor tiempo de espera para el transporte y la descarga. Sin embargo, la humedad libre en los agregados, que debe considerarse como parte del agua de mezclado, provoca algo de hidratación en el cemento. Por lo tanto, los materiales no pueden mantenerse indefinidamente de esta manera. El volumen total de concreto que puede transportarse por este método es el mismo que en el caso del mezclado en camión normal.

3 TRANSPORTE DE CONCRETO MEZCLADO EN PLANTA

Tambor Giratorio

Por este método, la mezcladora de camión ya descrita sirve como unidad agitadora de transporte. El tambor se gira a velocidad de carga durante la carga y luego se reduce a velocidad de agitación o se detiene después de completar la carga. El tiempo transcurrido para la descarga del concreto puede ser el mismo que en el caso del mezclado en camión, y el volumen transportado puede aumentarse hasta el 80% de la capacidad del tambor.

Camión de Caja Fija con o sin Agitador.

Las unidades empleadas en esta forma de transporte constan de una caja abierta, montada sobre un camión. La caja metálica debe tener superficies de contacto lisas, perfiladas, y, en general, está diseñada para descargar el concreto desde atrás, cuando la caja es volteada. Una puerta de descarga y vibradores montados en la caja deben proveerse en el punto de descarga para controlar el flujo. Un agitador ayuda en la descarga, y mezcla el concreto al descargarse. Sin embargo, jamás debe agregarse agua en la caja del camión, porque no se logra nada de mezclado con el agitador.

El uso de cubiertas protectoras para las cajas de camión durante el mal tiempo, la apropiada limpieza de todas las superficies de contacto, y caminos de transporte llanos contribuyen significativamente a la calidad y eficiencia de esta forma de transportación. El tiempo de entrega usualmente especificado es de 30 a 45 minutos, aunque las condiciones de temperatura puedan o requieran, menos tiempo o permitan tiempos más largos.

Recipientes para Concreto Montados en Camiones o Carros de Ferrocarril.

Este es un método común de transporte de concreto masivo desde la planta de mezclado hasta un punto cerca del lugar de colocación. Una grúa entonces levante el recipiente hasta el punto final de colocación. En ocasiones, se usan carros de traslado, que operan en rieles, para transportar el concreto desde la planta de mezclado hasta los recipientes que se operan en cables transportadores. La descarga del concreto de los carros de transporte al recipiente, que puede ser por el fondo, o por alguna forma de volteo, debe ser cuidadosamente controlada para impedir la segregación. El tiempo de entrega por transporte en esta forma es el mismo que para otras unidades sin agitador, generalmente de 30 a 45 minutos.

Otros Métodos.

El transporte de concreto mediante banda transportadora y por métodos de bombeo se discutirá en la parte correspondiente a bombas para concreto y colocación del concreto.

Se han utilizado recipientes de hule pesado de dos compartimientos para transportar revolturas de concreto no mezclado a sitios apartados de construcción en terreno quebrado. Un compartimiento interior contiene el cemento, y otro compartimiento exterior circundante contiene el agregado y el agua. Se proveen anillos para el izado y la descarga. El pre-dosificado y transporte de esta manera proporcionan un medio de control de calidad en las obras apartadas, que de otra manera no suele lograrse.

4. OBJETIVO FINAL

El método de transporte que se utilice debe entregarse eficazmente el concreto en el punto de colocación, sin alterar de manera significativa las propiedades deseadas en cuanto a la relación agua-cemento, revenimiento, contenido de aire y homogeneidad. Cada método de transporte tiene sus ventajas bajo condiciones particulares de uso, que atañen a renglones tales como diseño y mezcla de materiales, tipo y accesibilidad de la colocación, capacidad de entrega requerida, ubicación de la planta de dosificación y otros. Estas diversas condiciones deben revisarse cuidadosamente al seleccionar el tipo de transporte más apropiado para lograr concreto económico y de calidad en la obra.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
U N A M

CURSO DE RESIDENTES
DE
CONSTRUCCION

TEMAS :

- COLOCACION DEL CONCRETO
- SUPERVISION DURANTE LA COLOCACION
- ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

1. INTRODUCCION.

El uso del concreto hidráulico está muy extendido entre todas las ramas de la construcción, dado que su manejo y adaptabilidad es relativamente sencillo, sin embargo, se abusa en los procedimientos de colocación, no cumpliéndose en muchas ocasiones con los requisitos que señalan las especificaciones en demérito de la calidad y durabilidad del concreto.

Si se observan las normas que establecen las especificaciones y se aplican métodos de colocación adecuados a los volúmenes de obras por ejecutar, lo más seguro es que se obtengan resultados satisfactorios a corto y largo plazo, tanto en calidad como en el aspecto más importante de la ingeniería civil, que es el económico.

La importancia que tienen la colocación del concreto en todo tipo de obras se puede deducir del hecho de que la calidad de una obra, no solamente es función de la elección de buenos materiales y del adecuado diseño estructural, sino también y muy importantemente, de todas las actividades que es necesario realizar, tanto antes como durante la colocación del concreto, tales como: planeación, programación, selección y supervisión del equipo, selección del personal, supervisión durante la colocación, etc.

En forma breve trataremos de establecer métodos adecuados de colocación del concreto hidráulico para grandes obras para obtener resultados óptimos de calidad, costo y una duración máxima.

2. DESCRIPCION Y SELECCION DEL EQUIPO

El equipo necesario para la colocación del concreto hidráulico, puede dividirse en:

- A) Equipo para transporte de concreto fresco.
- B) Equipo para colocación.
 - a) Colado continuo.
 - b) Colado discontinuo.
- C) Equipo de terminación final.
- D) Equipo auxiliar

A) EQUIPO PARA TRANSPORTE

Para llevar el concreto al sitio de colado es necesario hacer uso del equipo que garantice que el concreto sea depositado con la calidad especificada, sin segregación y sin pérdida de humedad. Esto quiere decir que el equipo a utilizar estará en función de la distancia existente entre la planta elaboradora del concreto y el lugar donde se depositará el mismo.

Para distancias hasta de tres kilómetros y en caminos en buenas condiciones es posible usar camiones de volteo de 5 a 6 m³ que tenga caja en buen estado y selle perfectamente la puerta de descargas; siendo conveniente cubrir la caja con una lona que ayude a evitar la evaporación del agua del concreto.

Para distancias mayores conviene usar equipos especializados en el acarreo del concreto, tales como camiones con cajas en forma de media pera, que pueden o no estar equipadas con un agitador dentro de la caja (Dumperete) o los camiones con ollas revolventoras que son los que con más frecuencia se usan.

Podemos considerar también como equipo de transporte a las bandas y a las bombas.

B) EQUIPO PARA COLOCACION

a) Colado continuo

Lo que podríamos considerar ideal en todo colado de concreto es tener un flujo continuo de material, el mismo que podemos lograr con el uso de cimbras deslizantes; aunque se requiere tener especial cuidado en varios aspectos del trabajo para tener buenos resultados.

Su principal uso se recomienda en la construcción de silos, pilas para puentes, pavimentos; recubrimiento de canales, túneles, etc., teniendo este equipo importantes variantes de acuerdo al trabajo de que se trate.

La operación del equipo con cimbras deslizantes es más económico que aquel de cimbra fija removible, ya que se ahorra obra de mano y puede trabajarse en zonas más reducidas facilitando la supervisión y calidad del trabajo, pudiendo además, reducir muy importantemente los tiempos de duración de los colados.

Una desventaja para la utilización de equipo de colado muy especializado es que se hace necesario contar con personal y técnicos de operación altamente entrenados que muchas veces es difícil encontrar.

Las carretillas, los bogues, las bombas y las bandas transportadoras constituyen un importante auxiliar en los trabajos de colados continuos.

b) Colado discontinuo.

Existen una gran cantidad de equipos para colados de concreto hidráulico que utilizan cimbras de formas estacionarias. Así, por ejemplo, podemos mencionar a las carretillas que son uno de los inventos más útiles para la transportación del concreto dentro de la obra y su correspondiente depósito en la cimbra.

Los bogues con ruedas neumáticas, de mayor capacidad que las carretillas, son usados también con mucha frecuencia y, cuando necesitamos transportar mayores volúmenes podemos hacer uso de los bogues motorizados, cuyas capacidades (0.168 m³ - 0.280 m³) y radio de acción (300 m) son mayores.

El incremento en el abastecimiento del concreto ha originado que los bogues comiencen a ser cada vez mayores hasta convertirse en los conocidos como volquetes cuyas capacidades varían de 0.50 m³ a 1 m³.

Los cubos son otro medio para transportar y colocar concreto, aunque siempre nos tendremos que auxiliar de algún otro medio para manejar los adecuadamente, como por ejemplo, grúas, montacargas, camiones, cablevía y en algunas ocasiones helicópteros, cuando las condiciones lo requieran.

Actualmente se está utilizando con mucha frecuencia el sistema de bombeo para la colocación del concreto, siendo las bombas neumáticas las de mayor uso, las mismas que pueden encontrarse con capacidades que varían de 15 m³ por hora a 16 m³ por hora. También existen las bombas de pistón y las de retacado. Se anexan diagramas.

Las bandas transportadoras son sin lugar a dudas, otro importante auxiliar en la colocación del

concreto, siempre y cuando se utilicen en las condiciones adecuadas y que su diseño permita su fácil manejo en la obra.

Para evitar problemas de segregación, se hace necesaria la utilización de los canalones y de las llamadas "trompas de elefante" en la descarga de la banda, así como para llevar el concreto fresco de un nivel superior a otro inferior.

El compresor llena de aire comprimido el tanque, que empuja el concreto en la bomba a través de la tubería.

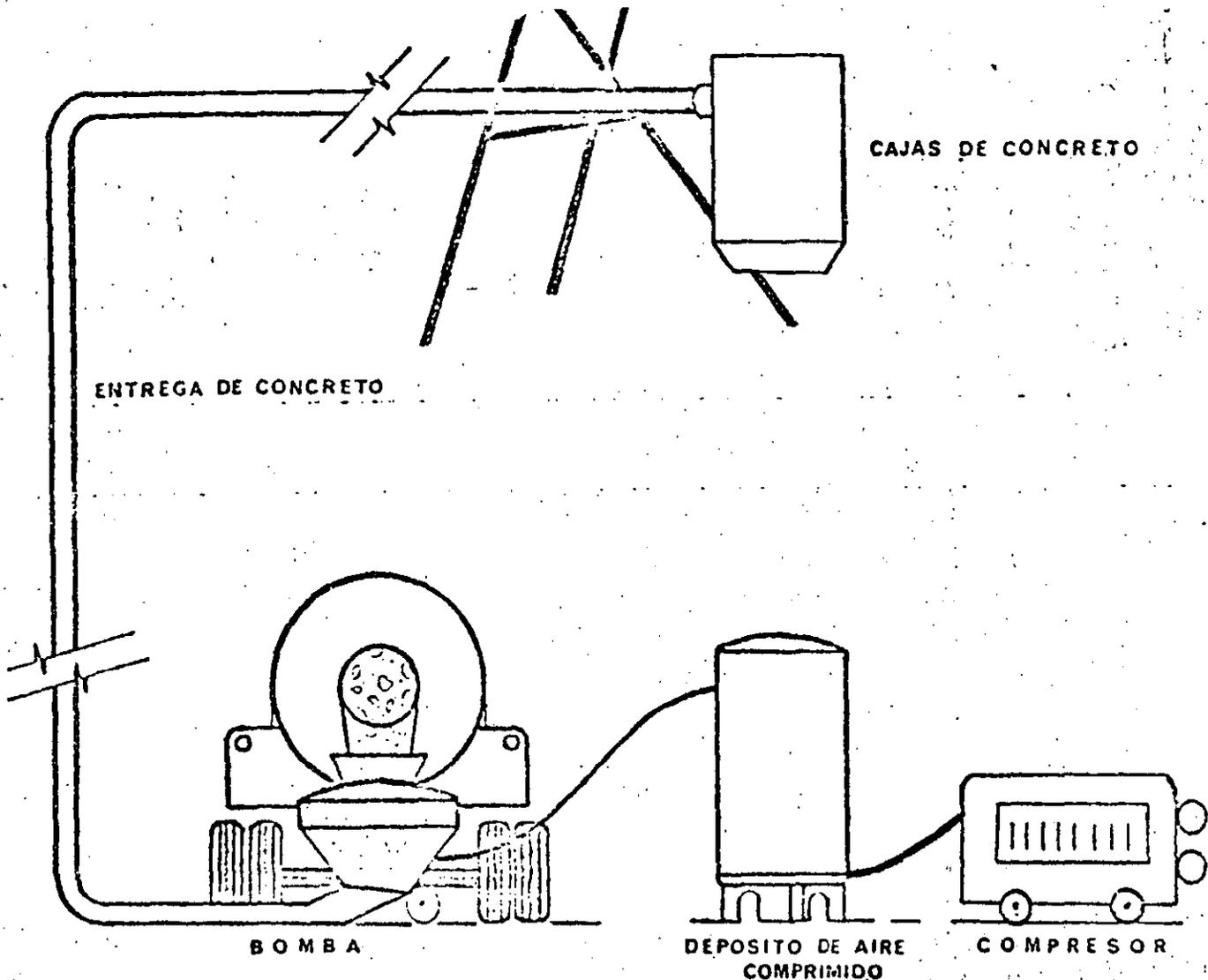
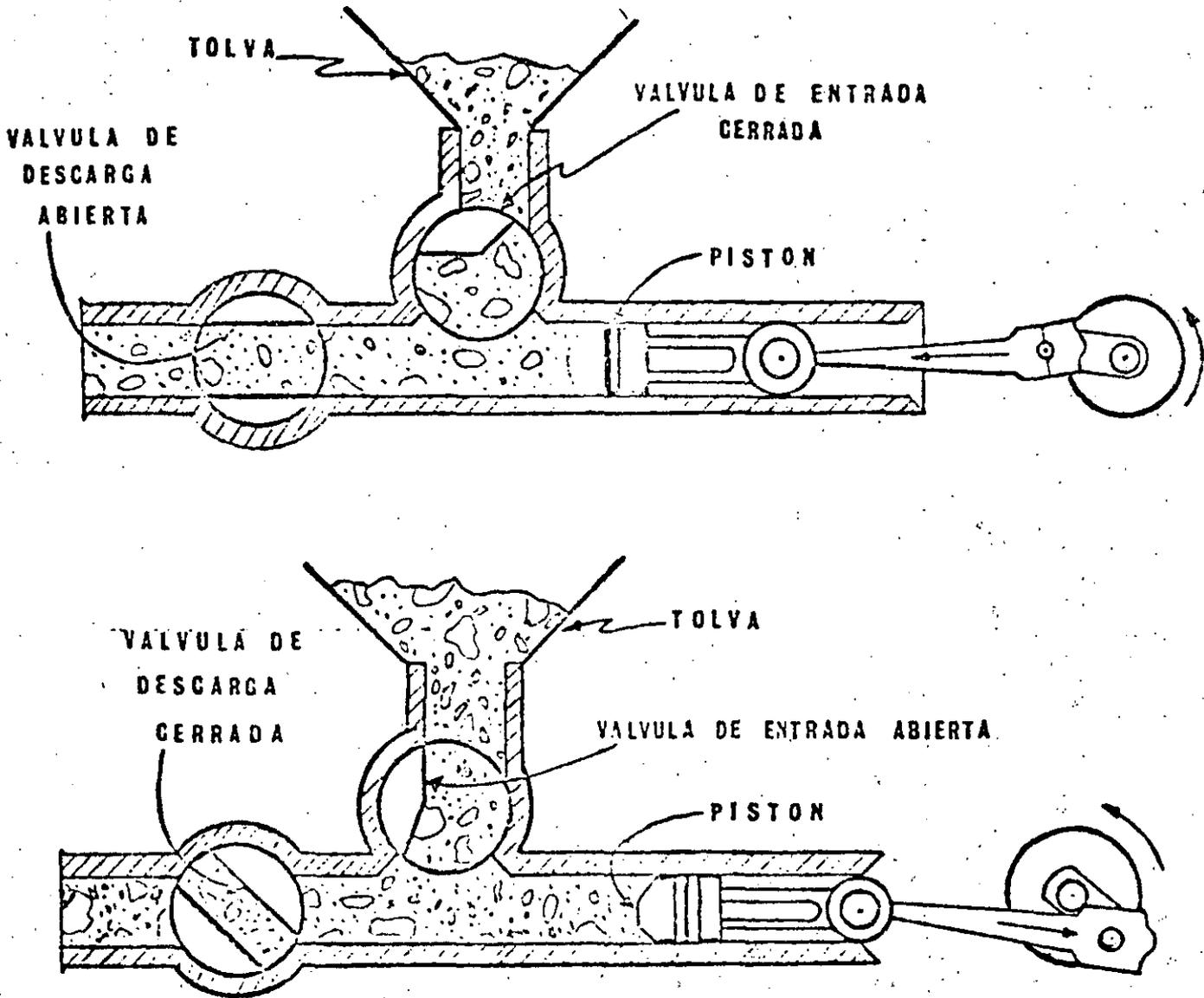


DIAGRAMA ESQUEMATICO DE UNA BOMBA DE CONCRETO, TIPO NEUMATICO.

DIAGRAMA ESQUEMATICO DE UNA BOMBA
DE CONCRETO, TIPO DE PISTON



La válvula de entrada se abre cuando la válvula de descarga está cerrada y el concreto se introduce en el cilindro por gravedad y por la succión del pistón. Cuando el pistón se cierra la válvula de entrada, la válvula de descarga se abre, y el concreto es empujado por la tubería hacia la cimbra.

Los tubos tremie, son elementos necesarios para realizar muros colados "in situ", dentro de lodo bentonítico o agua.

C) EQUIPO DE TERMINACION FINAL

Con alguna frecuencia es necesario dar a las superficies de concreto un acabado especial, como por ejemplo en pavimentos de concreto hidráulico o también en los recubrimientos de canales, por solo mencionar dos casos.

Como un equipo de terminación final es conveniente utilizar, alguno que permita dar un acabado de la superficie sin alternarla, tendiente a dar las características señaladas por las especificaciones, no solo en cuanto al aspecto formal sino también por lo que respecta a color y textura.

D) EQUIPO AUXILIAR

a) Alumbrado

Deberá tenerse en obra un equipo de alumbrado que garantice el trabajo nocturno, con suficientes lámparas para cubrir toda el área de trabajo.

b) Humedecido

Con muchísima frecuencia se hace necesario humedecer la superficie en donde se depositará el concreto, por lo que es recomendable dotar de tanques con agua, en los lugares estratégicos.

c) Protección Contra Lluvia y Viento

Para poder proteger al concreto fresco ya colocado, contra los efectos de lluvias inesperadas que puedan dañarlo, se recomienda tener en obra techos con estructuras ligeras en cantidad suficiente; y por lo que respecta a la protección contra los efectos del viento se debe disponer de mamparas lastrables que sirvan de pantallas protectoras.

E) SELECCION DEL EQUIPO

Para la selección del equipo adecuado deberán analizarse los diferentes factores que intervienen en la realización de la obra, como pueden ser:

- a) Volúmen de obra por ejecutar.
- b) Programa de obra.
- c) Disponibilidad de todos los materiales necesarios.
- d) Factores climatológicos.
- e) Turnos de trabajo.

Una forma de proceder podría ser la siguiente: conocido el volúmen de obra a ejecutarse y el tiempo de entrega, se revisan las disponibilidades de materiales; modificándose el plazo de entrega en caso de que alguno de dichos materiales no esté disponible en la medida requerida. Suponiendo que se tienen los materiales para cumplir con el programa de obra, se analizan las condiciones climatológicas para evaluar el tiempo posible de trabajo que pueda tenerse dentro del programa de obra. Por último, se determinan los turnos de trabajo, permitiéndonos esto conocer el volúmen de obra que tenemos que ejecutar por hora, lo cual nos permite decidir el equipo que se ajuste a las necesidades. Se seleccionará el equipo, con base primeramente, al trabajo específico de que se trate, para en seguida de un determinado grupo, escoger el que más se ajuste al programa estudiado,

vigilando que esté balanceado entre sus diferentes elementos.

3. PROBLEMA DE TRANSPORTE

El concreto puede ser transportado por métodos y equipos diversos, tales como mezcladoras de camión, cajas de camión fijos con o sin agitadores, por góndolas de ferrocarriles, por conductos o mangueras o por bandas transportadoras, etc.

El tema a tratar en esta parte del curso, es sin embargo, el de colocación de concreto; pero vale la pena aclarar hasta qué punto un sistema es de transporte o de colocación; por ejemplo, nosotros podemos transportar el concreto por medio de bandas transportadoras y colocarlos directamente de las banda a la cimbra bien, en este caso el sistema es de transporte y a la vez de colocación. Lo mismo podemos decir cuando se transporta concreto por métodos de bombeo y quizás también si se transporta por medio de bogues equipados con motor.

Por las razones antes expuestas trataremos de enfocar el problema de transporte dentro de la obra sin desligarlo de la colocación, es decir, distinguiendo únicamente que en la obra tenemos transporte vertical y transporte horizontal y su correspondiente colocación.

El problema de transporte del concreto de la planta al sitio de colocación, se trató en anterior sesión.

4. METODOS DE COLOCACION DE CONCRETO

A. ESPECIFICACIONES GENERALES

Una especificación es fundamentalmente un documento del contrato que relaciona los materiales y la obra de mano con un cierto grado y calidad. Esto puede hacerse citando normas, citando marcas específicas o indicando métodos o procedimientos. Las especificaciones deben estar acordes al "Estado del Arte en Ingeniería" y deben corresponder al tipo de equipo que se usa en la actualidad. Si la especificación como dijimos al principio está ligada a la calidad, debe hacerse un estudio cuidadoso del conjunto de especificaciones para definir en detalle el control de calidad necesaria.

En general las especificaciones están organizadas por tipos de trabajo. Este se indica como título, posteriormente se describe en detalle el trabajo a ejecutar y más adelante en una serie de párrafos se dan las características del trabajo, relacionado con su calidad, dimensiones, grado de exactitud en medidas y colocación tipo de material a usar y, algunas veces indicaciones sobre el procedimiento constructivo que debe elegirse.

Por último se termina con el procedimiento para la medición y el pago del trabajo ejecutado.

Aunque al redactar las especificaciones se procuran que éstas sean claras y equilibradas, es bastante frecuente que el contratista se encuentre con casos en los que hay que interpretar una parte o el total de la especificación. Cuando en las especificaciones se encuentran casos como: "De acuerdo con las mejores prácticas de la Ingeniería", "Obra de mano de primera calidad", "deshonesto", se pueden prever dificultades en la interpretación de dichas especificaciones. En éstos casos es conveniente traducir las frases en tolerancias definidas o datos específicos que permitan proyectar el subsistema de control de calidad de una manera racional, evitando discusiones, pérdidas de tiempo y serios daños económicos.

También es recomendable que la especificación omite el procedimiento de construcción, aunque no siempre esto es posible; pero en este último caso pueden dársele al constructor, más que un procedimiento de construcción detallado, ciertas restricciones que deberá tomar en cuenta, por ejemplo, en un colado de concreto se le podrá indicar que debe tomar precauciones contra tempe-

raturas abajo de cero.

Al final de este capítulo se anexa un ejemplo de especificación de concreto lanzado para su análisis.

B. COLADO CONTINUO

Anteriormente ya se ha hablado en forma muy somera del equipo de colocación, tanto para colado continuo como para colado discontinuo. En esta parte enlistaremos los diferentes métodos de colocación describiendo en forma general algunos de ellos.

a) Colocación en cimbras deslizantes.

Casi siempre que se habla de cimbras deslizantes, se piensa en la construcción de estructuras verticales de concreto reforzado y más específicamente de silos de almacenamiento y en menor escala de tanques elevados y pilas de puentes.

Sin embargo, no son estos los únicos ejemplos de grandes obras en los que se puede utilizar la cimbra deslizante, según podemos observar en la siguiente lista, en la cual incluimos los casos tradicionales ya apuntados:

- Colado de silos de almacenamiento.
- Colado de muros en edificios.
- Colado de pilas de puentes.
- Puentes en doble voladizo.
- Colocación de concreto en túneles inclinados.
- Erección de la estructura de concreto de los núcleos centrales para elevadores, servicios sanitarios, escaleras y ductos de instalaciones en edificios.
- Revestimiento de las paredes inclinadas en vertederos.
- Erección de estructuras en obras de toma.

Un aspecto verdaderamente delicado en la operación de un sistema deslizante tradicional, es el control de su movimiento ascendente durante todo el tiempo de la operación, que debe ser continua durante 24 horas al día y todos los días que dure este movimiento, sin que esto quiera decir que el sistema no pueda detenerse en un nivel determinado y arrancar de nuevo, procediendo en forma ordenada y planeada, antes de iniciar el deslizamiento.

La condición principal a satisfacer, después de garantizar la constante sección transversal de la estructura mediante el correcto diseño de la cimbra, es la de verticalidad de la propia estructura o en su caso la de conservar el ángulo correcto con respecto a la horizontal.

La colocación del concreto en las formas, debe hacerse en capas sucesivas de espesores no mayores de 15 a 20 cm y en forma perimetral, es decir, manteniendo la cimbra siempre prácticamente llena y al mismo nivel en todo el perímetro.

Esta situación de uniformidad del llenado de la cimbra nos ayuda, junto con otra serie de condiciones de diseño y de operación que deben reunirse, a mantener la correcta posición de la

cimbra ya que se mantienen uniformes las fuerzas de fricción del concreto contra la cimbra.

El vibrado del concreto dentro de la cimbra es necesario para lograr su perfecta colocación y además porque contribuye en gran parte al buen aspecto del acabado de las paredes, por lo que se recomienda que el vibrado se efectúe en lo posible únicamente sobre la faja de concreto que se va colocando y no afecte, revibrando, la capa inmediatamente anterior, pues aunque esto no afecta las características de resistencia del concreto, sí se manifiesta en la apariencia exterior.

Mantener una uniformidad completa por lo que se refiere a la calidad y condiciones de la mezcla de concreto, en cuanto a su manejabilidad, tiempos de fraguado, proporcionamiento, calidad y tamaño de los agregados, etc., es un aspecto primordial, el cual implica contar con una perfecta organización en todos los aspectos de la obra: suministro adecuado del material y del equipo, personal de producción capacitado y perfecta sincronización en el transporte, elevación, y colocación del concreto en la cimbra.

b) Colocación en cimbras continuas

Para tener el ideal abastecimiento de concreto en forma continua, no solamente contamos con las cimbras deslizantes mencionadas anteriormente, sino que también se pueden realizar colados en forma ininterrumpida en los casos que a continuación se indican:

- Recubrimiento de concreto en túneles.
- Pavimentos de concreto hidráulico.
- Colocación de concreto en taludes y plantilla de canales.
- Colados de concreto en grandes losas.

La colocación de concreto hidráulico en pavimentos, tanto en carreteras como en aeropuertos, así como también en el revestimiento de canales, utilizando pavimentadoras, lo podemos considerar como un colado en cimbras continuas ya que lo que propiamente constituye la cimbra continua es la superficie que va a quedar en contacto con el concreto, aunque el equipo de colocación es deslizante.

La operación de este equipo es más económica que aquel de cimbra fija removible, se ahorra obra de mano y en equipos adicionales, se trabaja en zonas más compactas facilitando la supervisión y calidad del trabajo, y se tiene la gran ventaja de que se puede ajustar a todas las dimensiones. Se han realizado construcciones de losas de concreto en pavimentos de espesores variables desde 15 cm hasta 30 cm y anchos desde 3 m hasta 15 m; losas con refuerzo o sin él.

Una ventaja no menos importante que representa el uso de este tipo de equipo es el factor inversión. En producciones masivas es más económico este equipo, en comparación al de cimbra fija incluyendo en cada caso todo lo necesario. Al utilizar menos personal para operar este tipo de máquinas, se obtienen ventajas en costos y se reducen problemas de personal, en cuanto a su control y atención se refiere.

En la utilización de este equipo se pueden señalar los siguientes problemas: es necesario tener personal y técnicos de operación altamente entrenados; deberán usarse métodos de tendido automáticos, es decir, máquinas que por medio de sensores electrónicos pueden ir guiándose apoyados en alambres previamente alineados y nivelados; por último, la atención y mantenimiento del equipo de pavimentación requiere de mecánicos y personal altamente calificado, inclusive asistencia del fabricante, ante todo para darle atención a los componentes y equipos eléctricos.

En cuanto a la cimbra para túneles su funcionamiento es diferente; es básicamente una cimbra continua compuesta de módulos en la cual se va colando de atrás hacia adelante; se cierra primero el módulo posterior y una vez que el concreto que se encuentra en contacto con este módulo tiene la resistencia adecuada, este se cierra y se desliza sobre unos rieles por el interior de la cimbra (parte interior de los demás módulos) hasta llegar a la parte de enfrente en donde se vuelve a armar. La operación se repite cuantas veces sea necesario. Este tipo de trabajos son muy especializados y en nuestro medio se realizaron en el Sistema de Drenaje Profundo con bastante éxito.

Por lo que toca a los colados continuos de grandes losas con sistemas tradicionales, consideramos que no es necesario hacer mayor explicación.

C. COLADO DISCONTINUO

Este tipo de trabajo se hace en un altísimo porcentaje de grandes obras y la diferencia básica entre una y otra obra, en cuanto a la colocación de concreto se refiere, consiste en el equipo de colocación que se utilice. Así por ejemplo, podemos distinguir los siguientes métodos:

a) Cubos y tolvas

El empleo de cubos con descarga por la parte interior, diseñados apropiadamente, permiten la colocación del concreto con el más bajo revenimiento práctico, compatible con la consolidación mediante vibración. Las puertas de descarga deben tener una salida libre que equivalga a no menos de una tercera parte del área máxima horizontal interior o cinco veces de el tamaño máximo del agregado que se está empleando. Las paredes laterales deben ser inclinadas por lo menos 60 grados respecto a la horizontal. Los controles en las puertas deben permitir que el personal que trabaja en la colocación las abra o las cierre durante cualquier etapa del ciclo de descarga.

b) Carros manuales y motorizados.

Es importante que las vías por donde transiten estos carros sean lo suficientemente lisas y rígidas para impedir la separación de los materiales del concreto durante el trayecto y también es necesario ser cuidadoso de la forma de depositar el material sobre la cimbra, aspecto que se trata en la parte correspondiente a la supervisión durante el colado.

c) Canales y trompas de colado

Se emplean con frecuencia para trasladar concreto de un nivel superior a la cimbra directamente, a tolvas o a bandas transportadoras, que se encuentran en un nivel inferior. Deben ser de fondo curvo y construidas o forradas de metal y tener suficiente capacidad para evitar derrames. Los canales demasiado largos y descubiertos deben cubrirse para evitar la evaporación y la pérdida de revenimiento.

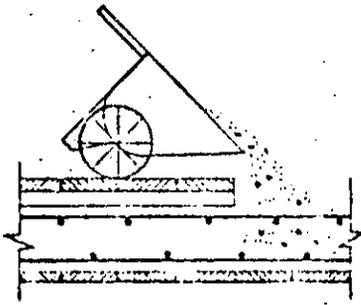
d) Tubo tremie (tubo embudo)

Este elemento es imprescindible en los trabajos de muros colados "in situs", o sea en los trabajos de muros subterráneos colados en el lugar. El procedimiento es como sigue:

1o. Se construye un brocal de gufa

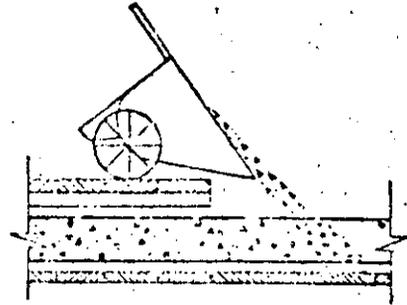
2o. Excavación mediante equipo especial.

Se excava mediante equipo especial (puede ser cucharón de almeja): se efectúa la excava-



① CORRECTO

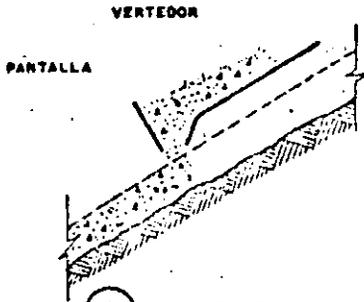
VERTER EL CONCRETO EN LA CARA DEL CONCRETO COLADO



② INCORRECTO

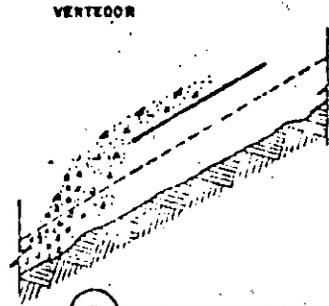
VERTER EL CONCRETO ALEJANDOSE DE LA CARA DEL CONCRETO COLADO

COLADO DE LOSAS DE CONCRETO DESDE BUGGIES



① CORRECTO

COLOCAR UNA PANTALLA Y COLAR EN EL EXTREMO DEL VENTEDOR; DE TAL MANERA SE PREVIENE LA SEPARACION Y EL CONCRETO PERMANECE EN LA PENDIENTE.



② INCORRECTO

COLAR EL CONCRETO DESDE UN EXTREMO LIBRE DEL VENTEDOR SOBRE UNA PENDIENTE QUE VA A SER PAVIMENTADA; LA GRAVA SE SEPARA Y VA A LA PARTE INFERIOR DE LA PENDIENTE. LA VELOCIDAD TIENDE A DESLIZAR EL CONCRETO HACIA ABAJO.

COLADO DE CONCRETO EN UNA SUPERFICIE INCLINADA.

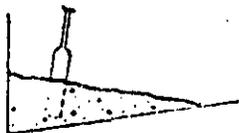
COLADOS DE CONCRETO

N O R M A REV

HOJA DE

CORRECTO

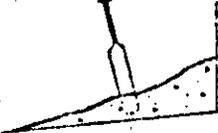
Se empieza la colocación en el fondo de la pendiente de la manera que se muestra la compactación por el peso del concreto puesto que se agrega. La vibración es innecesaria.



CUANDO SE TIENE QUE COLOCAR CONCRETO EN PENDIENTES

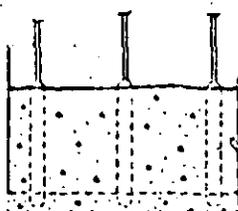
INCORRECTO

Se empieza la colocación en la parte superior de la pendiente. El concreto se agrega desde el punto superior, pero cuando se vibra en la parte inferior, puesto que la vibración inicia al flujar, y arrastra el exceso del concreto de arriba.



CORRECTO

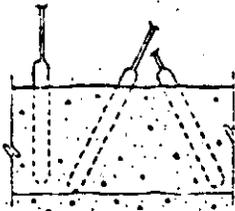
Penetración vertical del vibrador algunas centímetros dentro de la capa colocada anteriormente (lo cual todavía debe estar en estado plástico). A intervalos regulares sistemati se ha encontrado que de una adecuada consistencia.



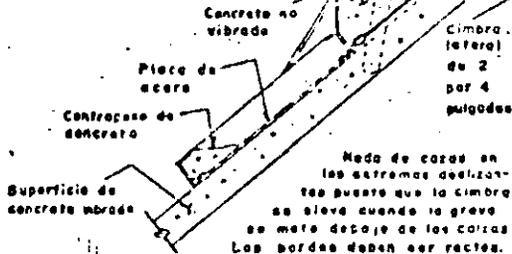
LA VIBRACION SISTEMATICA DE CADA CAPA

INCORRECTO

Penetración al azar del vibrador en todos los ángulos y sin una suficiente profundidad para asegurar la compactación, menoscabo de las dos capas.



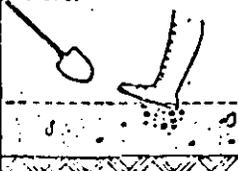
Para la colocación de concreto no sembrado en pendientes, la cara de cimbra deslizante debe ser de acero con contrapeso, y no vibrarse. El concreto debe ser vibrado adelante de la cimbra deslizante.



COLOCACION DEL CONCRETO EN UNA SUPERFICIE INCLINADA

CORRECTO

Con una pala se pasa la grava a las bolsas de piedras a otra zona con suficiente cantidad de arena y se consolida o vibra.



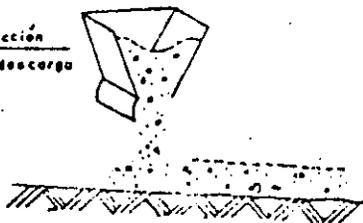
INCORRECTO

Tentar de corregir la bolsa de piedra trasponiendo mortero y concreto fresco en la zona.



EL TRATAMIENTO DE BOLSAS DE PIEDRA AL COLOCAR CONCRETO

Dirección de descarga

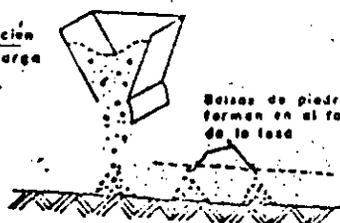


CORRECTO

Girar el cubo para que la grava segregada caiga en el concreto de tal manera que pueda combinarse dentro de la masa.

SI LA SEGREGACION NO HA SIDO ELIMINADA AL LLENAR LOS CUBOS UN remedio temporal es que se haga la corrección

Dirección de carga



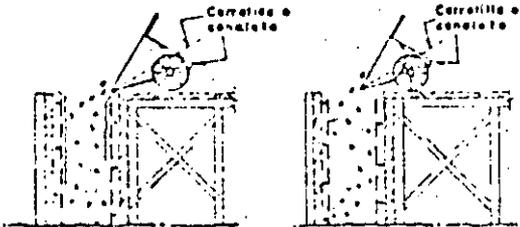
INCORRECTO

Descargar de manera que la poca libra se resbale y acumule sobre cimbras o sub-base

COLOCACION DEL CONCRETO

N	O	M	A	R	E	V
3303						
HOJA 04						

EL CONCRETO SE SEGREGARA SERIAMENTE A MENOS QUE SE DEPOSITE DENTRO DE LAS CIMBRAS ADECUADAMENTE 199



CORRECTO

Descárguese el concreto en un selector con una manguera ligera y flexible. Esto evita la segregación. La cimbra y el acero en su área limpió hasta que sea sobre el concreto.

INCORRECTO

Permite que el concreto del concha o la carrillita se golpee contra la cimbra y rebota en las varillas y la cimbra causando segregación y huecos en el fondo.

COLOCANDO CONCRETO EN LA PARTE SUPERIOR DE CIMBRAS ESTRECHAS



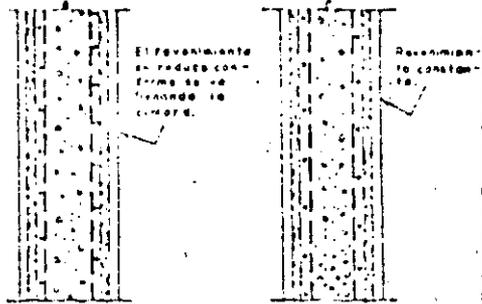
CORRECTO

Manguera portátil que descarga en una boquilla en una abertura de la cimbra

INCORRECTO

Rece

Martillo



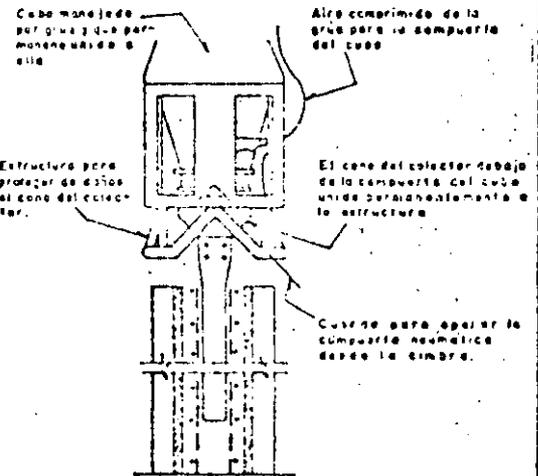
CORRECTO

Necesariamente el concreto es más húmedo en el fondo de cimbras estrechas y profundas y se hace más rico porque se alcanza la parte superior. El exceso de agua tiende a igualar la cantidad del concreto. La contracción por asentamiento es mínima.

INCORRECTO

Usar el mismo revestimiento en la parte superior como se requiere en el fondo. El asentamiento en la parte superior produce un exceso de agua y se coloración, pérdida de calidad y dureabilidad en la capa superior.

CONSISTENCIA DEL CONCRETO EN CIMBRAS ESTRECHAS Y PROFUNDAS



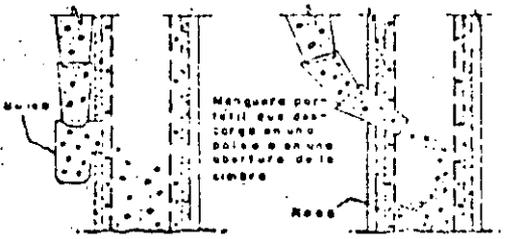
Cabe manejado por guía y que permitiendo el flujo

Aire comprimido de la grúa para la compresión del caso

Estructura para proteger de estos al concha del ciclistas

El concha del colector debajo de la cubierta del tubo unido perpendicularmente a la estructura

Cuerpo para apagar la compresión neumática desde la cimbra.



CORRECTO

Manguera portátil que descarga en una boquilla en una abertura de la cimbra

INCORRECTO

Rece

Caída vertical del concreto en balcones superiores debajo de cada abertura de la cimbra, permitiendo que el concreto se deslice y fluya fácilmente a la cimbra sin segregación

Permite que el concreto fluya a gran velocidad dentro de las cimbras, a que forme un ángulo con la vertical. Esto inevitablemente resulta en segregación

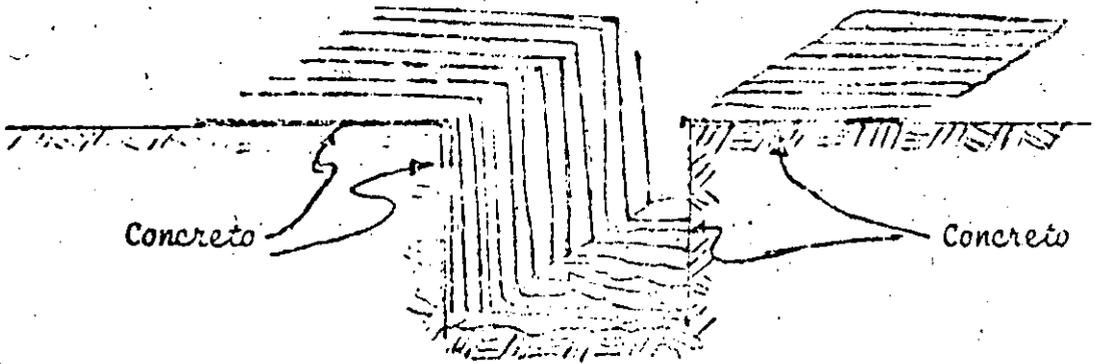
Conducto de caída flexible conectado al concha colector. El conducto se coloca en plano cuando se está colocando para de concreto permitiendo que se le empuje para el menor tamaño de agregado además de ser lo suficientemente grande para el mayor

COLOCACION EN PAREDES PROFUNDAS O CURVAS A TRAVES DE UNA ABERTURA EN LA CIMBRA

COLOCACION DE CONCRETO EN CIMBRAS PROFUNDAS Y ESTRECHAS

COLOCACION DEL CONCRETO

N	O	H	M	A	N	E	V
0-04							
MAY 1954							



ción en zanja de ancho y largo determinado y a medida que se va haciendo la excavación se va introduciendo lodo bentonítico. La bentonita, en virtud de su elevado peso específico, ejerce una fuerte presión sobre las paredes de las excavaciones y penetra en el terreno alrededor de él haciéndolo impermeable; mientras que por lo que se refiere a su acción contra los derrumbes, puede considerarse que dicha bentonita encerrada en la excavación debe resistir a la presión del suelo y, si hay presencia de una faja de agua, resistir también a su empuje; o sea que dicho lodo sustituye perfectamente bien cualquier forma de ademe.

3o. Limpieza del fondo

Terminada la excavación hasta la cota determinada y con el ancho y largo establecido, se debe proceder a la limpieza del fondo, la misma que se ejecuta mediante bombas especiales sumergidas que hacen circular el lodo a través de un ciclón y un separador, volviendo a recircular la bentonita limpia.

4o. Colocación del acero de refuerzo

Sucesivamente y si es necesario según el cálculo, se puede proceder a introducir en la zanja, siempre en presencia del mismo lodo, una parrilla de acero de refuerzo.

5o. Colado del concreto

El paso a seguir es el colado del concreto que se efectúa de abajo hacia arriba mediante un tubo de colado (tubo "tramie"). Un factor muy importante es que la parte inferior de dicho tubo tiene que quedar siempre sumergido en el concreto, por lo menos un metro o más.

En la hoja siguiente se puede observar en forma gráfica este proceso.

e) Bombeo

Podemos definir al concreto bombeado como un concreto conducido por presión a través de un tubo rígido o de una manguera flexible y vaciado directamente en el área de trabajo. En general, su uso ha tenido buen éxito, especialmente en el revestimiento de túneles y para vaciados en áreas inaccesibles a las grúas, camiones, etc. Últimamente ha tomado bastante auge en trabajos de edificación.

El sistema de bombeo, puede ser útil en la mayor parte de las construcciones de concreto; pero más especialmente en las áreas donde el espacio para el equipo de construcción es muy reducido.

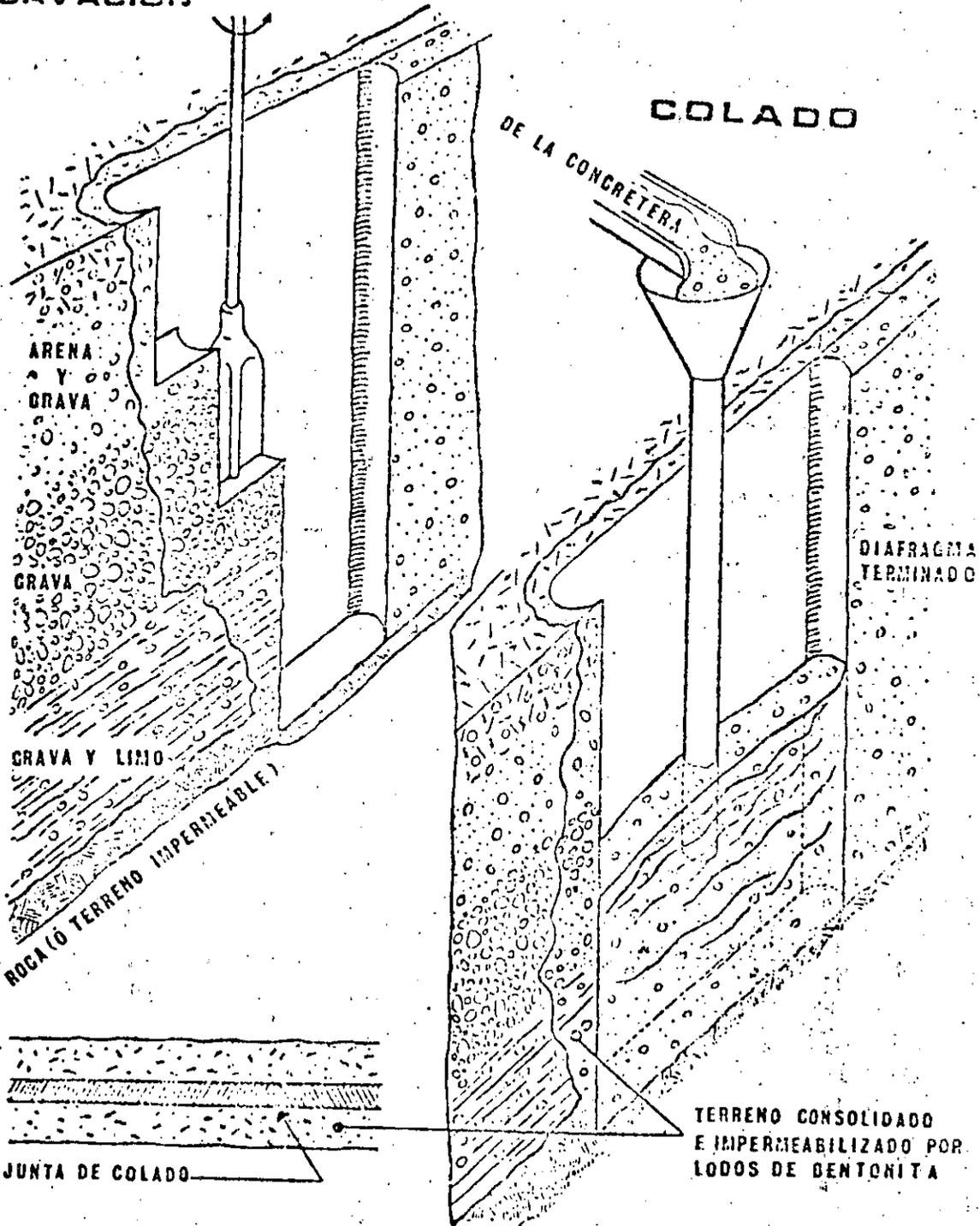
Para obtener un bombeo satisfactorio se requiere una dotación constante de concreto bombeable, el cual, como las mezclas convencionales, requiere un buen control de calidad. De acuerdo

EJECUCION DE MURO COLADO "IN SITU"

EXCAVACION

COLADO

DE LA CONCRETERA



ARENA Y GRAVA

GRAVA

GRAVA Y LIMO

ROCA (O TERRENO IMPERMEABLE.)

DIAFRAGMA TERMINADO

TERRENO CONSOLIDADO E IMPERMEABILIZADO POR LODOS DE DENTONITA

JUNTA DE COLADO

con el equipo que se use, la capacidad de entrega de concreto variará de 8 a 70 m³ por hora. El alcance efectivo variará de 90 a 300 m horizontalmente y de 30 a 90 m verticalmente. Ha habido casos en los que se ha logrado bombear concreto en distancias horizontales hasta de 600 m y en verticales hasta 500 m.

f) Bandas transportadoras

Este es también un método de colocación utilizado con cierta frecuencia en las grandes obras.

Las principales ventajas de las bandas transportadoras son el flujo uniforme y el volumen que desplazan. Su desventaja mayor es la tendencia a la segregación del concreto en el extremo de descarga, por lo que se hace conveniente instalar algún dispositivo en el extremo de descarga que asegure la caída vertical del concreto.

Por lo general es necesario instalar un limpiador de banda en el extremo de descarga para evitar que una porción del concreto se adhiera a la banda.

g) Cablevías

En algunas grandes obras, como es el caso de presas de concreto, se ha utilizado este sistema de colocación con magníficos resultados. Su funcionamiento es aparentemente simple y consiste en lo siguiente: Se tiende un cable a manera de un puente colgante y sobre él se desliza un mecanismo por medio de poleas y del cual pende un bote que en su interior contiene concreto y que se depositará en el lugar del colado. El accionamiento del sistema se realiza desde una caseta que se encuentra en alguno de los extremos en donde se encuentran sujetos el cablevía. Su utilización como método de colocación de concreto es relativamente escaso ya que requiere de condiciones especiales.

h) Concreto lanzado

Este es el nombre que se da a un mortero o concreto transportado a través de una manguera y proyectado neumáticamente a alta velocidad, sobre una determinada superficie.

Las propiedades del concreto lanzado no difieren de las propiedades de un concreto colocado convencionalmente, de proporciones similares; es el método de colocación el que confiere al concreto lanzado sus significativas ventajas en numerosos usos. Al mismo tiempo, se requiere considerable habilidad y experiencia en la aplicación del concreto lanzado, así que su calidad depende en gran parte del trabajo de los operadores, especialmente en la colocación con la boquilla de expulsión.

El contenido de cemento en el concreto lanzado es alto. Además, el equipo necesario y la forma de colocación son más caros que en el caso de concreto convencional. Por estas razones, el concreto lanzado se usa principalmente en ciertos tipos de construcciones: secciones delgadas y ligeramente reforzadas (en algunos casos), como techos, cascarones, recubrimiento de túneles y tanques presforzados. Se usa también para reparar concreto deteriorado, estabilizar taludes, recubrir acero para protección contra incendios, y como sobrecapa ligera de concreto, mampostería o acero. Si el concreto lanzado se aplica en una superficie cubierta por agua corriente, es necesario usar un acelerante que produzca fraguado instantáneo; pero con la consiguiente reducción en la resistencia, aunque hace posible el trabajo de reparación. Generalmente, se aplica el concreto lanzado en un espesor hasta de 10 cm.

En la hoja que sigue se ilustra gráficamente el sistema.

LANZADO



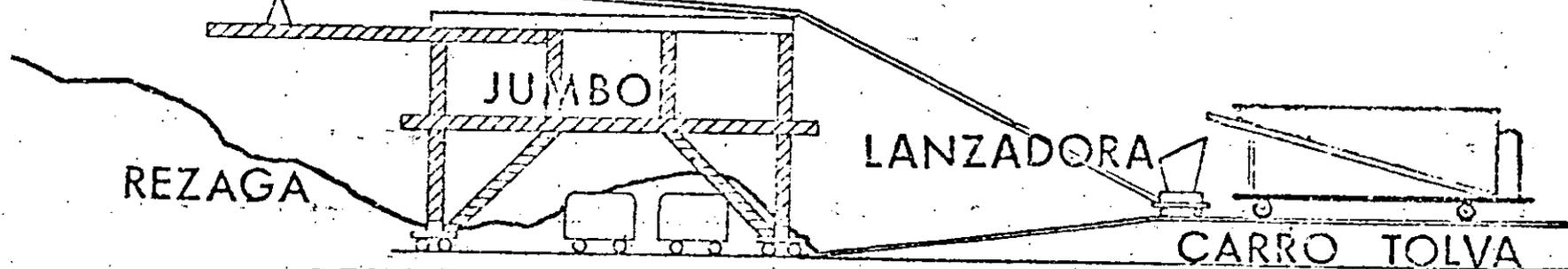
REZAGA

JUMBO

REZAGADORA
VAGONETA

LANZADORA

CARRO TOLVA



COMPARACION ENTRE PROCEDIMIENTOS DE COLOCACION DE CONCRETO

PROCEDIMIENTO	CUNETAS	BUGUI	BANDAS	BOMBAS
Restricciones de Mezclado	Ninguna	Ninguna	Ninguna	Muchas (de acuerdo al tipo de bomba)
Accesibilidad	No debe haber obstáculos superiores	Requiere espacio para rodamiento, rampas o malacates	No supera obstáculos altos verticales pero pueden utilizarse — ventanas, etc.	Ninguna
Restricciones en desplazamiento vertical	Lo permitido por la grúa	La pendiente — cuesta arriba — máxima es 5:1 en términos generales	La pendiente máxima es 2:1 en ambos sentidos, en general	50 a 450 pies con una clase record de 576 pies.
Restricciones en desplazamiento horizontal	El ángulo de la pluma limita la operación de carga de la cubeta; dar el ángulo necesario toma su tiempo.	Manuales: límite práctico 200 pies máx. Motor: 1000 — pies	2 000 pies o más	250 a 2 500 pies dependiendo de la bomba y del diámetro de la tubería
Yardas/hora	Con cubeta de 1 yarda, y vel. de 240 p.p.m. 73 yd/hora a 50 pies de elevación 36 yd/hora a 200 — pies de elevación	Manuales: 200 pies, 3 a 5 — yd/hora Motor: 600 pies 15 a 20 yd/ — hora	100 a 360 yd/ — hora	5 a 160 yd/hora dependiendo de la bomba y del tipo de trabajo
Utilización malacate/grúa	El ciclo completo de colado requiere grúa o malacates	Ninguno, a menos que el nivel de colado sea superior al nivel de la — rampa	Si se utilizan unidades pesadas, sólo durante el tendido	Ninguno
Tiempo para instalación	Ninguno, a menos — que existan obstáculos para el acceso	Instalación de rampas y rodamiento — posible necesidad de — apuntalamiento	Se requiere un — mínimo de 5 horas para 200 pies — de recorrido	Colocación de la línea (No si se utiliza bomba montada en camión)
Costo inicial	Descarga inferior — 1.5 yd: \$1 000 U.S.	\$ 1 750 US — \$ 2 500 US	Ancho 16", sistema de 200' — \$ 40 000 US — (7 bandas)	Bomba: \$ 15 000 US — \$ 40 000 US Pluma: \$ 20 000 US — \$ 40 000 US
Renta promedio/mes	1 yd descarga inferior: \$ 105 US 1 yd "recostada": \$ 103 US	Manual 10-12 pies: \$ 42.75 US. Motor 10-14 — pies \$ 204.00 US.	Ancho 16", 32-34 pies: \$ 413 US Ancho 16", 50 — pies: \$ 594 US	No disponible

EJEMPLO DE ESPECIFICACIONES

PROYECTO PAUTE - ETAPA I LICITACIÓN No. PA/1

PARTE IV

SECCIÓN: 8 HORMIGÓN LANZADO

8.1 Alcance de los Trabajos.— Esta Sección abarca el suministro y aplicación de hormigón lanzado, mediante equipo neumático, en el techo de la Casa de Niquina, en túneles, en pozos, en el recubrimiento de taludes y en otros sitios que la Fiscalización lo apruebe o lo ordene.

El hormigón lanzado se colocará según las instrucciones de los planos, con o sin armadura o pernos de anclaje, pero también podrá ser utilizado como capa sellante, para impedir los escurrimientos de agua de filtración hacia las obras en construcción, o como relleno de irregularidades en las excavaciones.

8.2 Generalidades.— El hormigón estará constituido por una mezcla de cemento, agregados, agua y aditivos que será lanzado a alta presión sobre la superficie a cubrir. La capa proyectada se acomodará uniformemente, sin rebotar, a la superficie de la roca, evitándose luego la producción de escurrimientos o desprendimientos. Su espesor, extensión y resistencia guardarán conformidad con los requerimientos de los planos y/o con la aprobación de la Fiscalización. El Contratista deberá instalar clavos o algún otros dispositivos aprobado, como guía para la obtención de los espesores especificados.

El equipo y método a utilizarse estará de acuerdo con estas Especificaciones y con las recomendaciones del ACT 506, así como la práctica moderna más eficiente de ejecución, con personal especializado. Se observará, además, las especificaciones pertinentes de la Sección: 7 Hormigón.

El hormigón lanzado podrá ser aplicado tanto por mezcla en seco como por mezcla en húmedo. El Contratista previamente deberá obtener la aprobación de la Fiscalización del método y del equipo que se propone usar.

8.3 Materiales.— El cemento a utilizarse será tipo portland, que satisfaga los requisitos de la especificación ASTM - C 150, Tipo II.

Los agregados pueden consistir de arena natural o manufacturada o una combinación de los dos y gravilla y estarán constituidos por partículas limpias duras y resistentes con un diámetro máximo de 1 cm.

El módulo de finura de la arena estará comprendido entre 2.5 y 3.0

Los aditivos, serán tan sólo acelerantes del fraguado. Su uso se condicionará a la aprobación de la Fiscalización.

El agua para la mezcla deberá cumplir con los requisitos ya indicados en el numeral: 7.5., de agua para hormigones.

Al disponer mallas de alambre, como refuerzo, éstas cumplirán con los requisitos especificados en la Sección. 10.

8.4 Dosificación

8.4.1 Ensayos Previos.— Los ensayos previos de la dosificación propuesta deberán realizarse con una anticipación mínima de 20 días a la aplicación del hormigón lanzado en las obras definitivas.

Los ensayos se efectuarán en por lo menos dos paneles, de 1 m², con o sin malla en la cuarta parte o en la mitad de su superficie (según la aprobación de la Fiscalización). El espesor requerido, no menor de 5 cm. será aplicado de acuerdo al método a emplearse, sobre un panel colocado en posición vertical; y el otro,

horizontal, en la bóveda.

El Contratista obtendrá de ellos las muestras o testigos necesarios para efectuar ensayos de compresión, que determinen la calidad del hormigón lanzado; se controlará, además la capacidad y calidad del equipo de mezcla y lanzado, y los tiempos necesarios de revoltura.

8.4.2 Dosificación.— El diseño de la dosificación será hecho por la Fiscalización. Al aceptarlo el Contratista, la asume completamente como suya, para la ejecución. La resistencia a alcanzarse de 175 Kg/cm^2 a los 7 días.

La dosificación se hará por peso y con una precisión de 10/o. El equipo de pesaje permitirá obtener pesadas con errores inferiores a 0.50/o. El mezclado de los materiales se realizará mecánicamente, por el tiempo mínimo de 1-1/2 minutos, en forma completa y uniforme, y en las cantidades necesarias para mantener un abastecimiento ininterrumpido. El contenido de humedad de los agregados antes de la revoltura será entre el 3 y 50/o

Toda mezcla que no haya sido utilizada hasta 45 minutos después de iniciado su mezclado deberá ser rechazada a expensas del Contratista.

8.5 Colocación

8.5.1 Limpieza.— Antes de la colocación del hormigón lanzado, las superficies deberán ser cuidadosamente limpiadas, por medio de chorros alternados del aire y agua a presión. Se alejará de ellas todo material suelto, residuos, o fragmentos de roca, lodos, agua de escurrimiento, etc.

No se colocará el hormigón lanzado sobre superficies secas o polvorientas éstas, una vez limpiadas, deberán ser mantenidas húmedas por lo menos durante 2 horas. Si la aplicación va a hacerse sobre capas antiguas de hormigón lanzado, éstas deberán ser auscultadas con golpes de martillo, para comprobar que no haya zonas sueltas, que en caso de existir deberán ser picadas cuidadosamente y reemplazadas con el nuevo hormigón lanzado.

Si se utiliza mallas de refuerzo, se tendrá los mismos cuidados de limpieza antes indicados.

8.5.2 Agua de Hidratación.— La dosificación de agua en la boquilla del equipo de lanzado deberá ser tal, que la mezcla proyectada sea trabajable y produzca el mínimo posible de rebote; evitándose posteriores escurrimientos o desprendimientos, debidos a exceso de agua.

La presión del agua en el mezclador deberá ser mayor, en mínimo 1 Kg/cm^2 , que aquella del aire comprimido; y mantenido constantemente, uniforme y adecuada, para garantizar su eficiente mezcla con el cemento y agregados.

8.5.3 Aplicación.— El hormigón, lanzado se aplicará de modo continuo, no intermitente, en los espesores establecidos en los planos y/o según lo indique la Fiscalización. En las zonas en que sea necesario más de una carga, la siguiente se aplicará luego de por lo menos 8 horas después de la primera.

La boquilla se mantendrá en posición perpendicular a la superficie y a una distancia entre 1 y 1.5 m. El chorro deberá ser de forma cónica; caso contrario, la boquilla será reparada o cambiada. Todo el material de rebote será desechado, a expensas del Contratista.

Para la longitud de mangueras de menos 30 m, la presión del aire en la lanzadora no será inferior a 3 kg/cm^2 de ancho, las cuales deberán ser limpiadas, según lo indicado en 8.5.1 antes de aplicar la nueva capa adyacente. No se permitirá la construcción de juntas cuadradas.

8.6 Curado.— El hormigón lanzado deberá ser protegido de la pérdida de agua durante el tiempo mínimo de 7 días, después de colocado, por uno de los siguientes métodos:

- a) Cubriendo la superficie con cañamos, arenas o paja, y manteniéndose continuamente húmedos.
- b) Rociándolo continuamente con agua o cubriéndolo con agua;
- c) Cubriéndolo con una capa de material sellante, aprobado que mantenga por lo menos el 90o/o del agua original de la mezcla, de acuerdo al método de la especificación ASTM-C 156.71.

Si la humedad relativa del aire en la superficie del hormigón lanzado fuere de 90o/o, durante el tiempo mínimo especificado, no se requerirá de precauciones especiales de curado.

8.7 Control de Calidad.— El Contratista prestará, sin cargo alguno, todas las facilidades necesarias para que la Fiscalización efectúe el control de calidad cuando y donde creyere conveniente. Especialmente, se hará un panel de ensayo en cada frente de trabajo y se extraerá testigos de aproximadamente 7.5 cm. de diámetro para efectuar controles de espesor y resistencia. Mínimo se erectuará un panel de ensayo por cada tres días de aplicación.

Todo hormigón lanzado que no cumpliera con los requisitos especificados en esta Sección, o que sufriere daño después de colocado, deberá ser reemplazado o corregido según lo indique y apruebe la Fiscalización, a expensas del Contratista.

8.8 Medición y Forma de Pago.— El hormigón lanzado a pagarse será medido en base al peso, en toneladas métricas, del cemento usado. Este precio incluirá el costo de suministros de todos los materiales (excepto cemento), equipos, herramientas y mano de obra necesarios para realizar la preparación mezcla y colocación del hormigón, así como, para controlar el agua superficial, el suministro y la aplicación de los compuestos químicos para el curado y la provisión de agua de curado.

El pago se efectuará de acuerdo al precio unitario por tonelada métrica estipulado en la Tabla de Cantidades y precios.

La medida y forma de pago para la malla de alambre soldada, usada como refuerzo se hará de acuerdo a lo indicado en el numeral 10.7.

El cemento se medirá y pagará de acuerdo a lo establecido en el numeral 7.30.14.

5. CONSTRUCCION DE LOS DIFERENTES TIPOS DE JUNTAS

A fin de reducir los esfuerzos de tensión, compresión y flexión, según el caso, se hace necesario construir juntas en los colados de concreto hidráulico. Podemos distinguir las siguientes juntas:

A. JUNTAS DE EXPANSION

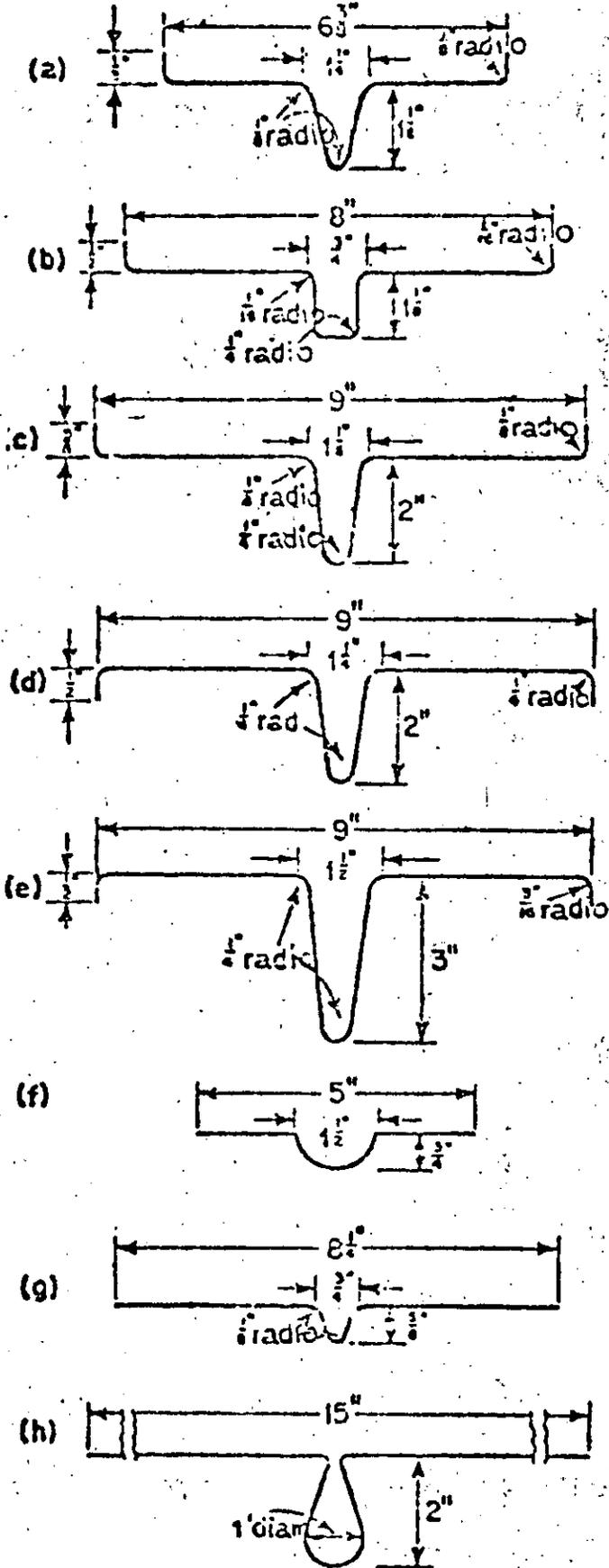
Su función principal es proporcionar el espacio para que tenga lugar la expansión del concreto y por consiguiente, evitar que se originen esfuerzos de compresión que pudieran causar daño en el mismo. Esta junta funciona también como junta de contracción. Se pueden localizar en estructuras largas, como muros de contención, edificios, ductos, etc.

Se recomienda que estas juntas sean colocadas cada 30 m en el caso de muros de contención y de edificios. Es también conveniente colocar juntas de expansión en estructuras que tengan cambios de dirección, tal y como sucede en los edificios en forma de T o L.

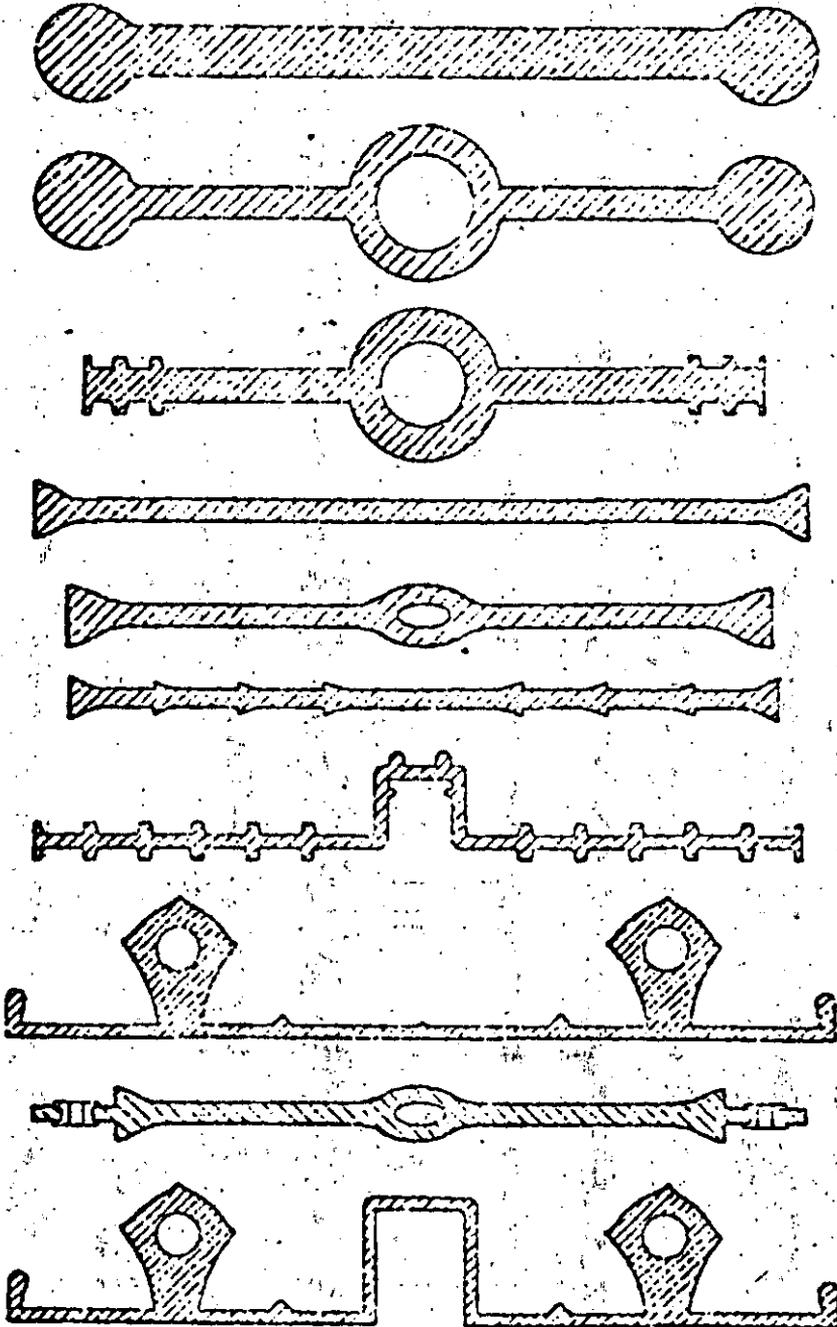
Las juntas pueden ser elementos ahogados en el concreto del siguiente material: cobre; debido a que su resistencia a la oxidación es mucho mayor que la del acero; bandas de PVC, debido a que absorben los movimientos de la junta y son completamente impermeables; bandas de plástico; bandas de hule.

En las dos siguientes páginas se anexan croquis de juntas de expansión de cobre y distintos tipos de bandas flexibles para el sellado de juntas.

JUNTAS DE EXPANSION DE COBRE



DISTINTOS TIPOS DE BANDAS FLEXIBLES PARA EL SELLADO DE JUNTAS



B. JUNTAS DE CONTRACCION

Tienen por objeto limitar los esfuerzos de tensión a valores permisibles. Esta junta debe estar en libertad de abrirse y básicamente existen dos tipos: juntas de ranura, juntas de tiras metálicas. Las primeras se construyen formando una ranura en la superficie del elemento utilizando cualquiera de los siguientes procedimientos.

- Introduciendo temporalmente en el concreto una tira metálica.
- Instalando una tira de material premoldado de relleno para juntas a la profundidad requerida.
- A serrando el pavimento después que el concreto haya endurecido.

Las segundas, se usan en pavimentos de concreto y se construyen colocando una tira separadora o de partición sobre la sub-base. Este separador consiste en una placa metálica o alguna hoja delgada de algún material rígido e incompresible; sirve para interrumpir la continuidad del pavimento. Se forma una ranura en el concreto inmediatamente encima del separador.

C. JUNTAS DE ALABEO O DE ARTICULACION

Se refiere a cualquier tipo de juntas que permitan un cierto giro sin una separación considerable entre las losas adjuntas. Su función principal es absorber los esfuerzos por alabeos. A diferencia de la junta de expansión o contracción se colocan barras a través de la junta para prevenir separación considerable. En efecto, una junta de este tipo actúa simplemente como una articulación, permitiendo que los elementos en unión puedan sufrir un cierto desplazamiento angular.

D. JUNTAS DE CONSTRUCCION

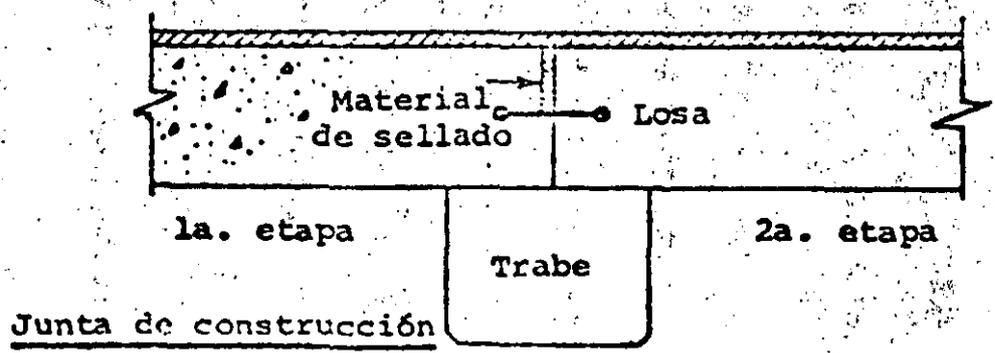
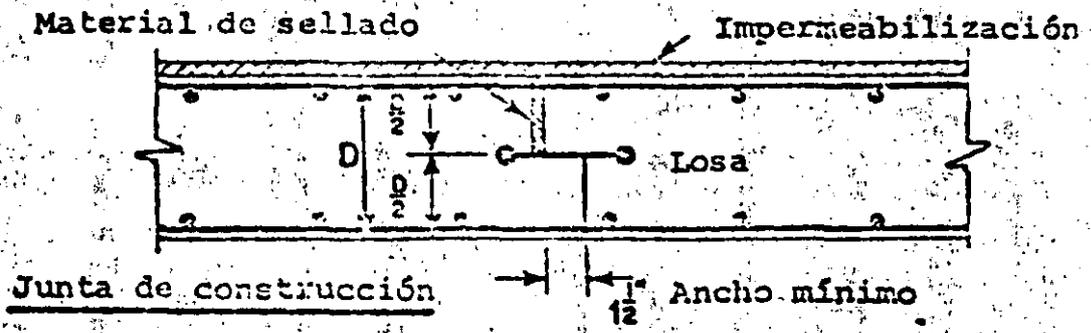
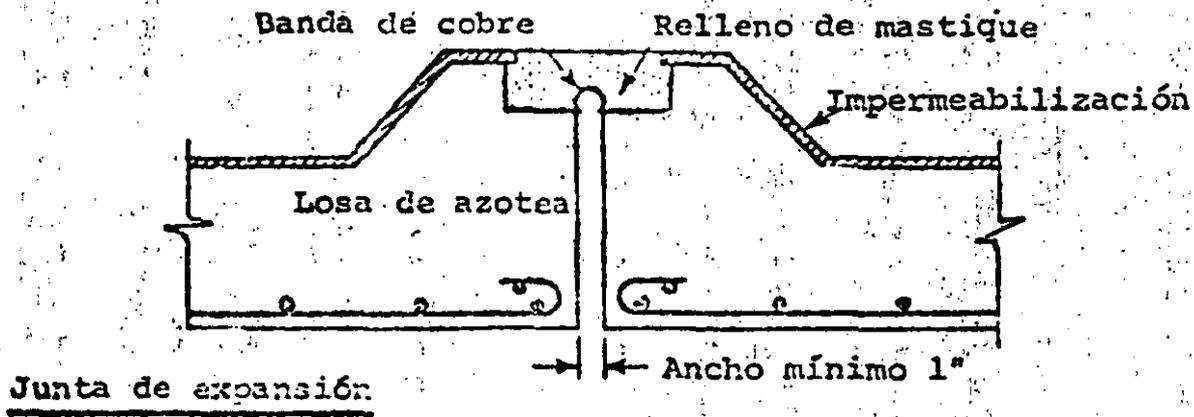
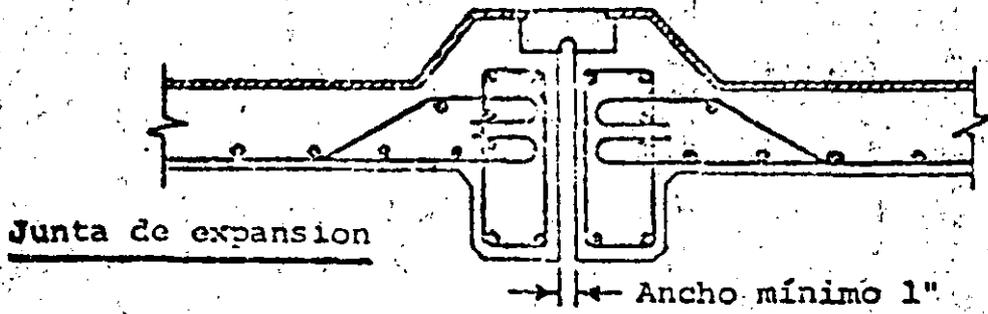
Al terminar una jornada de trabajo, o por alguna otra razón, la colocación del concreto se puede suspender temporalmente; entonces, es necesario construir juntas de este tipo. Se recomienda que la posición de las juntas de construcción, para elementos estructurales, conserven la posición que se indica en el croquis.

Cuando el proyecto lo exija habrá que dejar barras para la transmisión de cargas en losas coladas en un tramo continuo y en la junta de construcción que se deja al suspender el colado.

En el caso de colados continuos en losas de pavimentos, es importante que las varillas pasajuntas lisas que se dejan en la zona de la junta, sean colocadas a la mitad del peralte de la losa y repartidas según marque el proyecto, alineadas paralelamente al eje longitudinal y engrasadas para que tengan libertad de movimiento horizontal. Para lograr tener las barras pasajuntas en su posición correcta se construye una estructura de alambón que se clava en la subbase y sobre esta se distribuyen las barras pasajuntas amarrándolas ligeramente para permitir el movimiento horizontal sin perder su alineamiento longitudinal.

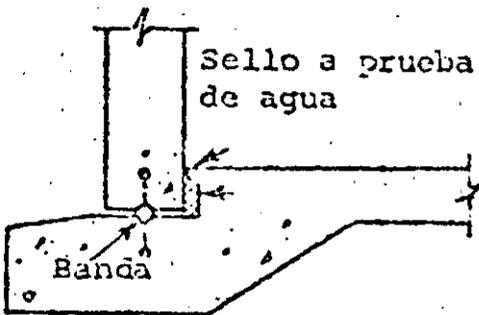
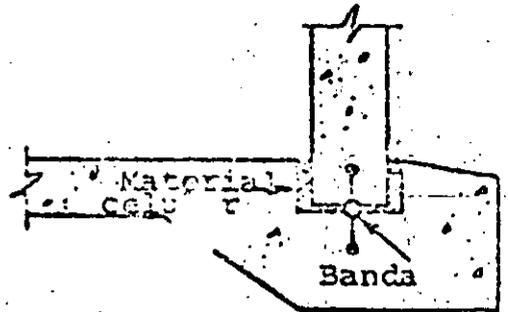
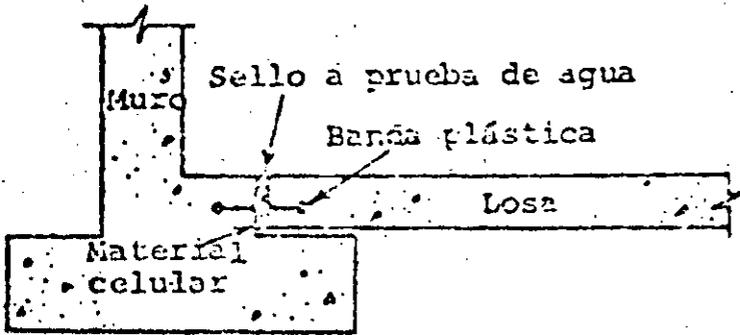
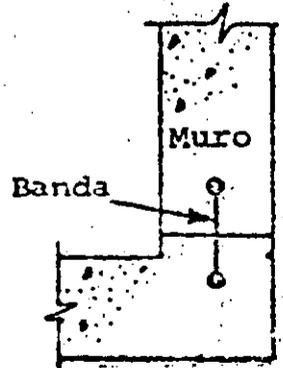
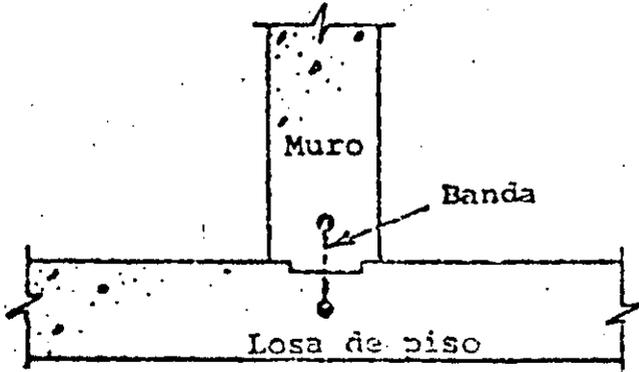
En las siguientes se anexan ejemplos de diferentes tipos de juntas.

DISTINTAS SOLUCIONES DE JUNTAS EN LOSAS DE AZOTEA



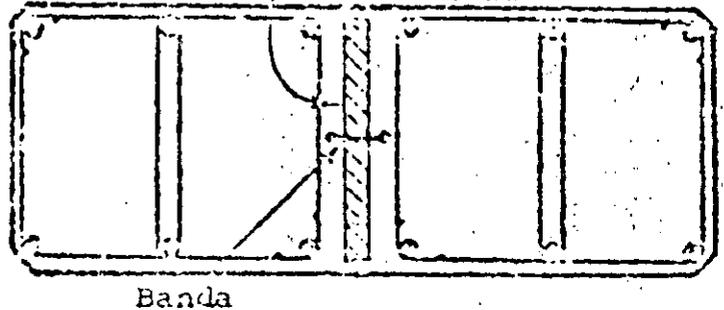
EJEMPLOS DE UTILIZACION DE BANDAS PLASTICAS EN

DISTINTOS TIPOS DE JUNTAS DE CONSTRUCCION



Material celular, Sello a prueba de agua

JUNTA DE CONSTRUCCION
ENTRE DOS COLUMNAS



Banda

SUPERVISION DURANTE LA COLOCACION

A. ASPECTOS GENERALES

Al desarrollarse el proyecto de una estructura cualquiera, se presentan tres etapas o pasos que pueden definirse como:

a) Planeación

En esta etapa se analizan las diversas alternativas en un nivel muy general, relacionando insumos y productos.

b) Diseño

Es el siguiente paso y en él se detalla la estructura, se dan dimensiones, se fijan calidades de los materiales y acabados y se representa mediante planos y especificaciones.

c) Construcción

En esta etapa se aplican los insumos en forma física a fin de realizar la obra que el diseñador representó en planos y especificaciones.

Es evidente que el papel del contratista está relacionado con la etapa c, siendo muy conveniente que tenga una idea completa de las etapas anteriores que se mencionan, y aún de las etapas posteriores, que son Operación y Mantenimiento de la estructura.

Podría pensarse que lo más económico es que el propietario de la estructura se abocara por sí mismo a la realización de todas las etapas para la consecución de un proyecto, puesto que aparentemente le reportaría economías. Sin embargo, la ejecución de una obra implica, para que sea económica, una concentración de equipo especializado y experiencia previa. Es en la construcción, cuando se realiza el mayor gasto derivado del proyecto; los ahorros que pudieran realizarse en esta etapa son significativos para la bondad económica del mismo:

- Una organización especializada, que cuente con los medios adecuados para la realización de la cons-

truccion; es, por lo tanto, una necesidad, que aunado a un sistema bien diseñado de otorgamiento de obras por concurso, puede dar la respuesta a la necesidad de muchos propietarios que desean construir una gran diversidad de estructuras.

En nuestro medio es prácticamente común que las obras las realicen físicamente los contratistas; pero siempre bajo el estricto control de la parte contratante, quien verificará que lo que marcan los planos y las especificaciones se cumpla.

Queda entonces claro que el contratista, tiene la obligación de contar con un adecuado sistema de control que le permita realizar la obra con la calidad especificada. Dicho sistema de control debe ser planeado, definiéndose en esta etapa, el tipo de muestra y la frecuencia con la que esta debe ser obtenida. Para tal efecto, el contratista deberá contar con un laboratorio con cierto tipo de elementos, que permita realizar las pruebas planeadas. Se necesita también una organización que realice dichas pruebas; y de acuerdo con la complejidad de las mismas, tendrá una definición del tipo de personas requeridas para manejar el laboratorio.

Es frecuente que, independientemente del sistema de control de constructor, exista un sistema de control proveído por el cliente. A este sistema de control es al que se le conoce con el nombre de supervisión, sin embargo, en estas notas al emplear los términos "supervisión" o "supervisor", se entenderá indistintamente y por conveniencia, que se puede tratar de la supervisión proveída por el cliente o bien de todo el sistema de control de calidad que realiza el constructor.

Dicho lo anterior, vale la pena también aclarar, que dentro del aspecto "control durante la colocación del concreto" no solamente se debe vigilar que se realicen las pruebas adecuadas o que se obtengan los especímenes necesarios; sino que también existe una serie de actividades que es necesario llevar a cabo de acuerdo con ciertas normas.

Trataremos de ser más claros haciendo la siguiente lista de lo que el supervisor debe controlar durante la colocación del concreto.

- Trabajabilidad y consistencia.
- Calidad del concreto.
- Forma de colocación en los moldes.
- Compactación del concreto.
- Verificación de la temperatura ambiente.
- Curado del concreto.

B. TRABAJABILIDAD Y CONSISTENCIA

La trabajabilidad es la propiedad de la revoltura de concreto fresco que determina la facilidad con la cual puede manejarse, consolidarse y acabarse. Esto incluye factores tales como la fluidez, moldeabilidad, cohesividad, y compactibilidad. Esta trabajabilidad está afectada por la graduación de los agregados, por la forma de las partículas, por las proporciones de los agregados, por el contenido de cemento, por los aditivos (si se usan) y por la consistencia de la revoltura.

La consistencia es la facultad de la revoltura de concreto fresco para fluir. También nos determina ampliamente la facilidad con la cual el concreto puede ser consolidado.

Puede decirse que aun no existe una medida absoluta para la consistencia y para la trabajabilidad,

sin embargo, la prueba de revenimiento, que es la que se usa con mayor frecuencia en las obras, puede ser muy útil como una indicación de la consistencia y en ciertas mezclas también de la trabajabilidad. Esta prueba de revenimiento, es ampliamente utilizada para determinar la consistencia de las revolturas que se usan en la construcción normal; para revolturas más rígidas se recomienda la prueba Ve Be.

C. CALIDAD DEL CONCRETO

La medida más común por la cual se juzga la calidad del concreto es la resistencia a la compresión.

La función del supervisor en este aspecto, se limita a controlar que de cada determinado volumen de concreto, se elaboren los cilindros de prueba especificados vigilando que estén debidamente identificados. Estos cilindros de prueba pueden elaborarse en la forma tradicional, o bien, en moldes en los cuales se vierte el concreto para después cerrarse herméticamente; bien se trate de la prueba normal a los 28 días o de la prueba acelerada a los 28 1/2 horas, respectivamente.

D. FORMA DE COLOCACION EN LOS MOLDES

Un requisito básico del equipo y métodos de colocación, como de todos los demás equipos y métodos de manejo, es que debe conservar la calidad del concreto en lo que se refiere a la relación agua-cemento, revenimiento, contenido de aire y homogeneidad. La selección del equipo debe basarse en su capacidad para manejar eficientemente el concreto en las condiciones más ventajosas de tal manera que pueda ser fácilmente consolidado en su lugar mediante vibración.

Debe preverse suficiente capacidad de colocación, mezclado y transporte, de manera que el concreto pueda mantenerse plástico y libre de juntas frías mientras se coloca. Debe colocarse en capas horizontales que no excedan de 60 cm. de espesor, evitando capas inclinadas y juntas de construcción.

Para construcción monolítica, cada capa debe colocarse cuando la capa anterior todavía responda a la vibración, y las capas deben ser lo suficientemente poco profundas como para permitir su unión entre sí mediante una vibración adecuada.

Las figuras de las tres páginas siguientes muestran cómo pueden evitarse muchas de las causas comunes de la segregación en la colocación del concreto.

E. COMPACTACION DEL CONCRETO

El proceso de compactación del concreto consiste esencialmente en la eliminación del aire atrapado. Para lograr la compactación existen diversos métodos y técnicas disponibles. La elección depende principalmente de la trabajabilidad de la revoltura, de las condiciones de colado y de la proporción de aire que se desea.

Debe seleccionarse un método de compactación que sea adecuado para la revoltura de concreto y las condiciones de colado. Hay disponible una amplia variedad de métodos manuales y mecánicos.

a) Métodos manuales

Los métodos manuales más antiguos, consistían en apisonar o consolidar la superficie del concreto a fin de deslojar el aire y forzar a las partículas a una configuración más estrecha. De hecho a causa de la acción de la gravedad se obtiene un cierto grado de consolidación cuando se deposita el concreto en la cimbra. Esto es particularmente cierto para mezclas fluidas en las que es necesario muy poca compactación adicional, como por ejemplo un ligero varillado. Sin embargo tiene la desventaja de gran contenido de agua, que como se sabe reduce la resistencia mecánica.

Las revolturas plásticas pueden consolidarse con un varillado (empujando una varilla consolidadora u otra herramienta adecuada en el concreto), o por medio de una apisonado. El paleado es algunas veces empleado para mejorar las superficies en contacto con la cimbra; una herramienta plana en forma de pala es repetidamente metida y sacada en el lugar adyacente a la cimbra. Esto obliga a las partículas gruesas a alejarse de la cimbra y ayudar a las burbujas de aire en su ascenso hacia la superficie superior. Aunque es una operación laboriosa, el resultado vale la pena algunas veces.

El compactado a mano puede utilizarse para consolidar revolturas rígidas. El concreto se coloca en capas delgadas y cada capa es cuidadosamente apisonada y compactada. Este es un método efectivo de consolidación, pero laborioso y costoso.

b) Métodos mecánicos

El método más comúnmente usado hoy en día es el de vibración, la cual se adapta especialmente a las consistencias más rígidas que van asociadas al concreto de alta calidad. La vibración puede ser interna o externa.

Otro método es el de barras apisonadoras operadas mecánicamente y son adecuadas para consolidar revolturas rígidas en algunos productos precolados, incluyendo los bloques de concreto.

Un equipo que aplique altas presiones estáticas en la superficie superior puede utilizarse para consolidar losas delgadas de concreto de consistencia plástica o fluida. Aquí el concreto es prácticamente exprimido en la cimbra, expulsando el aire atrapado y parte del agua de la revoltura.

La fuerza centrífuga es capaz de consolidar desde un concreto de revenimiento moderado a uno alto, en la fabricación de tuberías de concreto, postes, pilotes y otras secciones huecas.

Muchos tipos de vibradores de superficie están disponibles para la construcción de losas incluyendo reglas vibratorias, rodillos vibratorios, apisonadores vibratorios de placa o enrejado y herramientas vibratorias para acabado.

Las mesas de impacto (utilizadas en el proceso Schokbeton), algunas veces llamadas mesas de golpeteo, son adecuadas para consolidar concreto de bajo revenimiento. El concreto se deposita en capas delgadas en moldes resistentes. Tan pronto como se llena el molde, se levanta alternativamente una corta distancia y se deja caer en una base sólida. Siendo que el molde y el concreto son repentinamente detenidos en caída libre, el impacto origina que el concreto se "compacte" en una masa densa. Las frecuencias varían en el rango de 150 a 250 golpes por minuto, y la caída libre es de 0.3 a 1.3 cm (1/8" a 1/2").

El proceso de vacío es un método que mejora la calidad del concreto cerca de su superficie y consiste en quitar parte del agua de la revoltura después que el concreto ha sido colado; sin embargo, esto implica algunas reconsolidación. Su principal aplicación está en la construcción de losas. En este caso, se aplican unas lonas a la superficie, después que se ha terminado la consolidación normal, y se conectan a las bombas de vacío. La succión ejercida por las bombas y la presión atmosférica del aire (una fuerza de consolidación), actúan simultáneamente en las lonas removiendo el agua y el aire atrapado en la región cercana a la superficie, cerrando los espacios ocupados previamente por el agua.

c) Combinación de métodos

Bajo ciertas condiciones, el combinar dos o más métodos de consolidación puede dar muy buenos resultados. Por ejemplo, la vibración interna y externa puede a menudo combinarse ventajosa-

mente en los precolados y en algunas ocasiones en concreto colado en el lugar. En algunos casos se pueden utilizar vibradores de cimbra para consolidación rutinaria y vibradores internos en puntos críticos, como pueden ser ciertas secciones altamente reforzadas donde se tienden a crear vacíos y una mala adherencia entre el concreto y el fuerzo. Inversamente en secciones donde la consolidación principal se hace con vibradores internos, la vibración de la cimbra puede aplicarse también para alcanzar la apariencia deseada en la superficie.

La vibración puede aplicarse simultáneamente a la cimbra y a la superficie expuesta. Este procedimiento se usa frecuentemente en la fabricación de unidades. Se utilizan mesas vibratorias. Mientras que el molde es vibrado, una placa o rejilla vibratoria aplicada a la superficie expuesta ejerce un impulso vibratorio y una presión adicionales.

La vibración del molde es algunas veces combinada con presión estática aplicada a la superficie expuesta. Esta "vibración bajo presión" es particularmente útil en muchas máquinas para fabricar bloques de concreto, donde las revolturas muy rígidas no responden favorablemente a la vibración sola.

Centrifugado (girado), vibración y rolado se combinan frecuentemente en la producción de tuberías de concreto de alta calidad y otras secciones huecas.

d) Vibrado

La vibración consiste en someter al concreto fresco a rápidos impulsos vibratorios los cuales reducen drásticamente la fricción interna entre las partículas de agregado. Mientras se encuentra en estas condiciones, el concreto se asienta por acción de la gravedad (algunas veces auxiliado por otras fuerzas). Cuando se detiene la vibración, la fricción se restablece.

Vibradores como el que se muestra en la figura de la página siguiente, son muy usados para compactar el concreto.

Los vibradores internos, llamados a menudo vibradores de corto alcance o hurgadores, tienen una cabeza o caja vibradora. La cabeza se sumerge y actúa directamente contra el concreto. En la mayoría de los casos para evitar el sobre-calentamiento los vibradores internos dependen del efecto de enfriamiento del concreto que los rodea.

Todos los vibradores internos actualmente en uso son del tipo rotatorio. Los impulsos vibratorios emanan en ángulo recto de la cabeza del vibrador.

Un vibrador para concreto tiene un rápido movimiento oscilatorio el cual se transmite al concreto fresco. El movimiento oscilatorio está descrito básicamente en términos de frecuencia (número de oscilaciones o ciclos por unidad de tiempo), y amplitud (desviación del punto de reposo).

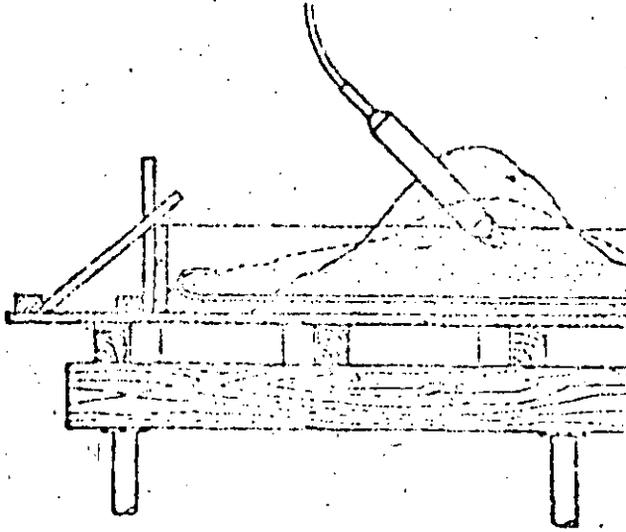
Los vibradores rotatorios siguen una trayectoria orbital que generalmente se alcanza al rotar un peso desbalanceado o excéntrico dentro de la caja del vibrador.

Generalmente el diámetro de los cabezales de un vibrador de 3 a 10 cm. y el radio de acción de 30 a 60 cm.

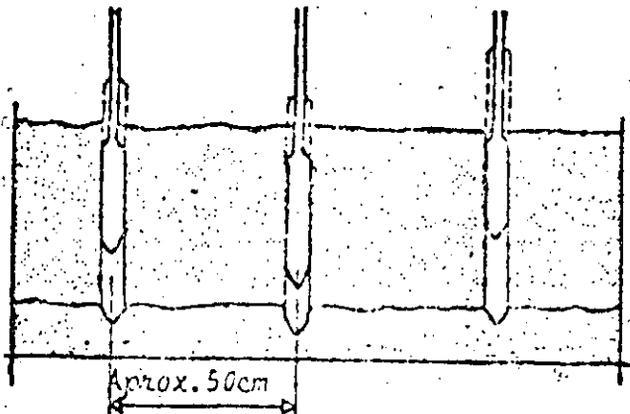
Resumiendo, podemos decir que para lograr buenos resultados en la vibración, es importante observar los siguientes aspectos.

- 1o. Debe tenerse cuidado para que al actuar un vibrador sobre el refuerzo no se provoque desplazamiento de este.
- 2o. Se recomienda no vibrar un concreto con demasiado contenido de agua porque se segrega fácilmente favoreciendo la formación de bolsas de grava.

30. Debe sumergirse el vibrador lentamente hasta que el agua y el aire aparezcan en la superficie. Una sobrevibración en el mismo sitio de inmersión en determinadas revoluciones puede producir segregación.
40. Si al retirar el vibrador no se cierra el orificio inmediatamente, esto puede ser indicio de que se necesita más agua de mezclado.
50. Se recomienda no introducir el vibrador al azar sino de manera sistemática y de tal forma que la zona de acción de cada posición sea sólo parcialmente con las inmersiones anteriores. No se debe permitir que el concreto sea extendido con una introducción muy pronunciada del vibrador, tal como se indica en la figura.



60. En losas nervadas hay que seleccionar un cabezal con un diámetro que permita su penetración en las nervaduras.
70. Cuando se está colando concreto masivo, se recomienda que las descargas formen capas de aproximadamente 50 cm. de espesor, profundidad a la que debe penetrar el cabezal más una pequeña parte adicional dentro de la capa inferior, tal como se indica en la figura.



Por último, diremos únicamente que una de las funciones del supervisor es también la de verificar el buen funcionamiento del equipo, comprobando que la frecuencia sea la especificada por el fabricante.

e) Revibrado

Es normal que el vibrado se haga inmediatamente después de la colocación del concreto, de modo que la compactación se complete antes de que el concreto se haya endurecido.

El revibrado es el proceso de volver a vibrar el concreto que ha sido vibrado anteriormente. Por ejemplo, para asegurar la buena unión entre capas, la parte superior de la capa inferior debe ser revibrada, siempre y cuando la capa inferior se encuentre aun en estado plástico; es así como pueden eliminarse grietas de asentamiento y efectos internos de sangrado.

De esta exitosa aplicación del revibrado surge la idea del uso general del revibrado. En base a resultados experimentales, se ve que el concreto puede revibrarse exitosamente después de 4 horas del tiempo de mezclado. Si se revibra 1 ó 2 horas después de la colocación, puede incrementarse la resistencia a la compresión a los 28 días. La comparación se basa en el mismo período total de vibración, aplicado inmediatamente después de la colocación o parcialmente en ese momento y parcialmente después de un tiempo especificado. Se han observado incrementos en resistencia de aproximadamente el 140%; pero los valores reales pueden depender de la trabajabilidad de la mezcla y los detalles de procedimiento. En general, el mejoramiento en la resistencia es más pronunciado en edades tempranas, y es mayor en concretos propensos a sangrado fuerte ya que el agua atrapada se expelle con la vibración. Por la misma razón, el revibrado mejora grandemente la unión entre el concreto y el refuerzo. Probablemente también, en parte, el aumento en resistencia se deba al relajamiento de los esfuerzos de contracción plástica alrededor de las partículas del agregado.

A pesar de todas las ventajas ya expuestas, el revibrado en nuestro medio es poco usual, debiéndose esto a que implica un paso adicional en el proceso de colado y, consecuentemente, un incremento en el costo. Además, se debe tener un cuidado especial en no aplicar el revibrado demasiado tarde ya que puede dañar el concreto.

F. VERIFICACION DE LA TEMPERATURA AMBIENTE

Las temperaturas tienen un efecto muy importante en la velocidad de endurecimiento del concreto. Cuando la colocación del concreto se realiza en climas extremos, esta se debe planear con todo cuidado para poder contrarrestar los efectos negativos que sobre el concreto, sobre todo a edades tempranas, se puedan tener.

a) Colocación en clima frío

En nuestro país es muy raro encontrar climas extremadamente fríos, si acaso, en determinadas épocas del año en el norte y eso no comparables con los extremos de los Estados Unidos.

Por la razón antes indicada, únicamente mencionaremos la siguiente recomendación: en climas fríos cuya temperatura promedio es superior a los 4.5°C (diario), solo se necesita proteger al concreto del congelamiento las primeras 24 horas, debiéndose procurar, por indeseable, no realizar colados con temperaturas abajo de los 4.5°C. Para casi todas las clases de construcción, la temperatura óptima para colocar el concreto es alrededor de los 16.5°C. Para quienes estén interesados en profundizar sobre este tema, se recomienda consultar la "Práctica Recomendada para la Colocación del Concreto en Clima Frío" (ACI 306-66).

b) Colocación de concreto en clima cálido

Los climas calurosos sí son frecuentes en la República Mexicana, siendo por ello que sobre el estudio de este aspecto, se ha profundizado más.

Hay algunos problemas especiales en la colocación del concreto en clima cálido, causados tanto por la alta temperatura del concreto como por la mayor evaporación en la mezcla fresca. Estos problemas son relativos al mezclado, la colocación y el estado del concreto.

Una mayor temperatura en el concreto fresco produce una hidratación más rápida, conduciendo, consecuentemente, a un fraguado acelerado y una resistencia más baja del concreto endurecido.

Una evaporación rápida puede causar contracción plástica y agrietamiento superficial y el enfriado posterior del concreto endurecido introduce esfuerzos de tensión.

Otras complicaciones adicionales son las siguientes: la inclusión de aire es más difícil, aun cuando puede remediarse con grandes cantidades de un agente incluso el agua de curado tiende a evaporarse rápidamente.

Hay varias medidas correctivas que pueden tomarse. En primer lugar, el contenido de cemento debe mantenerse tan bajo como sea posible, a fin de que el calor de la hidratación no agrave indebidamente los efectos de la alta temperatura ambiente. La temperatura del concreto fresco puede bajarse al enfriar previamente uno o varios de los ingredientes de la mezcla. Por ejemplo, puede usarse hielo en vez de una parte del agua de la mezcla, pero es esencial que el hielo se haya derretido completamente antes de que el mezclado se complete. Es más difícil enfriar el agregado y, debido al bajo calor específico de la piedra, resulta menos efectivo. Todos los materiales que se usen deben protegerse de los rayos solares. También puede colarse de noche, y en algunas ocasiones se recomienda no usar cemento de resistencia rápida.

La temperatura del concreto entregado en la obra, debe ser tan baja como sea posible; se especifica con frecuencia un límite superior de 29°C.

Todas las superficies de contacto se deben humedecer antes que el concreto sea colocado, compactado, terminado y curado.

Para reducir la evaporación, el concreto deberá ser protegido del aire a elevadas temperaturas y del secado por viento, mediante un curado apropiado.

Se debe dar el acabado correspondiente lo más rápidamente posible, y cuando el concreto está listo para el acabado final, se descubre solamente la pequeña sección que queda inmediatamente adelante de los operarios que hacen el terminado y se cubre de inmediato una vez realizado, procurando que la cubierta se encuentre húmeda.

G. CURADO

A fin de obtener un buen curado, la colocación de la mezcla, apropiada, debe ir seguida de un curado en un ambiente adecuado durante las etapas tempranas de endurecimiento.

El nombre de curado se le dá al proceso para promover la hidratación del cemento, y consiste en controlar la temperatura y los movimientos de humedad hacia adentro y afuera del concreto.

La necesidad de curado procede de que la hidratación del cemento solamente puede tener lugar en capilares llenos de agua. Por esta razón debe prevenirse la pérdida de agua capilar por evaporación. Mas aún, el agua que se pierde internamente por desecación propia debe ser reemplazada por agua del exterior, o sea, que debe hacerse posible el ingreso de agua en el concreto.

En lo que sigue haremos tan solo una lista de los diferentes medios de curado, ya que los procedimientos reales que se usan varían ampliamente y dependen de las condiciones de la obra y del tamaño, la forma y la posición del elemento por curar.

Puede decirse que existen dos procedimientos básicos para mantener la humedad del concreto, a saber:

- a) Evitar la evaporación aplicando un material impermeable sobre la superficie.

b) Reponer el agua evaporada mediante aplicación adicional.

Para el curado de superficies horizontales se puede recurrir a los siguientes medios:

- 1o. Mantener en las mismas condiciones el material o producto empleado en el curado inicial durante el tiempo especificado para el curado final. Se entiende por curado inicial al que se realiza inmediatamente después del acabado, recubriendo la superficie con un material que impida la evaporación, de preferencia una tela o papel absorbente que se mantenga saturado de un día para otro o un compuesto líquido que forme una membrana impermeable.
- 2o. Aplicar una capa de 5 cm. de arena o tierra, manteniéndola saturada.
- 3o. Aplicar una capa de 7.5 cm. de heno, paja o paja, manteniéndola saturada.
- 4o. Colocar láminas impermeables de plástico o papel de color claro.
- 5o. Recubrir con un compuesto líquido de calidad aprobada que forme una membrana impermeable. Si la superficie está expuesta al sol, el compuesto debe ser de color blanco.

Algunas especificaciones recomiendan que para concretos fabricados con cemento tipo I, II y V se mantenga la humedad por lo menos 7 días; mientras que para los concretos elaborados con cemento tipo IV o una combinación de cemento y puzolanas, se mantenga por lo menos 14 días.

BIBLIOGRAFIA

1. ADMINISTRACION DE EMPRESAS

Depto. de Ingeniería Civil, Topografía y Geodésica
Sección de Construcción
Facultad de Ingeniería, UNAM

2. INTRODUCCION AL PROCESO CONSTRUCTIVO

Depto. de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica
Sección de Construcción
Facultad de Ingeniería, UNAM
1977

3. TECNOLOGIA DEL CONCRETO

Tomo I
A.M. Neville†
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.
1977

4. SUPERVISION DE OBRAS DE CONCRETO

Arq. Jorge García Bernardini
Instituto Mexicano del Cemento
y del Concreto, A.C. 1976

5. ADVANCED BUILDING CONSTRUCTIONS SYSTEMS

Slip Form Construction of Building
Charles J. Pan Kow

6. PRACTICA RECOMENDADA PARA LA MEDICION, MEZCLADO, TRANSPORTE Y COLOCACION DEL CONCRETO

Instituto Mexicano del Cemento
y del Concreto, A.C. 1974

**ANALISIS DE PRECIO UNITARIO PARA CONCRETO REFORZADO EN LOSA DE 15 CM.
DE ESPESOR, CON UNA F'c = 240 KG/CM² Y ACERO DE ALTA RESISTENCIA
F_s = 2000 KG/CM², POR METRO CUBICO DE CONCRETO.**

DATOS BASICOS:

El concreto se fabricará a pie de obra utilizando una revolvedora 6S. La obra se ejecutará en el Distrito Federal, sin condiciones severas de temperatura.

Se aceptará únicamente un 20% de valores de resistencia abajo de la de proyecto.

El espesor de la losa es de 15 cm. y sus dimensiones son de 8 x 6 m.

Se utilizarán 7.5 Kg. de acero por metro cuadrado de losa.

La distancia libre entre varillas es de 5.3 Cm.

El colado se hará en un segundo nivel a 5 M. de altura sobre el piso de la calle.— La altura de la cimbra será de 2.50 M.

Las condiciones de mezclado y colocación del concreto, consistirán en el pesado de todos los materiales control de la granulometría y del agua, tomando en cuenta la humedad de los agregados en el peso de la grava y en la arena y en la cantidad de agua. La supervisión será continua.

De las pruebas de laboratorio se encontraron los siguientes valores en los materiales que intervienen:

MATERIAL	PESO ESPECIFICO	PESO VOL. COMPACTO	HUMEDAD TOTAL%	ABSORCION %	MF.
Cemento	3.13	1540	-----	-----	-----
Grava	2.38	1590	2.5	1.5	-----
Arena	2.45	1600	3.5	2.0	2.6

El cemento usado será tipo III (R. R.)

El análisis lo vamos a hacer considerando los recursos que intervienen en cada uno de estos tres aspectos:

a).— Concreto (Proporcionamiento, costo de materiales, costo de mano de obra y equipo de mezclado y colocación, vibrado y herramientas).

b).— Acero (costo material, obra de mano en habilitado y armado, herramienta).

c).— Cimbra (Costo materiales, obra de mano y herramienta).

a). CONCRETO.

a 1). Proportcionamiento

Volumen de concreto por colar:

$8 \times 6 \times 0.15 = 7.2 \text{ M}^3$, que es el concreto por colar. Sabiendo que las dimensiones de la losa son de $8 \times 6 \text{ M}$. y el espesor es de 0.15 M .

Se tomarán 2 muestras de concreto. De la tabla 3.3 y de acuerdo con la condiciones indicadas:

$$V = 7 \text{ a } 8\% \quad \text{Consideremos } 8\%$$

De la tabla 4, para 2 muestras y probabilidad de 2 en 10

$$T = 1.376$$

$$f_{cr} = \frac{f'_c}{1 - tV} = \frac{240}{1 - (1.376 \times 0.08)}$$

$$f_{cr} = \frac{240}{1 - 0.11} = \frac{240}{0.89} = 269.66$$

Consideramos $f_{cr} = 270 \text{ Kg/Cm}^2$.

PASO I.-- Determinación del revenimiento

De la tabla 1: De 2 a 8 Cm.

PASO II.-- Determinación del tamaño máximo del agregado.

Por especificación $0.75 d = 0.75 \times 5.3 = 3.975 \text{ Cm}$.

Consideramos; 40 mm.

(1) REVENIMIENTO Y TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO.-- Las tablas 1 y 2 presentan limitaciones recomendadas para el revenimiento y el tamaño máximo del agregado. Como se ha dicho, deben usarse mezclas con la consistencia más seca que pueda colocarse eficientemente. Siempre deben evitarse las mezclas aguadas; son difíciles de colocar sin segregación y casi siempre producen concreto débil y falta de durabilidad.

Dentro de los límites de la economía, debe usarse el máximo del tamaño de agregado permisible, ya que el uso del mayor tamaño de agregado permite una reducción en las cantidades de agua y de cemento. Sin embargo, el tamaño máximo no debe ser mayor que la quinta parte de la dimensión más estrecha entre los lados de la cimbra ni mayor que las tres cuartas partes del espaciamiento mínimo entre las barras de refuerzo. Pueden usarse tamaños menores por razones económicas o cuando no se disponga de otros mayores.

PASO III.-- Cantidad de agua de la mezcla.

Se usará concreto sin inductor de aire

De la tabla 2; $A = 175 \text{ Kg}$.

$A =$ Cantidad de agua en Kg.

Contenido de aire 1%

(2) ESTIMACION DE LA CANTIDAD TOTAL DE AGUA.-- La cantidad de agua requerida por unidad de volumen de concreto para producir una mezcla de la consistencia deseada depende del tamaño máximo, la forma de la partícula y la granulometría de los agregados, y de la cantidad de aire incluido. Es relativamente independiente de la cantidad de cemento. Pueden encontrarse indicaciones sobre las granulometrías aceptables en las recomendaciones de organizaciones tales como: American Society for Testing and Materials (ASTM), American Association of State Highway Officials, Federal, Specifications Board, y en los requisitos de organismos locales tales como departamento de carreteras estatales, municipales y ciudadanos.

PASO IV.-- Relación agua - cemento vs resistencia.

De la tabla 3 (a)

Para 250 Kg/Cm^2

+0.62

Para 300 " "

-0.55

0.07 Para 50 Kg.

$$\text{Para } 10 \text{ Kg/Cm}^2 \quad = \frac{0.07}{5} = 0.014$$

$$\text{Para } 250 \text{ Kg/Cm}^2 \quad = 0.620$$

$$\text{Pero como } 20 \text{ Kg/Cm}^2 = 0.014 \times 2 = 0.028$$

$$\text{Para } 270 \text{ Kg/Cm}^2 \quad = 0.592$$

$$\frac{A}{C} = 0.592$$

A = Cantidad de agua en Kg.

C = Cemento en Kg.

(3) SELECCION DE LA RELACION AGUA-CEMENTO.— Los requisitos de calidad del concreto, pueden establecerse en términos de durabilidad y resistencia mínimas, o, frecuentemente, de un mínimo de consumo de cemento. Puesto que la durabilidad del concreto depende de muchas variables que incluyen el mezclado, colocación, curado, calidad de los ingredientes, etc., debe seleccionarse el proporcionaliento que permita obtener una pasta del cemento de calidad adecuada para resistir las condiciones de exposición previstas. Entonces, el control adecuado de los otros factores asegura un concreto durable.

Como se mencionó antes, la inclusión de aire es de gran ayuda para lograr un concreto durable y debe usarse siempre que se esperen condiciones severas de exposición al medio ambiente. Cuando el concreto vaya a quedar expuesto a la acción de los sulfatos, se debe usar cemento resistente a los sulfatos (preferiblemente tipo V o, en su defecto, tipo II).

PASO V.— Consumo de cemento.

$$A = 175 \text{ L.} = 175 \text{ Kg. de agua}$$

$$\frac{A}{C} = 0.592$$

$$C = \frac{175}{0.592} = 295.6 \text{ Kg/M}^3$$

Consideramos 296 Kg/M³

PASO VI.— Cantidad de grava.

De la tabla 4: Volumen unitario = 0.73

Sabiendo que el módulo de finura de la arena es de 2.60 y su peso volumétrico es de 1.590 Kg/M³

Por lo tanto:

$$0.73 \times 1.590 = 1.160.7 \text{ Kg/M}^3 = 1.161 \text{ Kg/M}^3$$

PASO VII.— Determinación del peso de la arena.

$$\text{Agua — Vol.} = \frac{175}{1000} = 0.175 \text{ m}^3 \text{ volumen abs.}$$

$$\text{Cemento — Vol.} = \frac{296}{3.13 \times 1000} = 0.095 \text{ M}^3 \text{ volumen abs.}$$

(3.13 = Peso específico del cemento)

$$\text{Grava — Vol.} = \frac{1.161}{2.38 \times 1000} = 0.488 \text{ M}^3 \text{ volumen abs.}$$

(2.38 = P.E. de la grava)

$$\text{Aire atrapado} = 1\% \quad = 0.010 \text{ M}^3 \text{ volumen abs.}$$

SUMA

$$0.768 \text{ M}^3$$

Vol. abs. de arena = $1.000 \cdot 0.768 = 0.232 \text{ M}^3$

Peso requerido de arena seca = Vol. abs. de arena x P.E. arena x 1000

Peso requerido de arena seca = $0.232 \text{ M}^3 \times 2.45 \times 1000 = 568.4 \text{ Kg}$

Consideramos 568 Kg.

PROPORCIONAMIENTO	VOL. ABSOLUTO	PESO
Agua.	0.175	175 Kg
Cemento	0.095	296 Kg
Grava (seca)	0.488	1161 Kg
Arena (seca)	0.232	568 Kg
Aire atrapado.	0.010	---
SUMA =	1.000	2,200 Kg.

PASO VIII.- Correcciones por humedad y absorción:

Por humedad:

Grava (Húmeda) = $1161 \times 1.025 = 1190.025 = 1190 \text{ Kg.}$

Arena (húmeda) = $568 \times 1.035 = 587.88 = 587.9 \text{ Kg}$

Agua superficial contiene agregado grueso: $2.5 - 1.5 = 1\%$

Agua superficial contiene agregado fino: $3.5 - 2.0 = 1.5\%$

NOTA: De la tabla de la primera hoja:

2.5% = humedad total de la grava

3.5% = humedad total de la arena

1.5% = absorción de la grava

2.0% = absorción de la arena.

Agua necesaria:

1161 Kg = Peso de la grava seca

568 Kg = Peso de la arena seca

175L. = Cantidad de agua sin corrección.

Agua necesaria = $175 - (0.01 \times 1161 + 0.015 \times 568)$

= $175 - (11.61 + 8.52)$.

= $175 - (20.13) = 154.67 \text{ L.}$

Consideramos 155 Lt.

Proporcionamiento final: (en peso)

Agua = 155 Kg

Cemento = 296 Kg

Grava = 1190 Kg

Arena = 587.9 Kg

2228.9 Kg

a-2) COSTO MATERIALES QUE INTERVIENEN EN EL CONCRETO

Cemento Tipo III (R.R.)

Ver análisis pag. 16 Factores de Consistencia

Costo = \$ 680.00 /Ton.

Grava y Arena:

Costo de material

Incluyendo flete en el D.F.	\$ 140.00/m ³
Desperdicio 6%	\$ 8.40/m ³
	<hr/> \$ 148.40/m ³

Suponemos que en este caso no nos cuesta el agua.

Costo cemento por m³ concreto:
\$ 680.00 /Ton x 0.296 Ton./m³ = \$201.28

Costo grava por m³ concreto:
(\$ 148.90/m³ ÷ 1.59 Ton/m³) x 1190.0 kg. =
= \$ 93.33 Ton x 1.190 Ton = \$ 111.06

Costo arena por m³ concreto:
(\$ 148.40/m³ ÷ 1.6 Ton./m³) x 587.9 kg. =
= \$ 92.75 Ton x 0.5879 Ton. = \$ 54.52

Costo materiales por m³ de concreto = \$ 366.86/m³

a-3) COSTO DEL EQUIPO DE MEZCLADO

Revolvedora 6S

Analizamos su costo horario y nos da: \$ 63.75/hora
incluyendo operador.

La producción horaria de esta mezcladora es:

Capacidad: $6 \times (0.305)^3 = 0.170 \text{ m}^3$

$$R = \frac{V \times 60 \times \text{ef}}{t}$$

Consideramos un factor de eficiencia de 0.75 y un tiempo de mezclado de 2 minutos.

$$R = \frac{0.170 \text{ m}^3 \times 60 \times 0.75}{2} = 3.83 \text{ m}^3/\text{hora.}$$

El volumen de la losa se colará en un poco más de una hora, así que necesitamos una sola revolvedora.

$$\frac{7.2}{3.83} = 1.88 \text{ hora} = 1 \text{ hora } 53 \text{ minutos}$$

Costo equipo revolutura: \$63.75 /hora ÷ 3.83 m³/hora = \$14.03/m³

a-4) MANO DE OBRA EN FABRICACION, MEZCLADO Y COLOCACION DE CONCRETO

Considerando transporte del concreto con malacate y canaletas por estar en un segundo piso, el personal necesario es:

Peones: $3.83 \text{ m}^3/\text{hora} \times 2.30 = 8.8 \text{ personas}$

Cabos: $3.83 \text{ m}^3/\text{hora} \times 0.22 = 0.8 \text{ personas}$

Operador de

Malacate : $3.83 \text{ m}^3/\text{hora} \times 0.22 = 0.8 \text{ personas}$

10.4 personas

Consideramos 11 personas:

9 peones, 1 cabo y un operador de malacate.

Los distribuimos en la forma siguiente:

Peón acarreamo agua y cemento a la rev. = 2

Peones acarreamo grava y arena = 3

Peones cargando botes abajo = 2

Peones distribuyendo y nivelando el concreto = 2

Para el D.F. consideramos peones a \$ 106.40 } (977)
Cabo y operador malacate a \$ 118.10 }

Total por día trabajado: (factor: 1.53 para salario mínimo y 1.48 para salarios mayores que el mínimo)

Peón: \$162.79

Cabo y Op: \$174.79

Costo mano de obra:

9 peones x \$162.79 = \$1,465.11

2 (cabo y op) x \$174.79 = \$349.58

\$1,814.69/Turno

Considerando un rendimiento del personal del 75% en turno de 8 horas.

$8 \times 0.75 = 6$ horas efectivas por turno.

Mezclado y colocación por m^3

$\frac{\$1,814.69/\text{Turno}}{6 \text{ horas / Turno} \times 3.83 \text{ m}^3/\text{hora}} = \$78.97/\text{m}^3$

Costo mano de obra mezclado y colocación concreto: \$78.91/ m^3

a-5)

HERRAMIENTA

Consideramos un 10% de la obra de mano (varía de 5 a 20%).

$78.97 \times 0.10 = \$7.90/\text{m}^3$

Costo herramienta = \$7.90/ m^3

a-6)

VIBRADO DE CONCRETO

Costo horario del vibrador incluyendo operación = \$36.15/hora.

Rendimiento igual al del colado.

Costo Vibrado: $= \frac{\$36.15/\text{hora}}{3.83 \text{ m}^3/\text{hora}} = \$9.43/\text{m}^3$

a-7)

CURADO DEL CONCRETO

Costo curacreto: \$10.00/litro

Rendimiento por litro incluyendo desperdicios = $5.00 \text{ m}^2/1$.

(varía entre 4 y 6 m^2).

Para 15 cm. de espesor:

$5.00 \text{ m}^2 \times 0.15 \text{ m} = 0.75$

Costo curado por $\text{m}^3 = \$10.00/1 \div 0.75 \text{ m}^3/1$.

= \$13.33/ m^3

Costo del curado = \$13.33/ m^3

RESUMEN DEL COSTO DE CONCRETO

a-2 Materiales	\$ 366.86/ M^3
a-3 Equipo	\$ 14.03 "
1-4 Mano de obra	\$ 78.97 "
a-5 Herramienta	\$ 7.90 "
a-6 Vibrado	\$ 9.43 "
a-7 Curado	\$ 13.33 "

a) COSTO CONCRETO HECHO EN OBRA: \$ 490.52/ M^3

b) ACERO**b-1) Material**

Del ejemplo No. 1 (Factores de consistencia), actualizado a Enero 1977.

Costo material puesto en obra por ton. = \$7.180.00/Ton.

Cantidad de acero necesario por M² de losa = 7.50 Kg

Material por M² de losa = 7.50 Kg/M² x \$ 7.18/Kg. = \$53.85/M²

b-2) Obra de mano (corte, habilitado y colocación)

Costo obra de mano por tonelada = \$1,754.92/ton. acero

Ejemplo No. 7

Obra de mano por M² de losa = \$1.75/Kg. x 7.50 Kg/M² = \$13.12/M²

b-3) Herramienta

Se representa como un porcentaje de la obra de mano, varía entre 5% y 10%; usaremos 8%

Herramienta por m² losa = 0.08 x 13.12 = \$ 1.05/m²

RESUMEN ACERO POR M² DE LOSA

b-1) Material	\$ 53.85
b-2) Obra de Mano	\$ 13.12
b-3) Herramienta	\$ 1.05
SUMA	\$ 68.02/M²

Para 15 cm. de espesor: \$ 68.02/0.15 = \$ 453.47/M³.

COSTO ACERO = \$ 453.47/M³ DE CONCRETO**c) CIMBRA****c-1) Materiales**

Daremos cantidades aproximadas de madera, clavo y aceite o diesel, necesarios por M² de losa, sin incluir trabes.

Madera (Núm. de pies tablón necesario). Por metro cuadrado de losa.

Duela 1 " Tablero, superficie contacto = 3.28' x 3.28' x 1" = 10.76 P. T.

Polín 3 " x 4 " Largueros (madriñas a cada 80 cm) =

3" x 4" x 3.28' x 1.25/12 = 4.10 "

Polín 4" x 4" Pies derechos a cada 1.25 mts.

4" x 4" x 8-1/4' x 1.00 = 11.00 "

Contraventeo pies derechos: 10%

0.10 x 11.00 P. T. = 1.10 "

Calzas, uniones, etc. estimado: = 1.00 "

SUMA =

27.96 P. T.

Desperdicios 10% = 0.10 x 27.96 P. T. = 2.80

Suma por M² inc. desperdicios = **30.76 P. T.**

No. de usos = 6 usos (varía entre 4 y 10 usos)

No. de pies tablón por uso = 30.76/6 = 5.13 P. T./uso

Costo P. T. en el D. F. = \$ 9.50 (enero 1977)

Madera por M² de losa = 5.13 x \$ 9.50 = \$ 48.73

(NOTA: En este ejemplo, consideramos que la madera y demás materiales empleados en las rampas, andamios y pasarelas, se involucra en los costos indirectos, así como la obra de mano para fabricarlos).

Clavo:

Cantidad clavo necesaria/M² losa = 0.50 Kg.
(varía entre : 0.2 y 0.8 Kg/M²)

Costo clavo por kilo = \$ 30.00 (enero 1977)
(varía según longitud)

Clavo por M² de losa = \$ 30.00 x 0.50 = \$ 15.00

Aceite quemado:

Se emplea para la protección de la madera

Costo por litro = \$ 1.50

No. de litros por M² de losa = 1.0 lt.

(Varía entre: 0.50 y 2.00 lts.)

Aceite quemado por M² losa = 1.0 x \$ 1.50 = \$ 1.50

Suma c-1) Materiales por M² de losa \$ 65.23

c-2) Obra de mano

Costo cimbrado y descimbrado/M² = \$ 50.52 (Ejemplo No. 8)

Por M² de losa = 1.00 x \$ 50.52 = \$ 50.52

c-3) Herramienta

Porcentaje de la obra de mano.

Varía entre el 1% y 5%, usaremos 2%

Herramienta por M² de losa = 0.02 x \$ 50.52 = \$ 1.01

Resúmen cimbra por M² de losa.

c-1) Materiales \$ 65.23

c-2) Obra de Mano \$ 50.52

c-3) Herramienta \$ 1.01

S U M A..... \$ 116.76

Para 15 cm. de espesor: \$ 116.76/0.15 = \$ 778.40

COSTO CIMBRA = \$ 778.40

COSTO DIRECTO DEL METRO CUBICO DE CONCRETO HECHO EN OBRA

a) CONCRETO : \$ 490.52/M³

b) ACERO : \$ 453.47/M³

c) CIMBRA : \$ 778.40/M³

\$ 1,722.39/M³

COSTO DIRECTO	\$ 1,722.39/M ³
INDIRECTOS (30% C. D.)	\$ 516.72/M ³
COSTO UNITARIO	\$ 2,239.11/M ³
UTILIDAD (15 % C.U.)	\$ 335.87/M ³
PRECIO UNITARIO	\$ 2,574.98/M ³

TABLAS PARA PROPORCIONAMIENTO DE CONCRETO HIDRAULICO

TABLA 1. Revenimientos recomendados para diversos tipos de construcciones

Tipo de construcción	Revenimiento, cm	
	Máximo	Mínimo
Zapatas y muros de cimentación reforzados	8	2
Zapatas, capones y muros de sub-estructura no reforzados	8	2
Vigas y muros reforzados	10	2
Columnas de edificios	10	2
Losas y pavimentos	8	2
Concreto en masa	5	2

Se puede incrementar en 2 cm cuando se utilicen métodos de consolidación diferentes de la vibración.

TABLA 2. Requisitos aproximados de agua de la mezcla y contenidos de aire para diferentes revenimientos y tamaños máximos de agregado*

Revenimiento, cm	Agua en kilogramos por metro cúbico de concreto para los tamaños máximos de agregado indicados						
	10 mm	13 mm	20 mm	25 mm	40 mm	50 mm	75 mm
Concreto sin aire incluido							
3 a 5	235	200	135	160	160	155	145
7 a 10	225	215	200	195	175	170	160
13 a 18	240	230	210	205	185	180	170
Contenido de aire, por ciento	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3
Concreto con aire incluido							
3 a 5	180	175	165	160	145	140	135
7 a 10	200	190	180	175	165	155	150
13 a 18	215	205	190	185	170	165	160
Contenido de aire, por ciento	8	7	6	5	4.5	4	3.5

*Las cantidades de agua de la mezcla deben usarse en el cálculo de factores de cemento para revoltos de prueba. Son las máximas para concreto con agregado de tamaño regular de buena forma, graduado dentro de los límites aceptados por las especificaciones.

Los valores del revenimiento para concreto con agregado de tamaño máximo de 40 mm se basan en pruebas de revenimiento hechas después de retirar las partículas mayores de 10 mm por cribado.

TABLA 3. (c) Correspondencia entre la relación agua/cemento y la resistencia del concreto a la compresión

Resistencia a la compresión a 28 días, kg/cm ² *	Relación agua/cemento, en peso	
	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
450	0.33	—
400	0.40	—
350	0.48	0.43
300	0.55	0.45
250	0.62	0.53
200	0.70	0.61
150	0.80	0.71

*Los cifras indican resistencias promedio estimadas para concretos que contengan aire en porcentajes no mayores que los mostrados en la Tabla 5.2.3. Para una relación agua/cemento constante la resistencia del concreto se reduce a medida que el contenido de aire se incrementa.

La resistencia está basada en cilindros de 15 x 30 cm, sometidos a carga promedio durante 28 días \pm 1.7°C, de acuerdo con la Sección 5(b) de la norma ASTM C31, "Fabricación y Curado en el Campo de Especímenes de Concreto para Pruebas de Compresión y Flexión". La resistencia en cubos es aproximadamente un 20% más alta. Los relacionos suponen un tamaño máximo de agregado de 20 a 25 mm, para agregados de una procedencia determinada, la relación agua/cemento por unidad de cemento debe aumentarse cuando disminuya el tamaño máximo véanse las Secciones 3.4 y 5.2.2.

TABLA 4. Volumen de agregado grueso por volumen unitario de concreto

Tamaño máximo de agregado, mm	Volumen de agregado grueso*, seco y compactado con varilla, por volumen unitario de concreto para diferentes módulos de finura** de la arena			
	2.40	2.60	2.80	3.00
10	0.50	0.48	0.46	0.44
13	0.50	0.57	0.55	0.53
20	0.55	0.61	0.62	0.60
25	0.71	0.63	0.67	0.65
40	0.75	0.73	0.71	0.69
50	0.76	0.73	0.74	0.72
75	0.81	0.79	0.77	0.75
150	0.87	0.85	0.83	0.81

*Los volúmenes están basados en agregados en condición "seco y compactado con varilla" como se describe en ASTM C136, "Procedimiento de Agregados".

Esos volúmenes se han seleccionado de relaciones empíricas que producen el concreto con grados de manejabilidad convenientes para la construcción. Para concretos menos manejables, tales como los que se requieren en la construcción de pavimentos de carretera, estos valores se pueden incrementar en un 10%. Para concretos más manejables, como los que se requieren cuando la compactación es difícil, se pueden reducir en un 5%.

99

TABLA 17-1 MANO DE OBRA EXPRESADA EN HORAS-HOMBRE, REQUERIDA PARA LA FABRICACION Y COLOCACION DE UN METRO CUBICO DE CONCRETO (+)

METZALANCHA MUELO	METODOS DE MANEJO DE INGREDIENTES Y CONCRETO	TRABAJO DE HOMBRES	CAJOS	OPERADOR DE METZALANCHA	OPERADOR DE MALACATE	OPERADOR DE GRUA	CARPINTERO
COLADOS DE GRANDES MASAS DE CONCRETO (CIMENTACIONES, PRESAS, PLASTRAS, ETC.)							
16S	Cucharon de almeja, grúa y bota.	1.2	0.13	0.12	0.12	0.12	0.12
20S	Cucharon de almeja, grúa y bota.	0.85	0.085	0.071	0.071	0.071	0.71
COLADOS EN ESTRUCTURAS DE EDIFICACIONES Y SIMILARES							
Ninguna	A mano	4.25	0.43				
6S	Corretillos de mano	2.95	0.22				
6S	Molacate y canchales	2.30	0.22		0.22		
11S	Corretillos de mano	2.60	0.16	0.16			0.16
11S	Molacate y canchales	2.30	0.16	0.16	0.16		0.16
14S	Corretillos de mano	2.60	0.13	0.13			0.13
14S	Molacate y canchales	2.30	0.13	0.13	0.13		0.13
16S	Corretillos de mano	2.60	0.13	0.13			0.13
16S	Corretillo concreto (Vague)	2.50	0.13	0.13			0.13
16S	Cucharon de almeja molacate y "vague"	2.00	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
28S	Cucharon de almeja molacate y "vague"	2.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

(+) Estos valores deberán considerarse como índices, y para convertirlos a datos prácticos, deberán afectarse de los correspondientes factores de rendimiento de trabajo, y los derivados del criterio de calificación racional de la mano de obra, de acuerdo con lo consignado en la Sexta Parte de este Manual.

TABLA 17-7 LABOR EXPRESADA EN HORAS-HOMBRE, REQUERIDA PARA HACER 100 GANCHOS O DOBLECES EN FIERRO DE REFUERZO. (+)

DIAMETRO DE LA VARILLA EN PULGADAS	TRABAJO A MANO		TRABAJO CON MAQUINA	
	doblez	gancho	doblez	gancho
1/2" o menor	3	4.5	1.2	1.9
de 5/8" a 7/8"	3.8	6	1.5	2.3
de 1" a 1 1/8"	4.5	7.5	1.9	3.0
1 1/4" a 1 1/2"	5.5	9	2.3	3.75

(+) El trabajo de cortado usualmente requiere un promedio de 2 horas por cada 100 cortes efectuados.

TABLA 17-8 LABOR REQUERIDA, EN HORAS-HOMBRE, PARA LA COLOCACION Y ARMADO DE 100 VARILLAS DE REFUERZO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO. (+)

DIAMETRO DE LA VARILLA	LONGITUD DE LA VARILLA		
	Igual o menor a	de 3 a 6 m.	de 6 a 9 m.
	3.0 m.		
1/2" o menor	4.8	6	7
de 5/8" a 7/8"	5.8	7.3	8.3
de 1" a 1 1/8"	6.8	8.5	10
1 1/4" a 1 1/2"	7.8	10	12

(+) El trabajo de colocación incluye siletas, espaldadores, colocación y amarre con alambrcn.

$$f_a = \frac{f_r}{(1 - V)}$$

donde:

- f_r = resistencia promedio requerida.
- f_p = resistencia de proyecto especificada.
- t = constante que depende de la proporción de resultados inferiores a f_p y del número de muestras empílicas para calcular el coeficiente de variación V . (Véase la Tabla 4.)
- V = coeficiente de variación expresado como fracción.

Tabla 4.—VALORES DE t

Número de muestras menos 1*	Porcentaje de ensayos que caen dentro de los límites $\bar{x} \pm t \sigma$							
	50	67	70	80	90	95	98	99
	Probabilidades de caer debajo del límite inferior							
	2.5 en 10	2 en 10	1.5 en 10	1 en 10	1 en 20	1 en 50	1 en 100	1 en 200
1	1.660	1.376	1.503	3.078	6.314	12.700	31.831	63.657
2	0.816	1.051	1.287	1.886	2.929	4.308	6.965	9.525
3	0.765	0.978	1.190	1.635	2.500	3.787	6.331	8.541
4	0.741	0.941	1.150	1.533	2.432	3.756	6.187	8.401
5	0.727	0.925	1.136	1.476	2.375	3.725	6.043	8.262
6	0.718	0.916	1.127	1.449	2.343	3.717	5.943	8.167
7	0.711	0.910	1.119	1.433	2.325	3.708	5.873	8.092
8	0.706	0.905	1.113	1.421	2.315	3.700	5.823	8.037
9	0.703	0.903	1.110	1.414	2.308	3.696	5.793	8.003
10	0.700	0.900	1.103	1.412	2.302	3.692	5.763	7.973
15	0.691	0.896	1.094	1.401	2.291	3.681	5.702	7.917
20	0.687	0.893	1.091	1.399	2.286	3.676	5.685	7.895
25	0.684	0.891	1.088	1.396	2.282	3.673	5.677	7.887
30	0.683	0.889	1.085	1.394	2.281	3.672	5.671	7.880
50	0.674	0.882	1.076	1.382	2.275	3.665	5.659	7.876

Tabla 3.2 Resistencia de cilindros de concreto (Resistencia a los 28 días de cilindros de 15 x 30 cm)

No.	Resistencia kg/cm ²						
1	247	26	265	51	236	76	204
2	249	27	279	52	236	77	208
3	241	28	314	53	211	78	203
4	197	29	308	54	261	79	269
5	252	30	293	55	243	80	195
6	252	31	253	56	243	81	277
7	241	32	239	57	249	82	253
8	197	33	246	58	251	83	253
9	304	34	268	59	261	84	251
10	276	35	300	60	257	85	224
11	249	36	266	61	233	86	268
12	322	37	251	62	249	87	271
13	348	38	288	63	249	88	216
14	241	39	277	64	267	89	216
15	249	40	268	65	211	90	251
16	194	41	267	66	238	91	263
17	236	42	257	67	253	92	229
18	233	43	267	68	241	93	217
19	208	44	227	69	246	94	227
20	231	45	236	70	246	95	193
21	261	46	257	71	253	96	204
22	304	47	273	72	211	97	193
23	288	48	268	73	217	98	269
24	308	49	257	74	213	99	187
25	241	50	270	75	224	100	193

Tabla 3.3 Coeficientes de variación del concreto correspondientes a distintos grados de control en la fabricación

Condiciones de mezclado y colocación	Control	Coeficiente de variación y por ciento
Agregados secos, granulometría precisa, relación exacta agua/cemento, y temperatura controlada de curado. Supervisión continua.	De laboratorio	5 - 6
Prueba de todos los materiales, control de la granulometría y del agua, tomando en cuenta la humedad de los agregados en el peso de la grava y la arena y en la cantidad de agua. Supervisión continua.	Excelente	7 - 8
Pesado de todos los materiales, control de granulometría y de la humedad de los agregados. Supervisión continua.	Bueno	10 - 12
Pesado de los agregados, control de la granulometría y del agua. Supervisión frecuente.	Muy bueno	13 - 15
Pesado de los materiales. Contenido de agua verificado a menudo. Verificación de la trabajabilidad. Supervisión intermitente.	Bueno	16 - 18
Proporcionamiento por volumen, considerando el cambio en volumen de la arena por la humedad. Cemento pesado. Contenido de agua verificado en la mezcla. Supervisión intermitente.	Regular	20
Proporcionamiento por volumen de todos los materiales. Poca o ninguna supervisión.	Pobre	25

Promedio $\bar{X} = 247 \text{ kg/cm}^2$
 Desviación estándar $\sigma = 32.7 \text{ kg/cm}^2$
 Coeficiente de variación $V = 32.7/247 = 13.2\%$

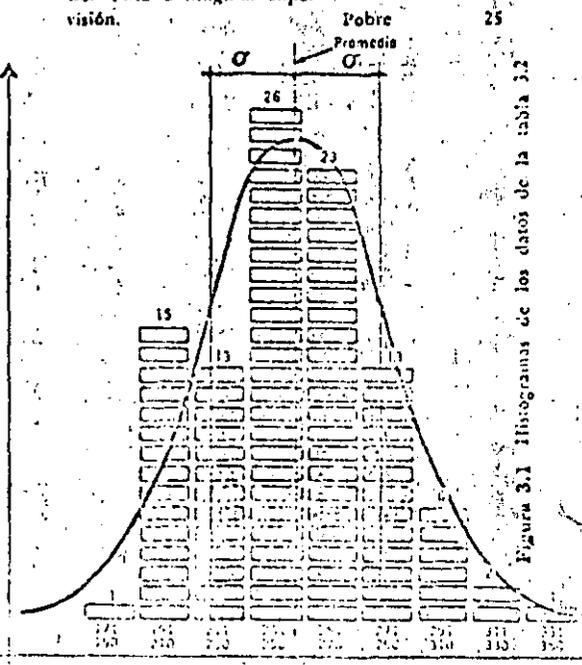
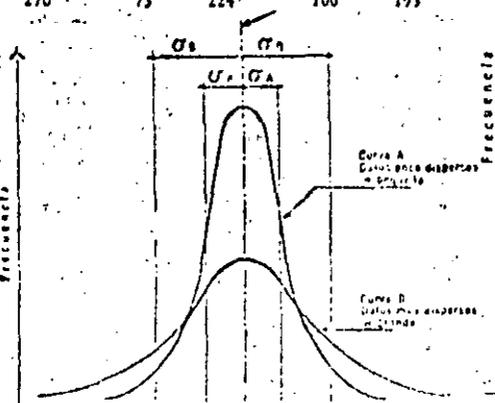


Figura 3.2 Distribuciones simétricas

Figura 3.1 Histogramas de los datos de la tabla 3.2



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION. DEL 22 AL 25 DE MAYO.
MEXICO, D.F.

NORMAS E INTERPRETACION DE
RESULTADOS

ING. ERNESTO MENDOZA SANCHEZ

25 DE MAYO DE 1985.

NORMAS E INTERPRETACION DE RESULTADOS

ING. ALVARO JORGE ORTIZ FERNANDEZ

MEXICO

SINOPSIS

Se presentan recomendaciones para la utilización de métodos estadísticos como herramientas para evaluar los resultados de ensayos a compresión y así obtener una uniformidad en el concreto que se está fabricando; además de conocer el origen de las posibles variaciones en su resistencia.

INTRODUCCION

La función principal de los ensayos de compresión del concreto es asegurar la producción de un concreto uniforme y de la resistencia y calidad deseadas. En la actualidad, aprovechando el conocimiento de las técnicas estadísticas es posible controlar la uniformidad de las mezclas de concreto que se fabrican y así obtener un producto de mejor calidad. Aunque los conceptos estadísticos para evaluar la resistencia del concreto aparecieron en 1957, todavía existe confusión al adoptar y aplicar estas valiosas técnicas. Probablemente, el factor aislado más importante de los que obstaculizan el uso de los procedimientos estadísticos consiste en la tendencia natural a suponer que estos métodos son propios de científicos y matemáticos, esto es una lástima; ya que hay aplicaciones sencillas y prácticas de la curva de distribución normal para evaluar la calidad del concreto.

Es importante que las organizaciones que utilizan este material de construcción se acostumbren a la idea de utilizar la estadística para mejorar y hacer más económicas sus obras.

Es común en muchas organizaciones y aún en laboratorios, coleccionar en forma rutinaria cantidades enormes de datos experimentales con la vaga intención de analizarlos ((algún día)) cuando ((no haya tanto trabajo)), por supuesto que ese día nunca llega y los datos que se almacenan en los expedientes se vuelven más complejos y fuera de época. Si esta información experimental no es digna de ser analizada en una fecha inmediata a la que fue colectada, entonces tampoco es digna del trabajo de recolección, por lo tanto es importante utilizar menos tiempo en la colección de datos y más tiempo en su análisis.

Con la utilización de métodos estadísticos es factible condensar la información obtenida y presentada en forma concisa y de fácil interpretación.

VARIABLES QUE INFLUYEN EN LA RESISTENCIA DEL CONCRETO.

Como el concreto es una masa endurecida de materiales heterogéneos está sujeto a la influencia de numerosas variables. Las características de cada uno de los ingredientes del concreto pueden producir variaciones que dependen en su uniformidad. Las variaciones también pueden deberse a las prácticas utilizadas en el proporcionamiento, mezclado, transporte, colocación y curado, además de las variaciones que existen en el concreto mismo, también se introducen variaciones de resistencia durante la fabricación, transporte, cabeceado, ensaye y cuidado de los especímenes de ensaye. Las variaciones en la resistencia del concreto deben aceptarse; pero puede producirse un concreto de calidad adecuada si se mantiene un control correcto, si se interpretan adecuadamente los resultados de ensaye y si se consideran las limitaciones.

La magnitud de las variaciones en la resistencia de especímenes de concreto depende del control que se lleva sobre los materiales, la fabricación del concreto y los ensayos. Las diferencias en resistencia pueden deberse a dos

causas fundamentales diferentes:

I.- Variaciones Intrínsecas del Concreto (diferencias en las propiedades de la mezcla del concreto, cuando estas influyen en el valor de la resistencia).

1.- Variaciones en la relación agua-cemento debidas a:

- a).- Control deficiente de la dosificación del agua ✓
- b).- Variaciones excesivas en la humedad de los agregados ✓

2.- Variaciones en el consumo de agua debidas a:

- a).- Variaciones en la granulometría de los agregados ✓
- b).- Falta de uniformidad en los materiales. ✓

3.- Variaciones en las características y proporciones de los componentes:

- a).- Agregados.
- b).- Cemento.
- c).- Pozolana.
- d).- Aditivos.

4.- Variaciones por efecto de transporte, colocación y compactación.

5.- Variaciones en la temperatura y el curado.

II.- Variaciones en los procedimientos de ensaye.

1.- Procedimientos de muestreo inconsistentes ✓

2.- Técnicas de fabricación no uniformes:

- a).- Compactación variable.
- b).- Hanejo excesivo de las muestras.
- c).- Cuidado deficiente de los especímenes frescos.

3.- Deficiencias en el curado:

- a).- Variación de la temperatura.

b).- Variación de la humedad.

4.- Procedimientos de ensayo inadecuados:

a).- Cabeceo incorrecto de los especímenes.

b).- Deficiencia en la velocidad de aplicación de la carga.

Se ha establecido que la resistencia del concreto depende de la relación -- agua-cemento. El primer criterio para producir concreto de resistencia es, -- por consiguiente, conservar una relación uniforme agua-cemento. Ya que la -- cantidad de cemento que puede medirse con precisión, el problema de mante -- ner una relación uniforme agua-cemento es principalmente un problema de con -- trolar el contenido de agua, este problema se complica porque los agregados -- tienen una humedad libre variable.

El concreto no puede ser más uniforme que los agregados, cemento y aditivos -- empleados, cada uno de estos ingredientes contribuye a las variaciones en -- la resistencia del concreto, los métodos de construcción pueden causar tam -- bién variaciones en la resistencia, un mezclado inadecuado, una compacta -- ción pobre, retrasos e interrupciones en la colocación, un curado inpropio, -- etc., originan variaciones considerables de la resistencia.

El empleo de aditivos presenta problemas adicionales para mantener la uni -- formidad en la resistencia, ya que cada aditivo agrega una nueva variable -- del concreto, se deberá controlar el empleo de acelerantes, retardantes, pu -- zolanas y agentes inclusores de aire y deberá considerarse su influencia en -- la resistencia del concreto.

Los ensayos de concreto pueden o no incluir todas las variaciones de la re -- sistencia del concreto colocado dependiendo de las variables que se intro -- duzcan después de elaborados los especímenes de ensayo, por otro lado, las -- discrepancias en el muestreo, la fabricación, el curado y el ensayo de espe -- címenes pueden indicar variaciones en la resistencia que en realidad no -- existen en el concreto colocado en la obra. Cuando las variaciones debidas -- a estas discrepancias son excesivas, es necesario aplicar al proyecto un -- factor de seguridad excesivamente grande. Los métodos de ensayo correctos --

reducen estas variaciones y por consiguiente deben establecerse procedimientos estándar de ensayo, tales como los descritos en las normas A. S. T. M. y N. O. M. y éstos procedimientos deben seguirse estrictamente.

Es evidente la importancia que tiene el emplear equipo de laboratorio adecuado, pues de este dependerá la precisión de los ensayos. Los resultados uniformes de ensayos no son necesariamente resultados de ensayos precisos. El equipo y los procedimientos de laboratorio deberán ser calibrados y verificados con periodicidad.

Los especímenes de ensayo indican la resistencia potencial de una estructura más que su resistencia real.

EVALUACION DE LOS RESULTADOS.

Normalmente los resultados de los ensayos de resistencia a compresión de especímenes de concreto en proyectos controlados caen dentro de la curva de distribución normal de frecuencias o de Gauss.

Cuando hay un buen control, los valores de la resistencia serán más cercanos al valor promedio y la curva será alta y cerrada, si aumenta las variaciones en la resistencia, los valores se dispersan y la curva se vuelve baja y abierta. Las abscisas representan las resistencias obtenidas en los ensayos y las ordenadas la frecuencia con que presentan dichas resistencias.

Para obtener la máxima información, deberán hacerse ensayos de compresión de un número suficiente para representar al concreto producido.

Existen varias funciones en la curva normal de frecuencias que son útiles para comprender la información recibida.

$$\text{Media o Promedio: } \bar{x} = \frac{x_1 + x_2 + x_3 + \dots + x_n}{n}$$

x_1, x_2, \dots, x_n - Promedio de los resultados de los especímenes que componen una muestra.

Intervalo. R. - Se determina restando la resistencia más baja de la resistencia más alta del grupo de especímenes que integran una muestra. El intervalo es útil para calcular la desviación estándar y posteriormente el coeficiente de variación en los ensayos del laboratorio.

Como se mencionó anteriormente, las variaciones en los resultados de ensayos de resistencia pueden deberse a dos causas diferentes: (I) propiedades de la mezcla de concreto, y (II) discrepancias en los métodos de ensayo. Es posible por un análisis de variancia calcular las variaciones debidas a cada una de las causas.

Las variaciones en la resistencia del concreto, dentro de una revoltura, no encuentran determinando, las variaciones de especímenes fabricados de una misma revoltura, es conveniente suponer que una muestra de concreto es uniforme y, que por lo tanto, cualquier variación entre especímenes compañeros fabricados de dicha muestra se debe a discrepancias en la fabricación, en el curado o en el ensayo. Las muestras tomadas de diferentes partes de una revoltura pueden incluir variaciones debidas a la ineficiencia de las mezcladoras.

Los especímenes compañeros fabricados de muestras tomadas de diversas partes de la revoltura pueden usarse para diferenciar entre la eficiencia de la mezcladora y la eficiencia del ensayo. Una sola revoltura de concreto no proporciona información suficiente para el análisis estadístico por lo que se recomienda fabricar y ensayar especímenes compañeros de que por lo menos diez muestras tomadas de diferentes revolturas para poder establecer valores confiables de R. La desviación estándar y el coeficiente de variación en los ensayos se calculan como sigue:

$$V_1 = \frac{1}{d} \cdot \bar{R}$$

$$V = \frac{\sqrt{V_1}}{\bar{X}} \cdot 100$$

- V_1 = Desviación estándar de los ensayos.
- d = Constante que depende del número de especímenes por muestra (Tabla 3)
- \bar{R} = Promedio o media del total de intervalos.
- V = Coeficiente de variación de los ensayos.

X = Resistencia promedio de todas las muestras.

TABLA No. 3*.- FACTORES PARA CALCULAR LA DESVIACION ESTANDAR DE LOS ENSAYES

Número de Especímenes	d	1 / d
2	1.128	0.8865
3	1.693	0.5907
4	2.059	0.4857
5	2.326	0.4299

Este proceso que permite calcular las discrepancias en los métodos de ensayo tiene la ventaja de que constantemente se obtiene información de la calidad del trabajo de los operarios y del laboratorio en general.

La siguiente tabla (4) tomada del ACI 214-77 califica el grado de control -- del laboratorio en función de los valores de V_1 .

TABLA No. 4.- EVALUACION DEL GRADO DE CONTROL DEL LABORATORIO

EXCELENTE	MUY BUENO	B U E N O	ACEPTABLE	POBRE
Por debajo de 3	de 3 a 4	de 4 a 5	de 5 a 6	Arriba de 6

Nota: Esta evaluación representa el promedio de resultados de especímenes ensayados a la edad especificada.

Existen todavía otros criterios para la evaluación de uniformidad de las mezclas de concreto como los que se presentan a continuación:

* De la Tabla No. B 2 "Manual de Control de Calidad de Materiales".

A S T M Special Technical Publication No. 15 C.

NORMA N. O. M. - C - 155 - 1981

5.1.1 Grados de calidad

5.1.1.1 Grado de calidad A (sólo para resistencia a compresión)

El concreto debe cumplir con lo siguiente:

- a).- Se acepta que no más del 20% del número de pruebas de resistencia tengan valor inferior a la resistencia especificada $f'c$ se requiere un mínimo de 30 pruebas.
- b).- No más del 1% de los promedios de 7 pruebas de resistencia consecutivas será inferior a la resistencia especificada.
- c).- No más del 1% de las pruebas de resistencia puede ser menor que la resistencia especificada menos 50 Kg/cm^2 .

5.1.1.2 Grado de calidad B (resistencia a compresión y resistencia a flexión)

El concreto debe cumplir con lo siguiente:

- a).- Se acepta que no más de 10% del número de pruebas de resistencia tengan valores inferiores a la resistencia especificada. Se requiera un mínimo de 30 pruebas.
- b).- No más del 1% de los promedios de 3 pruebas de resistencia consecutivas puede ser igual o menor que la resistencia especificada.
- c).- No más del 1% de las pruebas de resistencia puede ser menor que la resistencia especificada a compresión menos 35 Kg/cm^2 o resistencia especificada a la flexión "MR" menos 4 Kg/cm^2 .

Para satisfacer estos requisitos, la resistencia promedio del concreto será obviamente mayor que la resistencia del proyecto $f'c$, dependiendo de la uniformidad esperada en la producción del concreto y del porcentaje que se permite de resultados de ensayer inferiores a la resistencia de proyecto. La resistencia promedio requerida; f_{cr} puede obtenerse haciendo uso de las fórmulas siguientes:

$$f_{cr} = f'c + \sqrt{t} \quad (1)$$

$$f_{cr} = f'c - 35 + \sqrt{t} \quad (2)$$

$$f_{cr} = f'c + \frac{t\sqrt{t}}{\sqrt{n}} \quad (3)$$

f_{cr} = Resistencia promedio requerida en Kg/cm².

$f'c$ = Resistencia de proyecto especificada en Kg/cm².

t = Constante que depende la porción de resultados inferiores a $f'c$ y del número de muestras empleadas para calcular la desviación estándar (Tabla 5).

\sqrt{t} = Desviación estándar de las muestras en Kg/cm².

n = Número de promedios consecutivos.

TABLA No. 5.- VALORES DE t^*

Número de Muestras menos 1	Probabilidad de caer debajo de: límite inferior	
	2 en 10	1 en 10
2	1.061	1.886
3	0.978	1.638
4	0.941	1.533
5	0.920	1.476
6	0.906	1.440
7	0.896	1.415
8	0.889	1.397
9	0.883	1.383
10	0.879	1.372
15	0.866	1.341
20	0.860	1.325
25	0.856	1.316
30	0.854	1.310
∞	0.842	1.282

* Los Valores de t se tomaron de la tabla original recibida a Fisher y Yates - " Statistical tables for Biological Agriculture y Medical Research ".

C R I T E R I O S .

Siempre que sea práctico las conclusiones sobre la resistencia del concreto deben derivarse de un conjunto de ensayos a partir del cual se puede estimar en forma más precisa las características y uniformidad del concreto. Si se confía demasiado en los resultados de unos cuantos ensayos, las conclusiones que se alcancen pueden ser erróneas.

También es un error concluir que la resistencia de una estructura está en peligro cuando sólo un ensayo no cumple con los requisitos de resistencia especificada. Como se indicó primeramente, son inevitables las variaciones casuales y las fallas ocasionales en el cumplimiento de los requisitos de resistencia. Los requisitos de resistencia inflexibles no son realistas y tanto la formulación de especificaciones como la interpretación de los resultados deben basarse en la trayectoria de los resultados más que en los resultados individuales de resistencia. Es por esta razón que los conceptos estadísticos tienen tanto valor potencial en el control del concreto.

Algunas personas creen que hacer un control de calidad es simplemente contratar a un laboratorio que tome cilindros, los ensaye y reporte los resultados o que con la misma gente en la obra se haga el proceso y simplemente observar los resultados; si estos son altos olvidarse de ellos y si son bajos alarmarse inmediatamente, tratando de recordar donde fue colocado ese concreto, y de esa forma determinar si se trata de una zona importante y en ese caso extraer corazones para conocer su resistencia.

Esto es totalmente absurdo; en primer lugar se debe definir, antes de empezar la obra, cuáles son las especificaciones de calidad, luego determinar cómo se controlará su cumplimiento y analizar el costo que esto implica; posteriormente controlar el personal que realiza el muestreo, el ensayo y analiza los resultados. Esto puede encargarse a una institución seria para tener la tranquilidad de que todo el proceso se realiza de acuerdo a las normas establecidas.

1.- Se han obtenido una serie de resultados de especímenes de concreto a la edad de 28 días y se necesita saber la uniformidad y calidad de este.

D A T O S :

f'c de proyecto = 250 Kg/cm²

No. de muestra: 36

Especímenes por muestra: 2

El diseño de la estructura fué realizado por el método de diseño plástico, concreto de calidad B

**EVALUACION DE LA UNIFORMIDAD DE LA PRODUCCION Y VARIACION
DE ENSAYES**

Muestra No.	Resistencia en Kg/cm ² Cil. 1	Resistencia en Kg/cm ² Cil. 2	Promedio Kg/cm ²	Intérvalo Kg/cm ²	Promedio de 3 muestras -- consecutivas.
21	257	240	241 +	9	236 **
22	229	243	236 +	14	239 **
23	231	231	231 -	0	234 **
26	247	255	251	8	230 **
27	228	215	221 +	13	216 **
28	223	212	217 +	11	221 **
29	207	212	209 +	5	224 **
30	235	239	237 +	4	247 **
31	225	227	226 +	2	247 **
32	277	281	279	4	252
33	233	239	236 +	6	248 **
34	244	240	242 +	4	263
50	264	270	267	6	264
51	280	280	280	0	293
58	305	305	305	0	289
59	293	298	295	5	293
60	265	270	267	5	280
61	317	317	317	0	297
62	258	256	257	2	293
69	316	318	317	2	258
70	308	303	305	5	269
78	240	245	242 +	5	261
79	259	259	259	0	263
80	287	276	281	11	259
86	250	251	250	1	235 **
87	245	248	246 +	3	236 **
88	210	207	208 +	3	263
95	251	255	253	4	270
96	333	325	329	8	284
104	243	254	248 +	11	254

Muestra No.	Resistencia en Kg/cm. ² Cil. 1	Resistencia en Kg/cm. ² Cil. 2	Promedio Kg/cm. ²	Intervalo Kg/cm. ²	Promedio de 3 muestras -- consecutivas.
105	285	269	277	16	262
106	238	239	238 +	1	255
113	270	271	270	1	253
114	256	261	258	5	265
115	232	233	232 +	1	
116	305	303	304	2	
36	---	---	9331	177	---

Media $\bar{X} = \frac{9331}{36} = 259 \text{ Kg/cm.}^2$

Desviación estándar $= \sqrt{\frac{35349.64}{36}} = 31.34 \text{ Kg/cm.}^2$

Media de Intervalos $= \bar{R} = \frac{177}{36} = 4.92 \text{ Kg/cm.}^2$

Desviación estándar de los ensayos $= \sqrt{1} = \frac{1}{1.128} \times 4.92 = 4.36 \text{ Kg/cm.}^2$
(d = 1.128 Tabla 3)

Coefficiente de variación de los ensayos $= V_1 = \frac{4.36}{259} \times 100 = 1.68\%$

Porcentaje de promedios abajo de f'c $= \frac{16}{36} \times 100 = 44.44 \%$

CONCLUSIONES ESTADISTICAS

- 1.- El promedio de las muestras es f'c = 259 Kg/cm.²
- 2.- Indica aquellos promedios de las muestras cuya resistencia es de más de 35 Kg/cm.² por debajo del f'c de proyecto (N. O. M. - C - 155 - 1981 5.1.1.2.C.)
- 3.- Indica aquellos promedios de 3 muestras consecutivas cuyas resistencias son menores que el f'c de proyecto (N. O. M. C - 155 - 1981, 5.1.1.2.b.)
- 4.- La desviación estándar de las muestras es de 31.34 Kg/cm.² de donde se deduce de la tabla 1 que el grado de control de la uniformidad en la

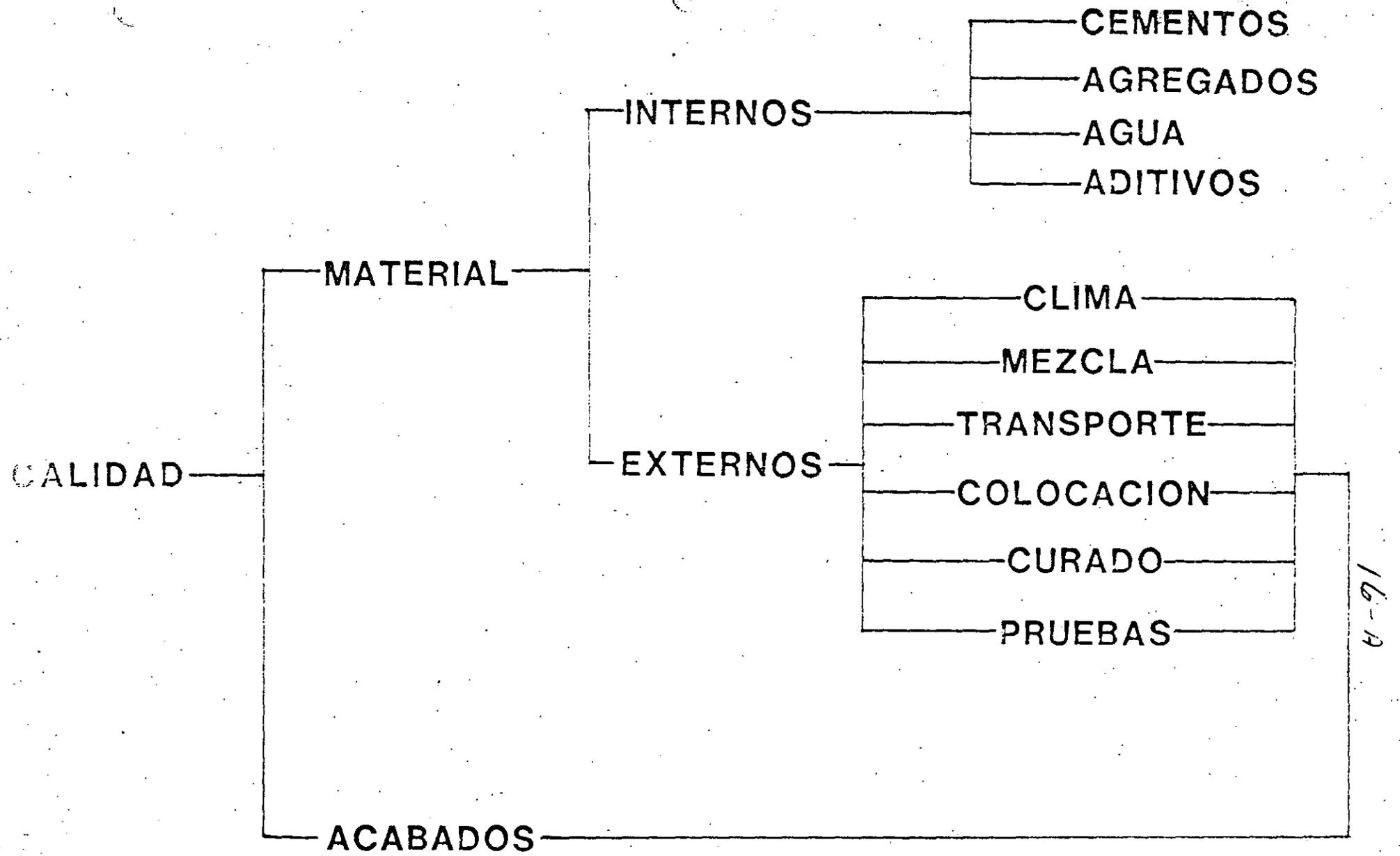
fabricación del concreto es muy bueno (A C I 214-77).

- 5.- El coeficiente de variación de los ensayos es de 1.68% de donde se deduce de la tabla 4 que el grado de control del laboratorio es excelente (A C I 214-77).
- 6.-+ Se tienen el 44.4% del total de promedios de f'c de los especímenes de las muestras está por debajo del f'c proyecto y el límite aceptado es del 10% para diseño plástico o presforado, por lo tanto estas muestras no cumplen esta especificación (N. O. M. - C - 155 - 1981, - 5.1.1.2.a.).
- 7.-* Se tienen dos promedios de f'c de los especímenes de las muestras cuya resistencia es de más de 35 Kg/cm² por debajo del f'c de proyecto estas muestras en estudio, ningún promedio puede tener una resistencia de más de 35 Kg/cm² por debajo del f'c de proyecto.
- 8.-** Se tienen 12 promedios de 3 muestras consecutivas cuyas resistencias son menores que el f'c de proyecto, estas muestras no cumplen la especificación (N. O. M. - C - 155 - 1981, 5.1.1.2.b.)

De acuerdo a estos datos estadísticos, se puede concluir que la deficiencia en la resistencia del concreto se puede deber a un mal cálculo de la dosificación de los elementos que componen el concreto, por lo que se recomienda, que con los datos obtenidos se vuelva a calcular la resistencia requerida de la mezcla fcr.

$$f_{CR} = 250 + 31.34 \times 1.310$$

$$f_{CR} = 291 \frac{Kg}{cm^2}$$



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

- Reporte del Comité A C I 211-1.- Práctica recomendada para la inspección del concreto.
- A C I 211.1 - 70.- Práctica recomendable para dosificar concretos de peso normal.
- Reporte del Comité A C I 212.- Guía para el empleo de aditivos en el concreto
- A C I 214-77.- Práctica recomendada para la evaluación de resultados de ensayos de compresión en el campo.
- Reporte del Comité A C I 304.- Colocación del concreto por métodos de bombeo
- Reporte del Comité A C I 309.- Práctica recomendable para la compactación del concreto.
- A C I 315-77.- Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado y complementarios.
- A C I 614-59.- Práctica recomendada para la medición, mezclado, transporte y colocación del concreto.
- Reporte del Comité A C I 621.- Selección y empleo de agregados para el concreto.
- A C I E 704 - 4.- Control de calidad del concreto.
- A S T M C 31-69.- Standard method of making and curing test specimens in the field.
- A S T M C 33-74 a.- Standard specification for concrete aggregates.

A S T M C 39-72.- Standard method test for compressive strenght of cylin -
drical concrete specimens.

A S T M C 94-74a.- Standard specification for ready - mixed concrete.

A S T M C 150-74.- Standard specification for portland cement.

A S T M C 172-71.- Standard method of sampling fresh concrete.

A S T M C 192-69.- Standard method of making and curing concrete test -----
specimens in the laboratory.

A S T M E4-72.- Standard methods of verification of testing machines.

N. O. M. C-1-1981.- Calidad para cemento portland.

N. O. M. C-23-1977.- Determinación de la resistencia a la compresión de ci-
lindros moldeados de concreto.

N. O. M. C-155-1981.- Concreto premezclado.

N. O. M. C-160-1976.- Elaboración y curado en obra de especimenes de concreto

N. O. M. C-161-1974.- Muestreo de concreto fresco.

Reglamento de las Construcciones.- Departamento del Distrito Federal.

México, D. F.

Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado.- Roger Díaz de Cossío, Juan -

Castillas, Francisco Robles.

México, D. F.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION". DEL 22 AL 25 DE MAYO

MEXICO, D.F.

PROGRAMA DE CONTROL DE CALIDAD

ING. ERNESTO MENDOZA SANCHEZ

25 DE MAYO DE 1985.

PROGRAMA DE CONTROL DE CALIDAD

FILOSOFÍA-DEL PROYECTO
CONTRATACION

PROYECTO

CONSTRUCCION

OBRA TERMINADA
Útil, Económica y Duradera

MANTENIMIENTO

¿ qué

ordenación y programación

comprobación

INSPECCION
MUESTREO
PRUEBAS DE
LABORATORIO

- COMPROBAR CARACTERISTICAS. ESENCIALES
- SENCILLAS
- RIGUROSAMENTE ESTANDARIZADAS
- RAPIDAS EN SU REALIZACION
- FACILES DE INTERPRETAR
- EQUIPOS ECONOMICOS, FACILES DE CORREGIR Y CALIBRAR Y DE MANEJO SIMPLE

ESPECIFICACIONES
COMPLEMENTARIAS

ESPECIFICACIONES
• SER COMPETENTES
• ACORDES AL MEDIO
• REALISTAS
• EST. TOLERANCIAS

CRITERIOS
ESTADISTICOS

CONTROL DE
CALIDAD

Media, mediana, moda y otras medidas de centralización

NOTACION CON INDICE O SUBINDICE

El símbolo X_j (léase «X sub j») denota cualquiera de los N valores $X_1, X_2, X_3, \dots, X_N$ que una variable X puede tomar. La letra j en X_j , la cual puede representar cualquiera de los números $1, 2, 3, \dots, N$ se llama *índice* o *subíndice*. Análogamente puede utilizarse como subíndice cualquier otra letra distinta de j , como i, k, p, q, s .

NOTACION SUMATORIA

El símbolo $\sum_{j=1}^N X_j$ se utiliza para indicar la suma de todas las X_j desde $j = 1$ a $j = N$, es decir, por definición

$$\sum_{j=1}^N X_j = X_1 + X_2 + X_3 + \dots + X_N$$

Cuando no cabe confusión posible se representa esta suma por las notaciones más simples $\Sigma X, \Sigma X_j$ o $\sum X_j$. El símbolo Σ es la letra griega mayúscula *sigma*, denotando sumación.

Ejemplo 1. $\sum_{j=1}^N X_j Y_j = X_1 Y_1 + X_2 Y_2 + X_3 Y_3 + \dots + X_N Y_N$

Ejemplo 2. $\sum_{j=1}^N a X_j = a X_1 + a X_2 + \dots + a X_N$
 $= a(X_1 + X_2 + \dots + X_N) = a \sum_{j=1}^N X_j$

donde a es una constante. Más sencillamente, $\Sigma aX = a\Sigma X$.

Ejemplo 3. Si a, b, c son constantes cualesquiera,
 $\Sigma(aX + bY - cZ) = a\Sigma X + b\Sigma Y - c\Sigma Z$. Véase Problema 3.

PROMEDIOS Y MEDIDAS DE CENTRALIZACION

Un *promedio* es un valor, que es típico o representativo de un conjunto de datos. Como tales valores tienden a situarse en el centro del conjunto de datos ordenados según su magnitud, los promedios se conocen también como *medidas de centralización*.

Se pueden definir varios tipos de medidas de centralización, las más comunes son la *media aritmética* o brevemente *media*, la *mediana*, la *moda*, la *media geométrica* y la *media armónica*. Cada una de ellas tiene sus ventajas e inconvenientes, dependiendo la aplicación de una u otra de los resultados que se pretendan sacar de los datos.

MEDIA ARITMETICA

La media aritmética o *media* de un conjunto de N números $X_1, X_2, X_3, \dots, X_N$ se representa por \bar{X} (léase «X barra») y se define como

$$\bar{X} = \frac{X_1 + X_2 + X_3 + \dots + X_N}{N} = \frac{\sum_{j=1}^N X_j}{N} = \frac{\Sigma X}{N} \tag{1}$$

Ejemplo: La media aritmética de los números 8, 3, 5, 12, 10 es

$$\bar{X} = \frac{8 + 3 + 5 + 12 + 10}{5} = \frac{38}{5} = 7,6$$

La desviación típica y otras medidas de dispersión

DISPERSION O VARIACION

Al grado en que los datos numéricos tienden a extenderse alrededor de un valor medio se le llama *variación* o *dispersión* de los datos. Se utilizan distintas medidas de dispersión o variación; las más empleadas son el rango, la desviación media, el rango semiintercuartílico, el rango entre percentiles 10-90 y la desviación típica.

RANGO

El rango de un conjunto de números es la diferencia entre el mayor y el menor de todos ellos.

Ejemplo: El rango de los números 2, 3, 3, 5, 5, 5, 8, 10, 12 es $12 - 2 = 10$. A veces el rango se da por la simple anotación de los números mayor y menor. En el ejemplo anterior esto sería indicado como 2 a 12 ó 2-12.

DESVIACION MEDIA, O PROMEDIO DE DESVIACION, de una serie de N números X_1, X_2, \dots, X_N viene definido por

$$\text{Desviación Media} = \text{M.D.} = \frac{\sum_{j=1}^N |X_j - \bar{X}|}{N} = \frac{\Sigma |X - \bar{X}|}{N} = \overline{|X - \bar{X}|} \quad (1)$$

donde \bar{X} es la media aritmética de los números y $|X_j - \bar{X}|$ es el valor absoluto de las desviaciones de las diferentes X_j de \bar{X} . (El *valor absoluto* de un número es el mismo número sin asociarle signo alguno y se indica por dos barras verticales a ambos lados del número. Así, $|-4| = 4$, $|+3| = 3$, $|6| = 6$, $|-0,84| = 0,84$.)

Ejemplo: Hallar la desviación media de los números 2, 3, 6, 8, 11.

$$\text{Media aritmética} = \bar{X} = \frac{2+3+6+8+11}{5} = 6$$

$$\begin{aligned} \text{Desviación media} = \text{M.D.} &= \frac{|2-6| + |3-6| + |6-6| + |8-6| + |11-6|}{5} \\ &= \frac{|-4| + |-3| + |0| + |2| + |5|}{5} = \frac{4+3+0+2+5}{5} = 2,8 \end{aligned}$$

Si X_1, X_2, \dots, X_k se presentan con frecuencias f_1, f_2, \dots, f_k , respectivamente, la desviación media puede escribirse como

$$\text{Desviación media} = \text{M.D.} = \frac{\sum_{j=1}^k f_j |X_j - \bar{X}|}{N} = \frac{\Sigma f |X - \bar{X}|}{N} = \overline{|X - \bar{X}|} \quad (2)$$

donde $N = \sum_{j=1}^k f_j = \Sigma f$. Esta forma es útil para datos agrupados donde las diferentes X_j representan las marcas de clase y las f_j las correspondientes frecuencias de clase.

Ocasionalmente, la desviación media se define como desviaciones absolutas de la mediana u otro promedio en lugar de la media. Una propiedad interesante de la suma $\sum_{j=1}^N |X_j - a|$ es que es mínima cuando a es la mediana, es decir, la desviación media respecto de la mediana es mínima.

Sería más apropiado utilizar el término *desviación media absoluta* que el de desviación media.

RANGO SEMIINTERCUARTILICO O DESVIACION CUARTILICA de una serie de datos se define por

$$\text{Rango semiintercuartílico} = Q = \frac{Q_3 - Q_1}{2} \quad (3)$$

donde Q_1 y Q_3 son el primer y tercer cuartil de los datos. Véanse Problemas 6 y 7. El rango intercuartílico $Q_3 - Q_1$ se emplea a veces, pero el rango semiintercuartílico es más utilizado como medida de dispersión.

RANGO ENTRE PERCENTILES 10-90 de una serie de datos viene definido por

$$\text{Rango percentil 10-90} = P_{90} - P_{10} \quad (4)$$

Donde P_{10} y P_{90} son los percentiles décimo y nonagésimo de los datos (véase Problema 8). El rango semipercantil 10-90, $\frac{1}{2}(P_{90} - P_{10})$, puede también emplearse aunque su empleo no es corriente.

DESVIACION TIPICA de una serie de N números X_1, X_2, \dots, X_N , se representa por s y se define por

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N (X_j - \bar{X})^2}{N}} = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{N}} = \sqrt{\frac{\sum x^2}{N}} = \sqrt{(X - \bar{X})^2} \quad (5)$$

donde x representa las desviaciones de cada uno de los números X_j de la media \bar{X} .

Así, s es la raíz cuadrada del cuadrado medio de las desviaciones a la media, o como a veces se le llama, *raíz del cuadrado medio de las desviaciones* (véase página 49).

Si X_1, X_2, \dots, X_K se presentan con frecuencias f_1, f_2, \dots, f_K , respectivamente, la desviación típica puede escribirse como

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^K f_j (X_j - \bar{X})^2}{N}} = \sqrt{\frac{\sum f (X - \bar{X})^2}{N}} = \sqrt{\frac{\sum f x^2}{N}} = \sqrt{(X - \bar{X})^2} \quad (6)$$

donde $N = \sum_{j=1}^K f_j = \sum f$. En esta forma se emplea para datos agrupados.

A veces, la desviación típica de los datos de una muestra viene definida con $(N - 1)$ en lugar de N en los denominadores de las expresiones (5) y (6), porque el valor resultante representa un estimador mejor de la desviación típica de una población de la que se ha tomado una muestra. Para valores grandes de N (por ejemplo, $N > 30$), prácticamente no hay diferencia entre las dos definiciones. También, cuando se necesita el estimador mejor, puede obtenerse siempre multiplicando la desviación típica calculada con la primera definición por $\sqrt{N/N - 1}$. De aquí que se acostumbre a utilizar la primera definición.

VARIANZA

La varianza de un conjunto de datos se define como el cuadrado de la desviación típica y viene dada, por tanto, por s^2 en (5) y (6).

T A B L A 1

Resistencia a la compresión simple obtenida en especímenes de una cierta roca.

Espécimen	Resistencia kg/cm ²	Espécimen	Resistencia kg/cm ²
1	247	51	236
2	249	52	236
3	241	53	211
4	197	54	261
5	252	55	243
6	252	56	243
7	241	57	249
8	197	58	251
9	304	59	261
10	276	60	247
11	249	61	233
12	322	62	249
13	348	63	249
14	241	64	267
15	249	65	211
16	194	66	238
17	236	67	253
18	233	68	241
19	208	69	246
20	231	70	246
21	261	71	253
22	304	72	211
23	288	73	217
24	308	74	213
25	281	75	224
26	265	76	204
27	279	77	208
28	314	78	203
29	308	79	208
30	293	80	198
31	283	81	277
32	239	82	253
33	246	83	253
34	288	84	251
35	300	85	224
36	286	86	268
37	281	87	271
38	288	88	216
39	277	89	216
40	268	90	251
41	267	91	203
42	257	92	229
43	267	93	217
44	227	94	227
45	236	95	193
46	257	96	204
47	273	97	193
48	268	98	204
49	257	99	187
50	270	100	193

En la Fig. 2 se muestran dos distribuciones normales, una alta y delgada y la otra más baja y más desparramada. Si ambas se refieren al mismo número de datos, las áreas bajo ellas serán iguales; es obvio que en la curva alta los datos están más cerca del promedio, en tanto que en la curva más baja se tiene una mayor dispersión.

Si esas curvas se han obtenido midiendo una cierta magnitud por medio de pruebas de laboratorio, utilizando un método A (curva alta) y otro B (curva baja), podrá decirse sin más, que el método A conduce a resultados más consistentes que el método B.

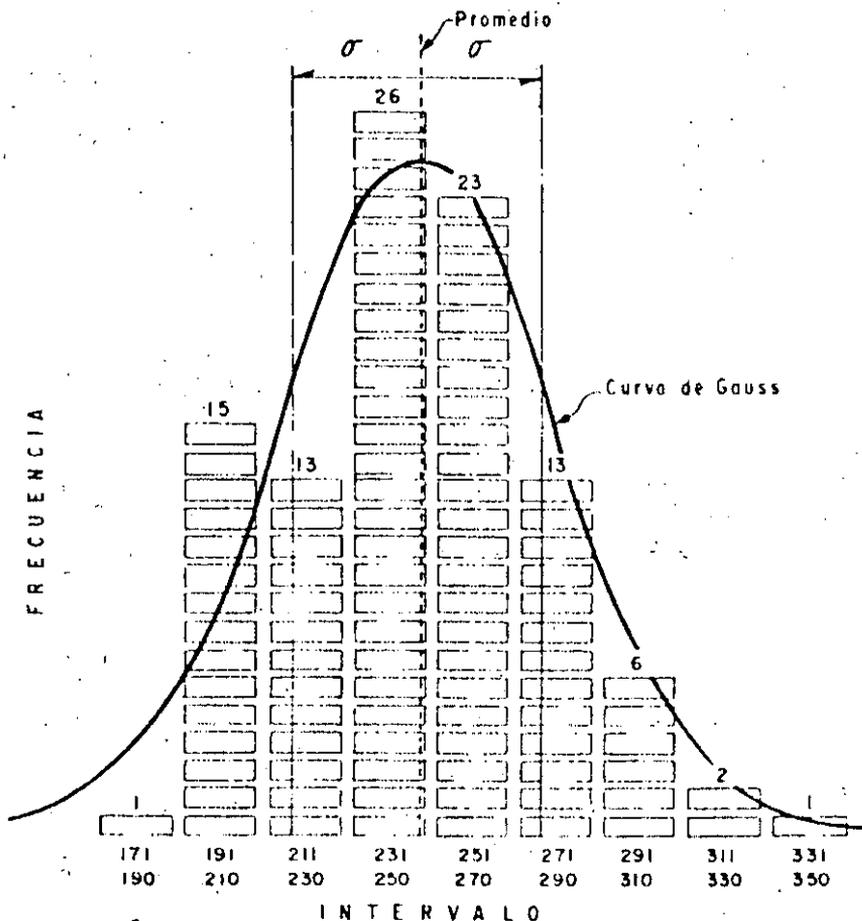


Figura 1. Histogramas de los datos de la Tabla 1.

Resulta fundamental en las aplicaciones poder valuar el grado de dispersión de los datos respecto al promedio. Una idea tosca de esta medida se tendría por la simple diferencia entre el dato más alto y el más bajo, pero



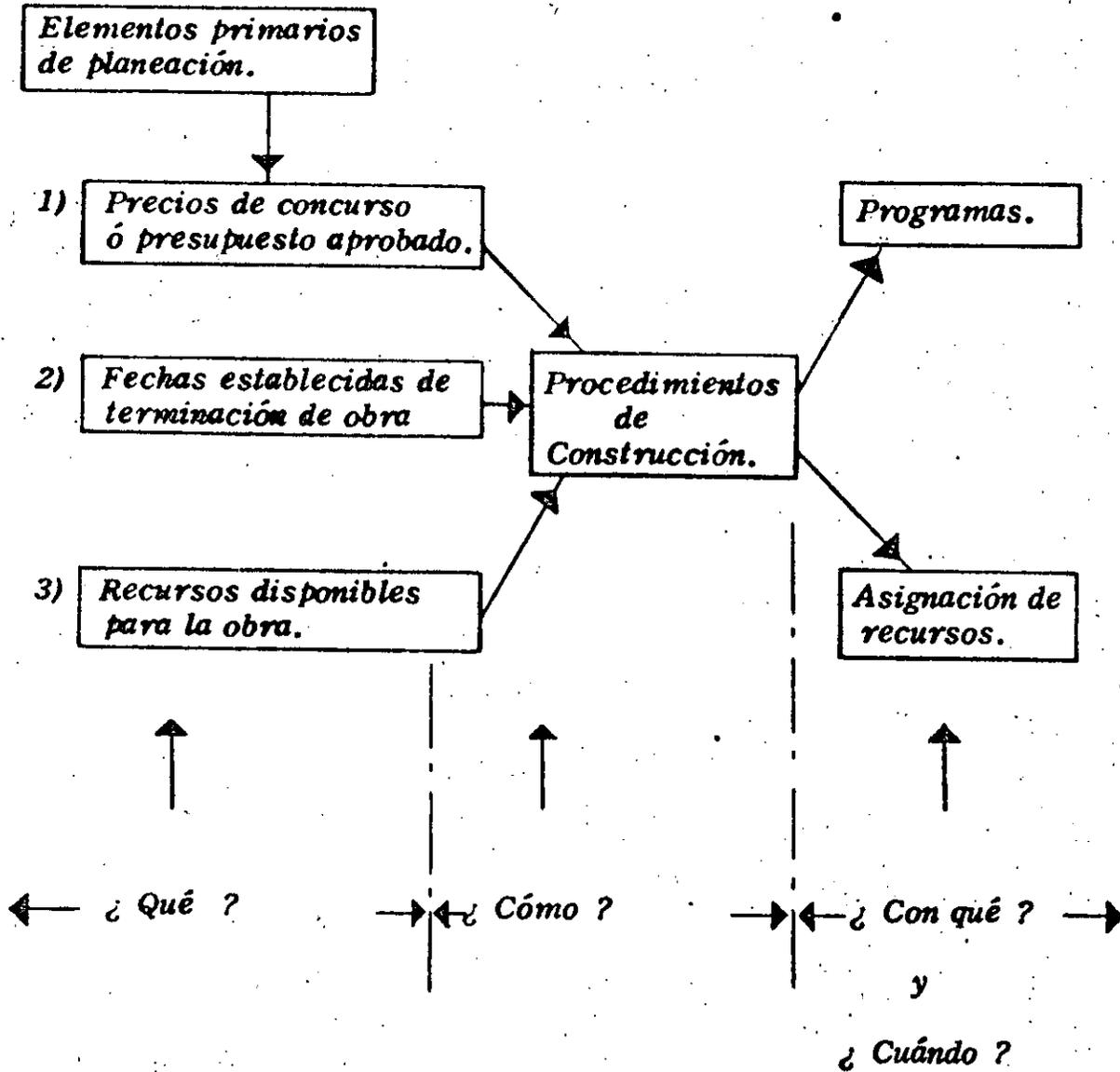
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

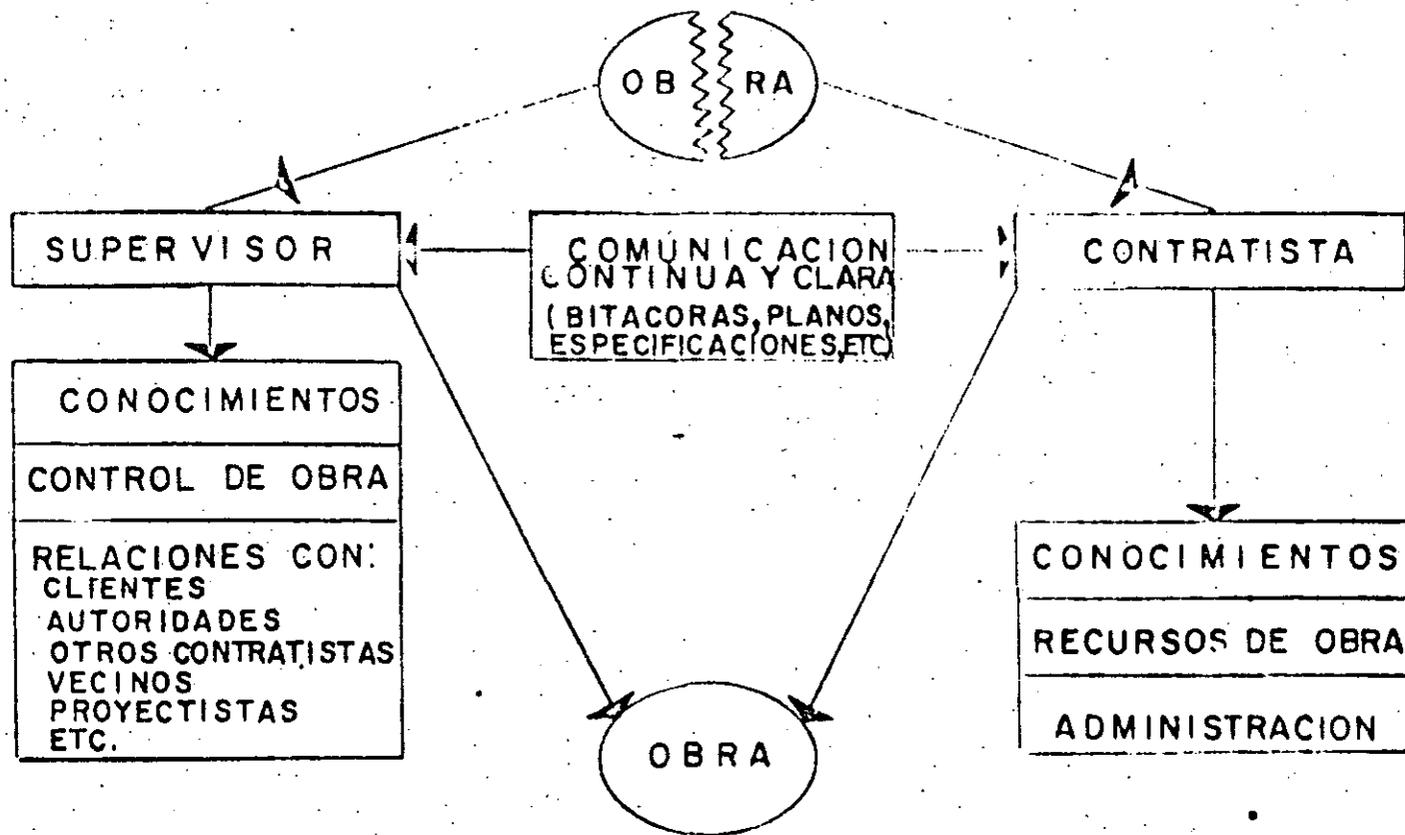
CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION". DEL 22 AL 25 DE MAYO.
MEXICO, D.F.

¿ COMO PLANEAR?

25 DE MAYO 1985.

¿ Cómo planear ?





PARA ELABORAR UN PROGRAMA DE OBRA

PROGRAMA DE OBRA

- POLITICAS DE LA EMPRESA
- PLANOS
- ESPECIFICACIONES
- FECHAS DE INICIACION Y TERMINACION DE LA OBRA

ELABORAR PROGRAMA PRELIMINAR DE OBRA

SE HACE USO DEL METODO C P M

C SE EFECTUA LA PLANEACION DEL PROCESO DE OBRA, SE FIJAN PROCESOS CONSTRUCTIVOS

SE ENUNCIAN LAS ACTIVIDADES DEL PROCESO DE OBRA

SE ESTABLECE EL ORDEN O SECUENCIA DE LAS ACTIVIDADES (PRECEDENCIAS)

REVISAR TABLA DE SECUENCIAS

¿ES CORRECTO EL ORDEN?

SE ESTABLECE UNA REPRESENTACION GRAFICA (DIAGRAMA DE FLECHAS)

B ASIGNAR RECURSOS

OBTENER DURACION NORMAL Y MINIMA DE CADA UNA DE LAS ACTIVIDADES

RECURSOS DISPONIBLES

VOLUMENES DE OBRA

RENDIMIENTOS DE OBRA

¿HAY LIMITACIONES EN LA CANTIDAD DISPONIBLE DE RECURSOS?

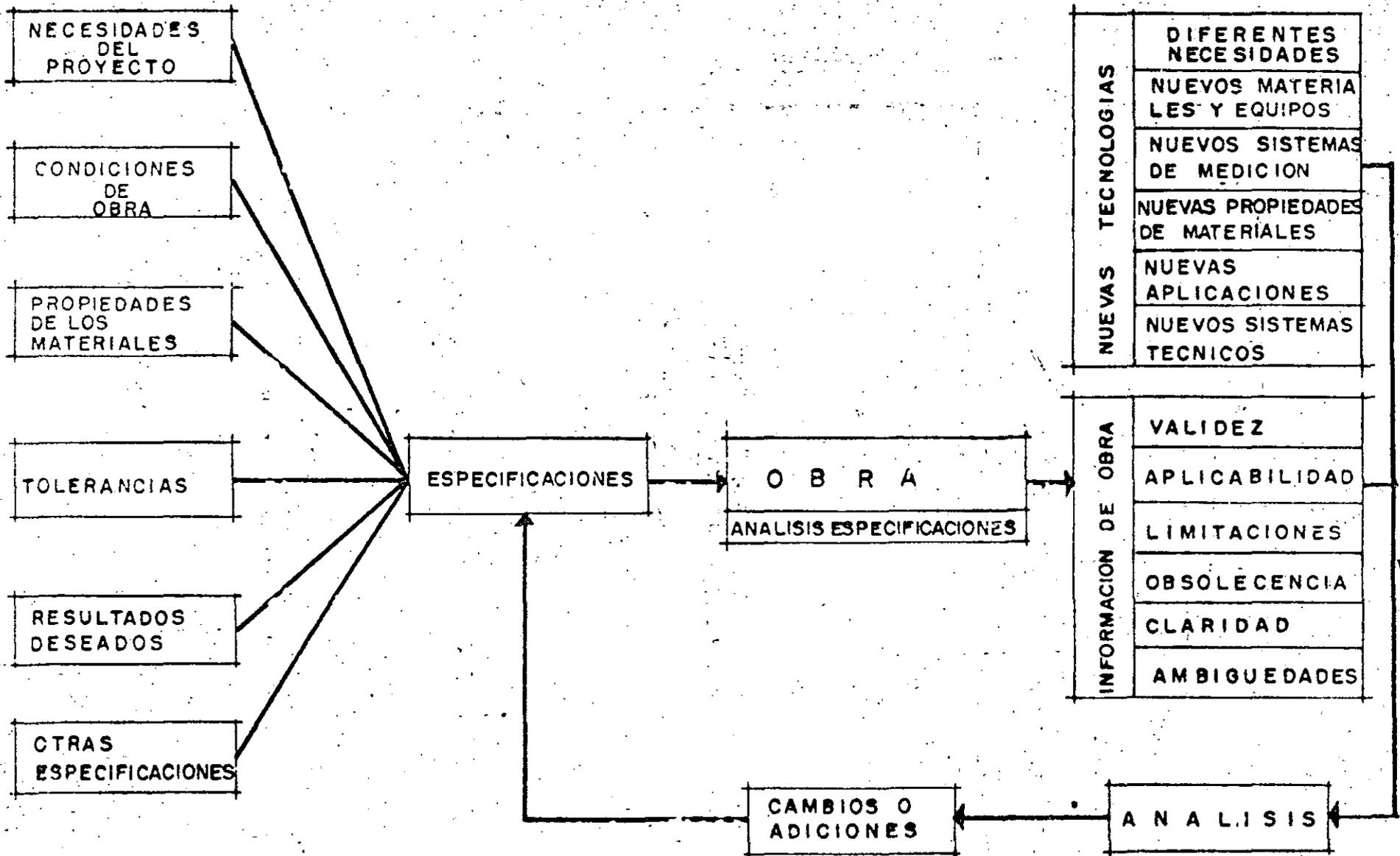
¿HAY LIMITACIONES DE ESPACIO?

¿ES CONVENIENTE COMPRAR O RENTAR RECURSOS?

REVISAR EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

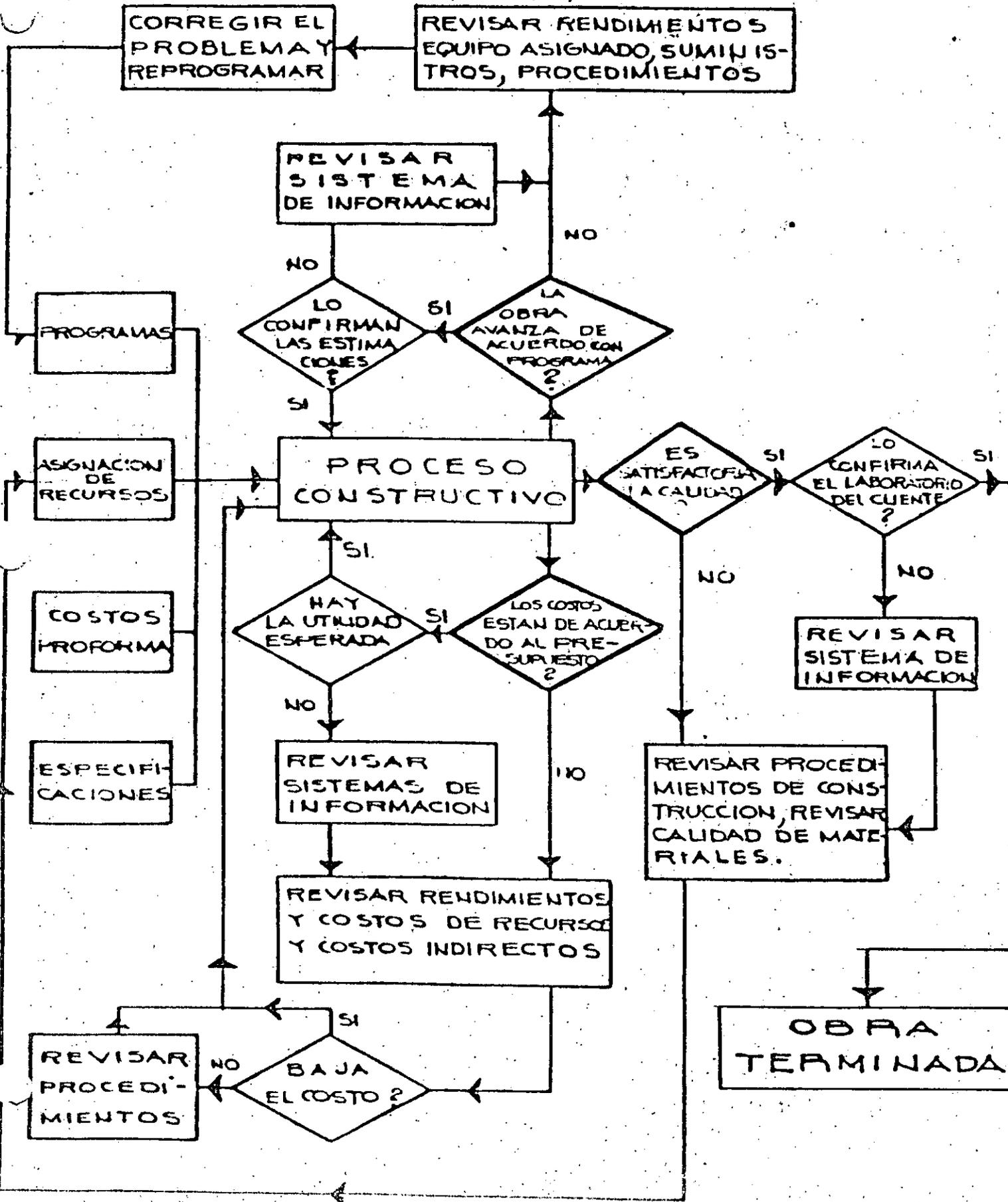
COMPRAR O RENTAR

3



COMO MANEJAR FLUJO DE INFORMACION

7



SISTEMAS DE CONTROL

1) *Control de Programas:*

C.P.M., PERT, Compresión de redes, etc.

2) *Control de Costos:*

Control administrativo por conceptos de obra.

Ejem.: En el mes se hicieron:

45,000 m3 de excavación para terraplen compactado a 95% a \$ 10.00	\$ 450,000.00
6,500 m2 de revestimiento a \$30.00	\$ 195,000.00
Acarreos: 22,500m3Km. a \$ 1.80	<u>\$ 40,500.00</u>
	\$ 685,000.00

Como se hace algunas veces:

Relación de Egresos:

<u>Concepto</u>	<u>Importe</u>
Nómina	\$ 45,000.00
Lista de raya	140,000.00
Equipo	320,000.00
Combustibles	10,000.00
Materiales de construcción	30,000.00
Sub-contratos	26,000.00
Papelería	1,000.00
Comunicaciones	200.00
Gastos de transporte	1,600.00
Rentas	700.00
I. M. S. S.	28,000.00
Caja Chica	700.00
Impuestos	40,000.00
Suma:	<u>\$ 643,200.00</u>

Indudablemente el resultado no es bueno, ¿en dónde está la falla?

9

Con estos datos no es posible deducirlo.

Si llevamos control administrativo por conceptos de obra, haríamos esto:

Concepto	Equipo	Materiales	Salarios	Sub-Cont.	Suma
Corte-terraplén a 95%	257,000.00	5,000.00	140,000.00		402,000.00
Revestimiento del banco 1	63,000.00	35,000.00	42,000.00		140,000.00
Acarreos			3,000.00	26,000.00	29,000.00
	320,000.00	40,000.00	185,000.00	26,000.00	576,000.00
Indirectos					72,000.00
					<u>72,000.00</u>
					Total..... \$ 643,200.00

¿En dónde está el problema?

Si, en nuestro presupuesto, hemos calculado el 40% para indirectos, y utilidad, podemos calcular los gastos proformas.

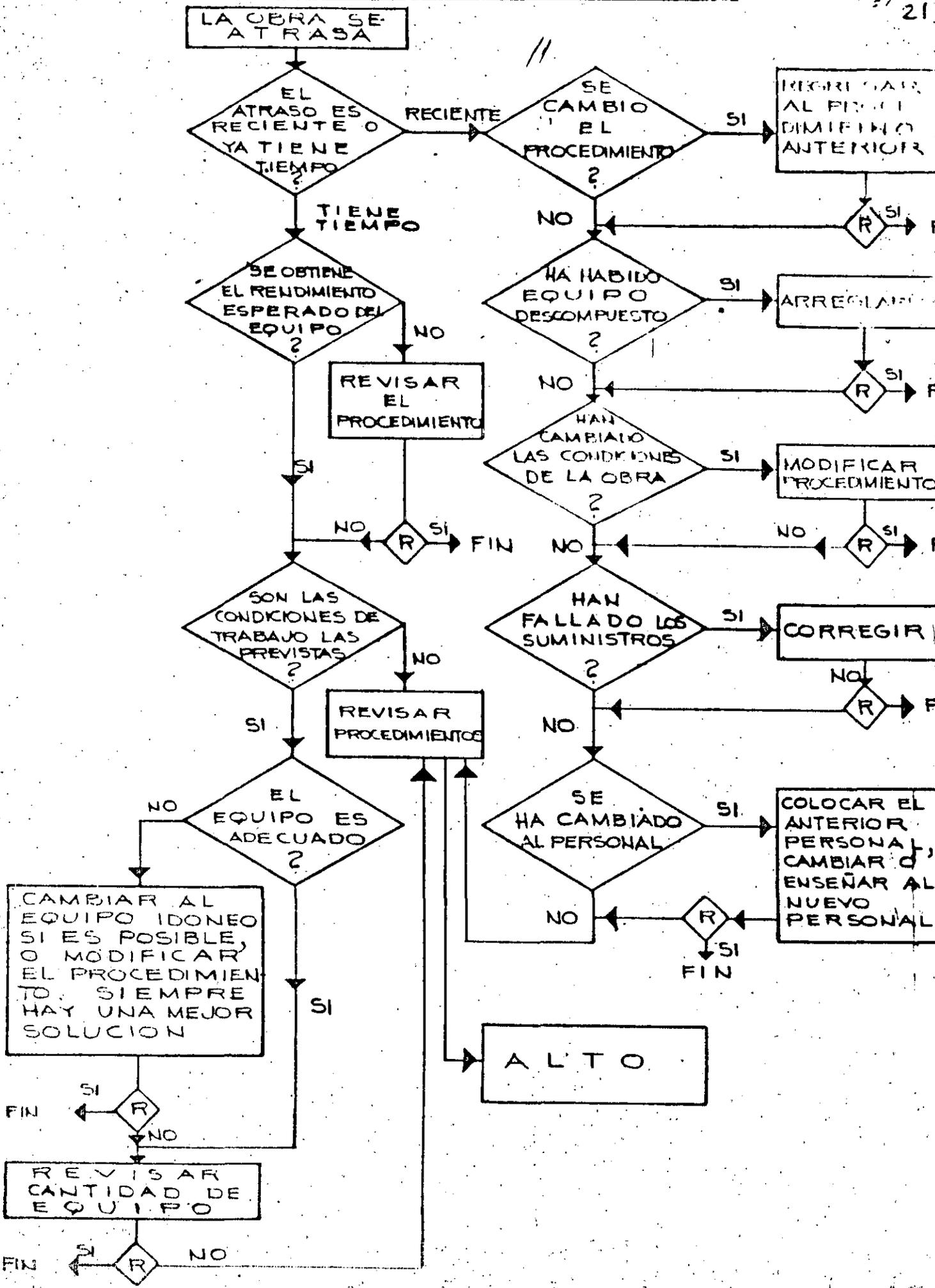
$$\text{Terraplén: } \frac{450,000.00}{1.40} = 321,428.00$$

$$\text{Revestimiento: } \frac{195,000.00}{1.40} = 139,285.00$$

$$\text{Acarreos: } \frac{40,500.00}{1.40} = 28,928.00$$

Vemos que el problema está en el terraplén.

Esto se puede hacer por supuesto por operaciones de conceptos para ubicar el problema con más precisión.



OPERA	ELEMENTO ESTRUCTURAL	TURNO
LOCALIZACION	UBICACION	OBSERVACIONES

RESISTENCIA _____ TAMANO MAXIMO DEL AGREGADO _____ ADITIVO _____
 TIPO DE CEMENTO _____ REVENIMIENTO PEDIDO _____ EQUIPO DE MEZCLADO _____

INFORMACION DURANTE EL COLADO							
OLLA NUM	SALIDA PLANTA	CONTROL DE HORAS		FIN COLADO	REVENIMIENTO	NÚMERO MUESTRA	VOLUMEN PARCIAL
		LLEGADA OURA	INICIO COLADO				
1							
2							
3							
4							
5							
6							
7							
8							
9							
10							
11							
						SUMA	

TIEMPO TOTAL DE COLADO	
VOLUMEN TOTAL DE COLADO	

CHEQUEO PREVIO AL COLADO			
CONCEPTO	CONS	SUP	OBSERVACIONES
NIVELES			
DISTANCIA ENTRE COLUMNAS			
REFUERZO Y N° DE VARILLAS			
ESTIROS			
LIMPIEZA DE REFUERZOS			
TRASLAPES EN ACERO			
ANCLAS COLUMNAS Y CASTILLOS			
RECUBRIMIENTOS DE ACERO			
SEPARADORES Y SILETAS ACERO			
SOLDADURA			
CIMBRA NORMAL			
CIMBRA APARENTE			
PASOS EN LA CIMBRA			
SEPARADORES PARA CIMBRA			
CONTRAFLECHA DE CIMBRA			
LIMPIEZA Y RIEGO			
VIRADORES			
LONAS			
ARTESA			
CANALONES o BOMBA CONCRETO			

CONSTRUCTOR

Vo Bo SUPERVISOR

SUPERVISOR

MEDIR

MEDIR

MEDIR

MEDIR

MEDIR

MEDIR

MEDIR

MEDIR



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION". DEL 22 AL 25 DE MAYO.
MEXICO, D.F.

C O N T R O L D E P R O D U C C I O N .

25 DE MAYO 1985.

Planeación.- Es el método por el cual el Ingeniero ve hacia el futuro y descubre las diferentes alternativas para realizar un proceso constructivo. La función de planeación ha recibido una mayor atención a medida que las empresas crecen y las teorías administrativas se desarrollan.

No podemos hablar de planeación si no establecemos en forma consciente y explícita los objetivos finales que queremos alcanzar.

Los planes a altos niveles de una empresa pueden ser generales y amplios o pueden ser detallados "día a día". El método de planeación puede empezar con un vago presentimiento o un elemento de intuición con el cual el ingeniero o grupo de ingenieros tropiezan. Al planear una obra, cada trabajador no necesita entender los detalles de todos los planos relativos a la construcción, pero debe comprender que su trabajo encaja en forma precisa en el desarrollo general de la misma.

La planeación no sólo incluye el predeterminar el proceso de una acción referente a una actividad, sino que incluye el buscar los posibles problemas que puedan presentarse. La probabilidad y estadística es una técnica muy valiosa que nos permite manejar incertidumbres.

El programa de una obra, es anunciar por escrito el proceso constructivo en forma cronológica las actividades que se piensan realizar en un proyecto. Para programar una obra se requiere:

- 1.- Conocer el proyecto
- 2.- Conocer donde se va a realizar
- 3.- Analizar como se va a ejecutar
- 4.- Analizar cuando se va hacer
- 5.- Analizar con que recursos se va hacer

Recursos.-

Son aquellos elementos indispensables para la posible y correcta realización de una actividad. Para una construcción se requiere contar con los siguientes recursos:

- a- Materiales
- b- Mano de obra
- c- Equipo
- d- Personal técnico
- e- Financiamiento

Existen dos diferentes niveles de programación en una obra, la programación general y la programación de obra.

Programación General.- Se recomienda que la realicen los proyectistas conjuntamente con el contratista de la misma, para determinar los sistemas constructivos más convenientes, disponibilidad de materiales, disponibilidad de recursos; así como, la duración aproximada de la construcción y determinación de planos completos o detalles necesarios de la obra. Esta programación pocas veces se realiza, viendose afectada la mayoría de las veces la construcción en tiempo y costo.

Programación de Obra.

3

Esta programación es la que normalmente se conoce y la realiza el constructor, tomando en cuenta a las personas que serán las responsables de la ejecución de la obra para que conozcan el proyecto y sepan como, cuando y con que recursos lo tendrán que realizar.

Los métodos más comunes para programar obras son:

I. Sistema de barras

II. Sistema C.P.M. (Ruta crítica)

El mejor sistema será aquel que nos brinde mayor información y facilite la interpretación permitiendo hacer la corrección de las desviaciones.

Los programas deben ser realistas alimentando nuestra programación con datos veraces, para que los resultados no sean erróneos siendo recomendable revisar mensualmente el avance.

Se ha mencionado hasta aquí el concepto de planeación de la producción que a veces se confunde con el control de la producción. Puede si acaso, establecerse la distinción de que planeamiento se refiere a dictar los requisitos, lo que se quiere hacer, mientras control se refiere a velar porque así se haga, o sea el control revisa el pasado, la combinación de las dos funciones administrativas, juntas, sirven de perspectivas para la persona que toma decisiones en el presente. Ambas han sido objeto de una investigación considerable y han desarrollado teorías separadas.

Existen en la actualidad muchos libros referentes al control de la producción, enfocados principalmente a la industria manufacturera. Sin embargo los conceptos de control pueden ampliarse hasta abarcar proyectos para carreteras, presas y construcciones de edificios. Los métodos usados para diseñar sistemas de control son idénticos y muchos de los procedimientos aplicados a la toma de decisiones son intercambiables.

El objetivo del control de producción, en la forma más amplia, es planear las corrientes de materiales que llegan a la fábrica, pasan por ella y salen de la misma, regulandola de tal manera, que se alcance la posición óptima en cuanto a beneficios, dentro del marco de las metas que la empresa se ha fijado. Para una construcción se puede definir el objetivo del control, como:

"El establecimiento de sistemas que permitan planear el flujo de los materiales que llegan a la obra, hasta su correcta colocación detectando errores, causas y sus soluciones oportunamente para obtener el mayor beneficio"

Un tipo de sistema para el control de la producción no bastaría para contemplar todos los diferentes productos elaborados. El sistema de control de una planta de ensamble de automóviles es completamente diferente del que necesita una compañía constructora. La clase de sistema empleado para el control depende de la producción, por lo cual es importante conocer las diferencias que existen.

Comparación de la producción

5

Empresa Constructora
obras en diferentes lugares
(trabajos variados)

Empresa Automotriz
Planta de ensambles
(Producción de serie)

-
- | | |
|--|--|
| <p>1.- Máquinas diferentes, con <u>su</u> pervisiones diferentes</p> <p>2.- Los ciclos de fabricación son largos</p> <p>3.- Las cargas de trabajo están desequilibradas y las máquinas pueden pasar días enteros inactivas</p> <p>4.- Los operarios de las máquinas, no siempre son muy expertos</p> <p>5.- En ocasiones el espacio es reducido para tener depósitos satisfactorios de materia prima, además de la diversidad de materiales</p> <p>6.- Debido a lo largo del ciclo de fabricación y son diferentes conceptos, las existencias de materiales en elaboración son grandes</p> <p>7.- Los costos del manejo de materiales es mayor</p> | <p>1.- Máquinas dispuestas según el orden de las operaciones necesarias para hacer un producto.</p> <p>2.- Los ciclos de fabricación son cortos y las fechas de entrega tempranas</p> <p>3.- Las cargas de trabajo <u>tien</u>den a equilibrarse más y se hace cuanto es posible para que las máquinas funcionen todo el tiempo</p> <p>4.- Los mecánicos son muy expertos, pero solo en una clase de operación</p> <p>5.- Puede haber grandes depósitos de materias primas por las cantidades de material consumido. Lo ideal</p> <p>6.- Las existencias de material en elaboración son generalmente pequeñas en comparación con las grandes cantidades producidas</p> |
|--|--|

- 6
- 8.- La falta de espacios impiden en ocasiones buenos accesos
 - 9.- El control de la producción tiende a ser más complejo porque hay muchos trabajos a la vez, lo cual implica muchas instrucciones, chequeadores de tiempo, de maquinaria, etc para cumplir los programas
 10. El rendimiento de trabajo en obras es más flexible que el de la producción en serie
 - 7.- El fin del trabajo en línea es reducir los costos del manejo de materiales.
 - 8.- El espacio puede utilizarse con más eficiencia.
 9. El control de la producción no será muy complejo porque lo que interesa principalmente es el suministro de materiales a las líneas de trabajo
 - 10.- Los costos unitarios de la línea de producción serán más bajos si la producción se mantiene cerca del nivel óptimo.

Para ser posible el control de la producción se requiere implantar sistemas de control en bloque. Como es en función del tiempo el avance diario, semanal o mensual, o bien por unidad como el M³ de concreto colado, toneladas de acero habilitadas, etc. que nos permiten conocer resultados medibles en un periodo de tiempo determinado.

Es difícil enumerar los objetivos del control de la producción o avance porque en las diferentes empresas constructoras se combinan diferentes actividades. Las diferencias se deben a la tradición, a las variaciones de los contratos y mercados y a otras muchas razones.

nes.

7

El fin del control de la producción es coordinar las diferentes obras, instalaciones de las oficinas centrales, y otros medios de producción y de ahí que haya muchos puntos de contacto y comunicación con otros departamentos. Todos tienen un interés común en que la obra se haga de acuerdo con el programa establecido y a costo óptimo, pero en lo que a veces no hay acuerdo es en los métodos para alcanzarlo.

La Gerencia de Promoción y Desarrollo, tiene interés en promover nuevas obras, pero sólo puede conseguirse si el cliente está satisfecho, y lo normal es que esté si la ejecución de la obra encomendada cumple con las especificaciones y normas de calidad señaladas, a costo razonable y de acuerdo con la fecha convenida. En general suele ser la fecha de entrega el punto de fricción entre el control de la producción y la Gerencia de Promoción. Para éste, la fecha convenida es más importante que el quedar dentro del presupuesto, porque un antecedente de poca formalidad en la entrega puede producir en las relaciones con el cliente un daño irreparable.

El Departamento de compras necesita que las solicitudes sean entregadas antes del tiempo en que se vaya a necesitar el material. También le conviene fincar pedidos por el total de material necesario para las obras en el año, con el propósito de abaratar los precios de adquisición y garantizar las entregas.

El Departamento de control de calidad se preocupa porque el producto elaborado satisfaga las normas sin tomar en cuenta los pro

gramas de obras. Esto a veces provoca un conflicto declarado, pero lo más frecuente es que todos los departamentos concilien sus intereses comunes y trabajen en armonía.

En las empresas constructoras la Gerencia de Construcción tiene contacto con todas las demás Gerencias y departamentos y su personal como son los superintendentes Generales, Superintendentes de frente, Residentes, etc. están en contacto directo con otras personas dentro y fuera de la obra y de la empresa. Por eso se comprende que las Relaciones Industriales juegan un papel primordial.

Una compañía que lucha con pocas dificultades llega a alcanzar un estado de "equilibrio" en que cada persona sabe lo que se espera de ella. El personal se acostumbra al ambiente que reina en la empresa y sabe como reaccionarán sus compañeros de trabajo en determinadas ocasiones. Esto es muy difícil de lograr en las empresas de la industria de la construcción en México, debido a que las variaciones de otorgamiento de contratos es muy inconsistente provocando altibajas constantemente lo que motiva a organizar a las empresas del ramo de la construcción para adaptarse al cambio, reduciendo el personal cuando las obras se acaban e incrementandolo cuando existe mucha construcción. Sin embargo, estos aspectos no deben ser causa de que el personal que labora se identifique con la política general de la empresa, para su propio desarrollo.

Para el correcto desarrollo de un proceso constructivo, se enlazan varias funciones relacionadas con la producción, que en una obra son coordinadas por el Superintendente General, estas fun-

ciones son:

9

I.- Función de Fabricación

- 1.- Función de recepción y Almacenamiento
- 2.- Función de producción
- 3.- Función de estimación

1.- La función de recepción y almacenamiento asume la responsabilidad de aceptar los materiales que entre ga el transportista, y almacenarlos adecuadamente hasta su uso. También asume la responsabilidad de de terminar si se ha recibido la cantidad adecuada de materiales, aunque por lo general, no tiene responsa bilidad alguna de la calidad del material recibido.

2.- La función de producción, asume la responsabilidad de transformar la materia prima en un producto aca bado, aceptable y económico.

3.- La función de estimación asume la responsabilidad de cuantificar la obra ejecutada para la elaboración de la estimación documentación de apoyo para el cobro.

Por lo tanto, puede decirse que las funciones de fabricación tienen la responsabilidad del manejo y la transformación física de los materiales hasta lo grar el producto terminado.

II.- Funciones de Control

En este grupo de funciones debemos incluir a aquellas que se ocupan de controlar la producción, los costos y la calidad. Las funciones incluidas son:

- 10
- 1.- Control de producción.
 - 2.- Control de calidad.
 - 3.- Control de costos.
 - 4.- Control de procedimientos
 - 5.- Inspección.

- 1.- La función de control de producción tiene la responsabilidad de establecer pronósticos, planes de producción, programas de producción, asignación de labores, niveles de existencia en base a la retroalimentación
- 2.- La función de control de calidad es responsable de establecer y mantener el necesario control de calidad de: materiales adquiridos, materiales en proceso de elaboración, y acabados. Es responsable, además, del examen del producto acabado, para ver si se ajusta a las especificaciones y también a la calidad.
- 3.- La función de control de costos habrá de ser responsable de determinar y dar cuenta del costo de la obra terminada y de compararlo con las cantidades asignadas en los presupuestos.
- 4.- La función del control de procedimientos establece procedimientos tipo dentro de la empresa. También establece y coordina todos los impresos y formularios que habrá de utilizarse.
- 5.- La función de Inspección cuida de examinar los materiales en curso de fabricación como es el concreto, soldaduras, etc. y los productos terminados. Compactiones, concretos, etc. Los resultados de estos exámenes se comunican a los departamentos relaciona-

//

dos para su determinación.

III Funciones de Sostenimiento.

En este grupo de funciones habremos de incluir las que sostienen las actividades de las funciones mencionadas con anterioridad. Las funciones excluidas son:

- 1.- Abastecimiento o compras
- 2.- Promociones
- 3.- Conservación y mantenimiento de equipo
- 4.- Personal

1.- La función de abastecimiento o compras consiste en adquirir los materiales y equipo necesarios, de la calidad adecuada y al precio más favorable asegurando su entrega en la fecha establecida. Esta función llevará un control de todos los proveedores, para fijar políticas de compra para el futuro.

2.- La función de promoción es responsable de conseguir los contratos y concursos necesarios manteniendo el nivel de producción fijado en los objetivos, y de conservar las buenas relaciones con el cliente después de terminado el trabajo encomendado.

3.- La función de conservación y mantenimiento del equipo, es responsable del buen funcionamiento del mismo para garantizar el activo fijo de la empresa, la conciliación de costos de producción y mantenimiento, y tener en disponibilidad el equipo para operar el número de horas previsto en su vida útil.

4.- La función del personal es responsable en contratar y adiestrar a los empleados y de poner fin a sus relaciones con la empresa. Debe velar para que se disponga de trabajadores de las especialidades necesarias en el número, lugar y momento que se necesiten y hagan falta.

Es sabido que estas funciones no cubren la totalidad que requieren las empresas constructoras, además los nombres o títulos que se le asignan pueden ser diferentes y difieren además las labores. Sin embargo, son algunas de las funciones más importantes y se hace necesario examinarlas al estudiar el control de producción.

Hemos mencionado las diferentes funciones de las empresas constructoras necesarias para realizar adecuadamente un proceso constructivo, debiendo hacer mención a continuación de los "Documentos" necesarios para el control de la producción. También, al igual que las funciones se mencionan únicamente los más importantes.

DOCUMENTOS.

Los documentos de que nos ocuparemos son:

- 1.- Pronóstico de promociones: Un cálculo estimativo del volumen de venta en base a la retroalimentación de años anteriores, para fijar metas concretas para algún período futuro de tiempo.
- 2.- Programa de producción: Un plan de corto, mediano y largo plazo para crear los objetivos de la empresa en cuanto a la creación de activos, nuevas empresas

2. Programa de producción: Un plan de corto, mediano y largo plazo para crear los objetivos de la empresa en cuanto a la creación de activos, nuevas empresas filiales o formación de grupo de empresas.
3. Plan de producción: por lo general un plan dividido en trabajos específicos, que habrá de regular la producción durante un período intermedio de tiempo. Este plan se suele revisar a intervalos periódicos para corregir desviaciones de pronósticos o incapacidades de atender la obra prevista.
4. Calendario de obras: Es una prolongación del plan de producción, tendiente a controlar la producción de cada obra durante su proceso constructivo. Por lo general en tiempos cortos y se emplean los diagramas de barras, ruta crítica et
5. Contratos: autoriza a la gerencia de construcción a realizar la obra encomendada indicando lo que ha de realizarse, el lugar y tiempo señalado, cumpliendo con las especificaciones estipuladas.
6. Terminación de obra: Informe de finiquito de los trabajos en que se da cuenta de haber dado cumplimiento al contrato encomendado no quedando obra, pagos y cobros pendientes.
7. Inventario de existencias: Un registro del recuento de partidas de materiales, refacciones, herramienta, equipo, etc. que se tienen en existencia. Las existencias pueden ser artículos almacenados o artículos en proceso de colocac

8. Planos y croquis: definen totalmente los trabajos a realizar con dimensionamiento y anotaciones necesarias para la correcta realización de la obra.
9. Especificaciones: definen la calidad del producto y bajo que condiciones debe funcionar. Puede describir las pruebas que habrán de utilizarse para la aceptabilidad o el rechazo.
10. Descripción de procesos constructivos: define el proceso detallado que debe seguirse en determinados casos para la correcta construcción de la obra, como son los casos de algunas cimentaciones, montajes, etc.
11. Presupuestos: es un cálculo estimativo de costos que habrá de emplearse en la construcción de la obra de acuerdo a un programa preestablecido. Puede ser parte de la información presentada para concursos, o asignación directa de obra.
12. Rendimientos: relación de tiempos obtenidos por experiencias propias o ajenas del personal para la realización de un trabajo en condiciones normales.
13. Solicitud de compra: La petición que la gerencia de construcción hace al Departamento de compras para que le proporcione determinados materiales o equipo de acuerdo con

un plan dado.

15

14. Orden de compras: contrato con el proveedor para que proporcione el artículo o artículos en el especificador a un precio determinado y dentro de un plazo de entrega fijada.
15. Informe de recepción: el reconocimiento oficial de haber recibido materiales o equipo de acuerdo con la descripción y en la cantidad estipulada en el pedido de compra. No reconoce la aceptabilidad de la calidad del material.
16. Informe de laboratorio: Contiene el resultado de las pruebas realizadas a los materiales durante el proceso.
17. Recepción de obra: documento que expresa la terminación de los trabajos de acuerdo a las especificaciones, quedando pendiente una garantía por vicios ocultos en la construcción.

16

1. CHECK LIST PARA INICIAR UN PROYECTO

Para poder iniciar un Proyecto nuevo o iniciar una Ampliación de un Proyecto en proceso, La Gerencia de Construcción respectiva necesitará:

- a) El Contrato del mismo debidamente firmado o bien la aprobación de la Dirección correspondiente para poder iniciar sin él. En el segundo caso se deberá poner la fecha compromiso de firma.
- b) Adjuntar los Precios Unitarios aprobados o bien los de tabulador con los que se estimará en tanto se obtiene la aprobación de los definitivos, y su calendario de aprobación.
- c) Presentar la Planeación Integral del mismo, que constará de:

- Programa General
- Programa de Subcontratos
- Programa de Materiales
- Programa de Equipo
- Programa de Personal Técnico
- Programa de Personal de Obra,

así como su planeación financiera, que incluirá el Cash-Flow y su programa de Remesas.

En caso de no contar con lo anterior, se hará una Planeación de Emergencia, que será válida únicamente por el primer mes y en tanto se integren los definitivos.

En caso de aceptación del Programa de Emergencia, los definitivos deberán entregarse en ese lapso y en caso contrario, se suspenderán los suministros totales, hasta su cumplimiento.

- d) Los Objetivos del Proyecto, desde su iniciación hasta su terminación y derivados del programa.
- e) Para la iniciación, una vez contando con lo anterior y para que las áreas de apoyo le den trámite a las solicitudes de Remesas, Materiales, Subcontratos, Equipo y Personal, la hoja de Iniciación deberá tener la firma de recepción de la Gerencia Técnica y de la Gerencia de Finanzas, las cuales indicarán la recepción de conformidad de los datos necesarios.

NOMBRE _____ DEPARTAMENTO: _____

PROYECTO(S) _____

OBJETIVOS RESPECTO AL DEPARTAMENTO: _____

ESTADIOS DE OBRAS: PROBABLES CONTRATADAS

OBJETIVOS APROBADOS EN FECHA: _____

FIRMAS: _____

OBJETIVO GENERAL	OBJETIVOS ESPECIFICOS	ESTANDARES DE MEDICION DE AVANCE	RESULTADOS EN FECHA	PLAN DE ACCION	RECURSOS NECESARIOS	OBJETIVOS RELACIONADOS
						18

INFORME MENSUAL DE AVANCE Y ESTIMACION

CORRESPONDIENTE AL MES DE _____ DE 197 _____

DE LA OBRA: _____

NOMBRE _____ No. _____

GERENCIA _____

PARA: GERENCIA TECNICA

MONTO CONTRATADO

DEL MES ANTERIOR

ADICIONES DURANTE EL MES

A LA FECHA

(CIFRAS EN PESOS Y CENTAVOS)

CONCEPTO	ACUMULADO AL MES ANTERIOR	MES ACTUAL	CAMBIOS DE CLASIFICACION DEL MES (VER NOTA AL MARGEN)		ACUMULADO A LA FECHA
			AÑADIR	SUSTRAR	
AVANCE ESTIMADO					
CON CONTRATO	①				
SIN CONTRATO	②				
TOTAL DE AVANCE ESTIMADO	①+②				
AVANCE NO ESTIMADO					
	CON P. U. APROBADOS	③			
	SIN P. U. APROBADOS	④			
	RECLAMACIONES EN TRAMITE	⑤			
	CON P. U. APROBADOS	⑥			
	SIN P. U. APROBADOS	⑦			
RECLAMACIONES EN TRAMITE	⑧				
TOTAL DE AVANCE NO ESTIMADO	③+④+⑤+⑥+⑦+⑧				
AVANCE TOTAL	①+②+③+④+⑤+⑥+⑦+⑧				
PASIVOS EN OBRA	⑨				
VALOR DEL ALMACEN	⑩				
PASIVOS POR GASTOS FINANCIEROS	⑪				
OBSERVACIONES _____					
NOMBRE _____		NOMBRE _____		NOMBRE _____	
FIRMA _____		FIRMA _____		FIRMA _____	
JEFE DE PROYECTO		G. DE CONSTRUCCION		CCP RECIBIDO G. DE CONSTR _____ G. DE FINAN _____ CONTAB _____	

CAMBIOS DE CLASIFICACION DEBE USARSE CUANDO SE OBTIENE CONTRATO, AUTORIZACION DE PRECIOS UNITARIOS, SE RESUELVE UNA RECLAMACION PARA QUE LA COLUMNA ACUMULADA A LA FECHA ESTE SIEMPRE ACTUALIZADA

61

INFORME MENSUAL SOBRE COSTO APROXIMADO DE OBRA

CORRESPONDIENTE AL MES DE _____ DE 197 _____

DE LA OBRA: _____

NOMBRE _____ No. _____

GERENCIA _____

PARA: GERENCIA TECNICA

AVANCE ACUMULADO A LA FECHA

(CIFRAS EN MILES DE PESOS)

CONCEPTOS	ACUMULADO AL MES ANTERIOR		COSTO DEL MES		ACUMULADO A LA FECHA		% SOBRE AVANCE REAL		
	OBRA	OF. CENT.	OBRA	OF. CENT.	OBRA	OF. CENT.	COSTO ACUMULADO REAL	COSTO PROGRAMADO	DIFERENCIA
MATERIALES									
FLETES Y ACARREOS									
TOTAL MATERIALES									
RAYA									
DESTAJOS									
TOTAL MANO OBRA									
TOTAL EQUIPO									
TOTAL SUBCONTRATOS									
TRABAJOS EN ADMINISTRACION									
TOTAL COSTO DIRECTO									
TOTAL INDIRECTOS EN OBRA									
TOTAL COSTO OBRA									

OBSERVACIONES _____

NOMBRE _____ NOMBRE _____ NOMBRE _____
 FIRMA _____ FIRMA _____

C.C.P. RECIBIDO

G. DE CONSTR. _____

NOTA- LAS RAYAS Y DESTAJOS DEBEN INCLUIR IMPUESTOS, SEGURO SOCIAL, ETC.

G. M. D.

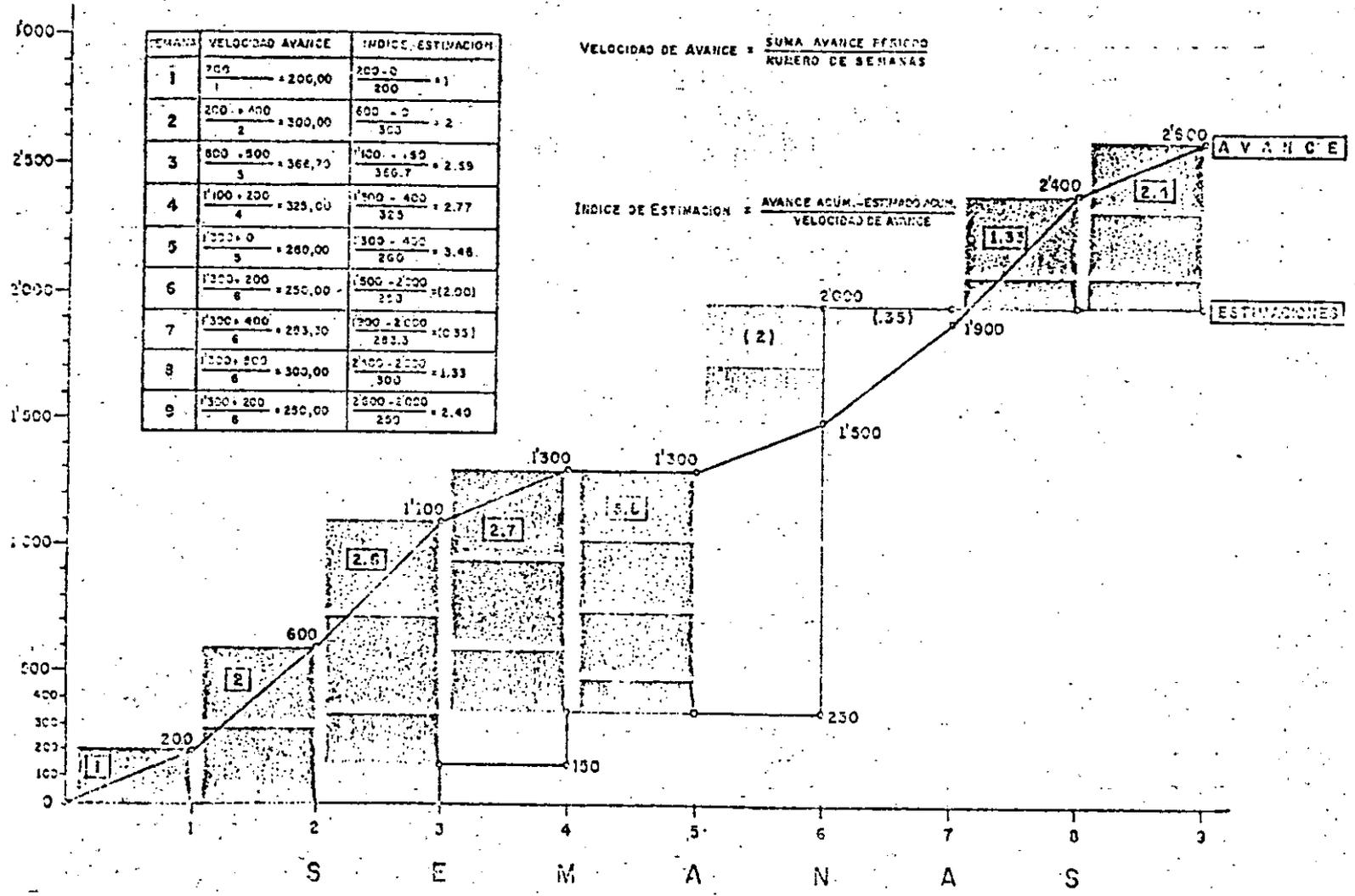
AVANCE. (c)	P					
	A					
	REAL					
ESTIMACION CERTIFICADA.	P					
	A					
	REAL					
INGRESO BRUTO POR ESTIMACIONES.	P					
	A					
	REAL					
AVANCIPOS.	P					
	A					
	REAL					
INGRESO NETO. (a) (aplicadas TODAS las deducciones)	P					
	A					
	REAL					
REBOSOS. (b)	P					
	A					
	REAL					
COSTO TOTAL. (d)	P					
	A					
	REAL					
FINANCIAMIENTO. (a-b)	P					
	A					
	REAL					
DIFERENCIA. (c-d)	P					
	A					
	REAL					

GRAFICA INDICE ESTIMACIONES SEMANAL

$$\text{VELOCIDAD DE AVANCE} = \frac{\text{SUMA AVANCE EFECTIVO}}{\text{NUMERO DE SEMANAS}}$$

$$\text{INDICE DE ESTIMACION} = \frac{\text{AVANCE ACUM. - ESTIMADO ACUM.}}{\text{VELOCIDAD DE AVANCE}}$$

SEMANA	VELOCIDAD AVANCE	INDICE ESTIMACION
1	$\frac{200}{1} = 200,00$	$\frac{200 - 0}{200} = 1$
2	$\frac{200 + 400}{2} = 300,00$	$\frac{600 - 0}{300} = 2$
3	$\frac{800 + 500}{3} = 366,70$	$\frac{1100 - 0}{366,7} = 2,99$
4	$\frac{1100 + 200}{4} = 325,00$	$\frac{1300 - 400}{325} = 2,77$
5	$\frac{1300 + 0}{5} = 260,00$	$\frac{1300 - 400}{260} = 3,46$
6	$\frac{1200 + 200}{6} = 250,00$	$\frac{1500 - 2000}{250} = (2,00)$
7	$\frac{1300 + 400}{6} = 293,30$	$\frac{1900 - 2000}{293,3} = (0,35)$
8	$\frac{1200 + 800}{6} = 300,00$	$\frac{2400 - 2000}{300} = 1,33$
9	$\frac{1300 + 200}{6} = 250,00$	$\frac{2800 - 2000}{250} = 2,40$



XZ



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: "RESIDENTES DE CONSTRUCCION". DEL 22 AL 25 DE MAYO.

MEXICO, D.F.

C O N T R O L

25 DE MAYO 1985.

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:

- Exploratorios
- Preliminares
- De Factibilidad
- 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 realizan, para obtener estándares de medición que permitan comparar los resultados con las normas establecidas.

La fig. 1 muestra un modelo Insumo-Producto con la integración de las consideraciones anteriores.

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 estándares.

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.

Nó 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:

- ¿ Cuándo y dónde debe hacerse la medición?
- ¿ Que estándares habrá que usar para calificar?
- ¿ Quién debe hacer el control?

- ¿ A quién 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.

Basés del Control.

Determinar cuándo 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 retroalimentación.

4-A

ESTABLECIMIENTO DE ESTANDARES,
TOLERANCIAS Y PERIODICIDAD
DE LAS REVISIONES.

PROCESO CONSTRUCTIVO

¿ES TIEMPO
DE REVISAR?

NO

SI

LO REAL
CONTRA
EL ESTANDAR

DECISION
CORRECTIVA

NO

SI

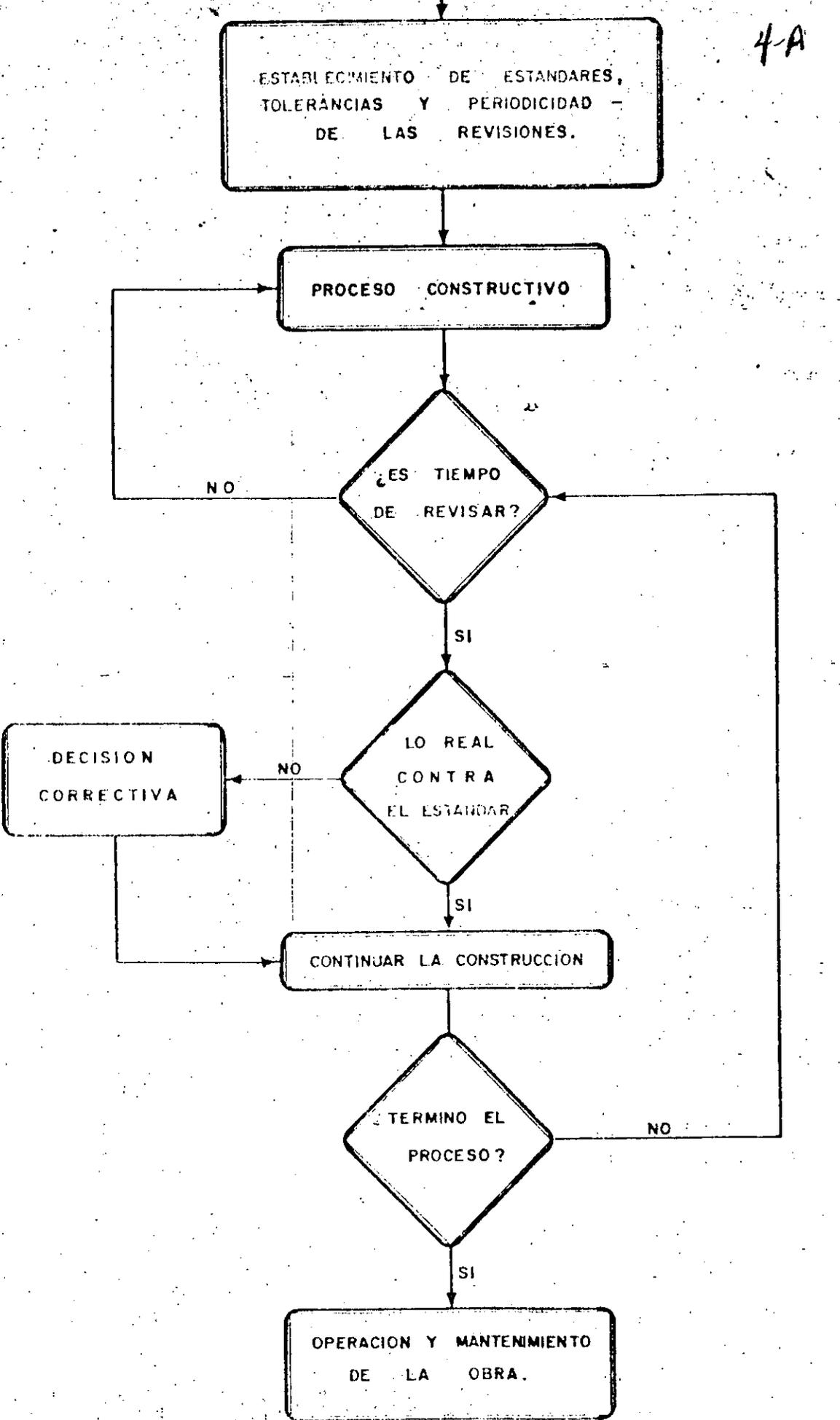
CONTINUAR LA CONSTRUCCION

¿TERMINO EL
PROCESO?

NO

SI

OPERACION Y MANTENIMIENTO
DE LA OBRA.



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 psicológica 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 transmitir.

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 permeable.

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 transmisor 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, después de dos o tres tamices de este tipo, la información que llega, quedará probablemente muy deformada.

En virtud de que las comunicaciones que fluyen por el canal de mando tienen 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 arterias.

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 comunes 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 ineficiencia en cualquier etapa necesaria podría provocar el hundimiento de todo el proceso.

Es preciso que la información necesaria para controlar sea lo más 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, ágil, oportuna y veraz.

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 mismo.

- ¿ 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 susceptible 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 ?

~~1~~

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 último 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 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 su 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 vuelvan a la normalidad.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DEL FIDEICOMISO PARA LA CONSTRUCCION
DE CASAS DE LA INDUSTRIA AZUCARERA DEL S.T.A.S.R.M.

"RESIDENTES DE CONSTRUCCION"
TEMA: PLANEACION

PROF. ING. GILBERTO HERNANDEZ GOMEZ.

MEXICO, D.F. MAYO DE 1985.

INTRODUCCION

CONSTRUCCION

Dentro de los campos en la profesión del Ingeniero Civil ocupa un lugar preponderante la construcción. En la realización de una obra, este campo sigue inmediatamente al diseño y precede a los de operación y mantenimiento de obras. Consiste la construcción en la realización de una obra combinando materiales, obra de mano y maquinaria con objeto de producir dicha obra de tal manera que satisfaga una necesidad normalmente colectiva, y que cumpla con las condiciones planteadas por el diseñador, entre las que se cuenta con primordial importancia la seguridad.

La construcción puede definirse como uno o varios procesos de producción en el o los que se combinan en alguna forma recursos (materiales, obra de mano y maquinaria) para lograr el producto terminado. Se trata pues de un típico proceso industrial, que solo difiere del clásico en que las obras normalmente son diferentes y se requiere estudiar un proceso que será diferente para cada obra; en cambio el proceso típico industrial es repetitivo.

MOVIMIENTO DE TIERRAS

Entre estos procesos es muy común encontrar el movimiento de tierras, que puede ser parte del proceso total o todo el proceso. Consiste el Movimiento de Tierras en combinar maquinaria, materiales y obra de mano, a fin de obtener la obra o parte de la obra de acuerdo con lo planteado en el diseño.

El problema de selección de equipo trata de determinar que tipo, modelo y tamaño de máquinas deberá usar el ingeniero para realizar su proceso dentro de las restricciones impuestas por el proyecto. Al definir esto el ingeniero estará planeando el proceso constructivo, o dicho en otra forma definirá en todos sus puntos el procedimiento de construcción a usarse.

PROCESOS

Podemos pues presentar la construcción (válido para el movimiento de tierras) como uno o varios procesos de transformación con una entrada, los recursos y una salida, la obra terminada.

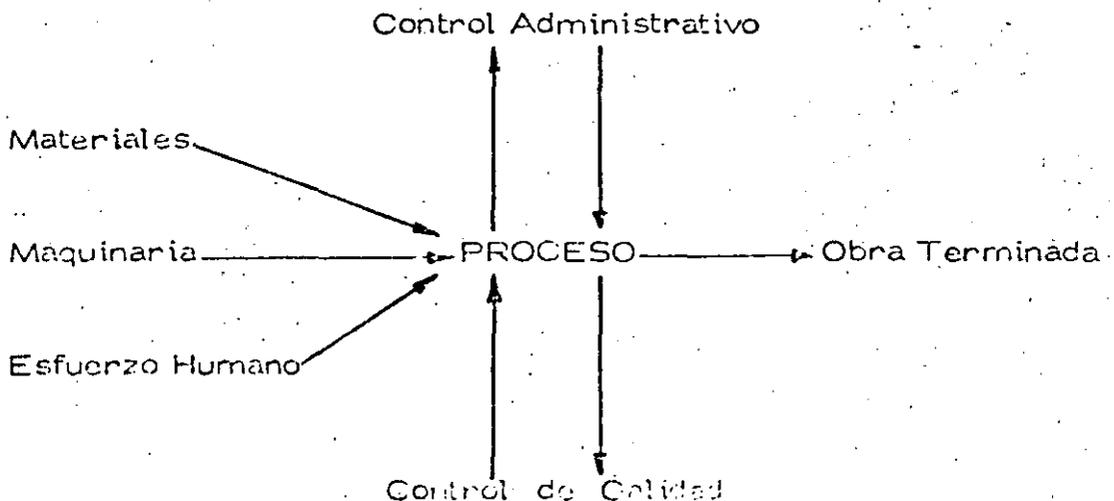


Como habíamos dicho antes el proceso puede ser uno o varios, pero también podremos dividirlo en subprocesos, cada uno de los cuales producirán una parte de la obra, estos pueden ser simultáneos o en cadena, y es usual que estos subprocesos se analicen por separado para definir los procedimientos de construcción que producirán la obra que deseamos.

CONTROLES

A lo largo de la ejecución deberemos revisar que nuestro esfuerzo nos vaya llevando a la obra terminada tal y como lo concebimos. Es fácil comprender que no conviene esperar al fin de la obra para revisar si ésta coincide con la diseñada, y si nuestra planeación se cumplió; esto es, si las cantidades y calidades que calculamos usar de nuestros recursos realmente fueron las utilizadas. Si algo falla; lo planeado no coincidirá con lo ejecutado. A la revisión del uso de los recursos a lo largo de la ejecución se le llama Control Administrativo. A la revisión de la calidad de la obra en todas sus partes a fin de que realmente ésta sea la diseñada se le denomina Control de Calidad. Estos controles consisten en tomar muestras a lo largo del proceso y compararlas con los estándares tomados de la planeación; en realidad constituyen en sí un proceso capaz también de ser planeado. Este tipo de procesos se denominan de Control o Retroalimentación. Si en estos procesos se encuentran desviaciones significativas con el estandar actúan sobre los procedimientos de construcción para corregir las desviaciones y acercar el producto al estandar.

Puede pues representarse la construcción y sus controles con el siguiente esquema.



1. CONCEPTO DE LA PLANEACION

LA PLANEACION

Visto como una función, el proceso de planeación incluye la identificación de los objetivos organizacionales y la selección de políticas, procedimientos y métodos diseñados para lograr estos objetivos. En términos de la habilidad que está implicada, la toma de decisiones, incluyendo la creatividad, juega un papel importante para determinar el éxito de la planeación.

Discutiremos la función de la planeación y el papel que el proceso de la toma de decisiones tiene en ésta función.

LA PLANEACION

La función de la planeación se compone de la selección y definición de las políticas, procedimientos y métodos necesarios para lograr los objetivos generales de la organización. Ya sea en el nivel en que se determinan las políticas, procedimientos o métodos, el proceso de la toma de decisiones es un componente esencial de la función de planeación. Por lo tanto, los factores de un diagnóstico efectivo, descubrimiento de alternativas y análisis de las situaciones de la toma de decisiones, se estudian en la última parte de esta presentación en forma programada.

Puesto que las políticas, procedimientos y métodos deben formularse para que estén de acuerdo con los objetivos de la organización, se sigue que el primer paso en la función administrativa de la planeación es la identificación de estos objetivos.

A) POLITICAS

Aunque son necesarios los objetivos para dirigir los esfuerzos individuales y los de grupo, en la organización, las políticas sirven para indicar la estrategia general por medio de la cual se lograrán estos objetivos. Las políticas se han clasificado con base en el nivel organizacional que afectan, la manera como se forman en la administración y el área de trabajo a la cual se aplican.

1. Una empresa, puede tener el objetivo específico de lograr una penetración mayor en el mercado; atenerse a una competencia en los precios para lograr este objetivo, sería una política empresarial.

2 Las políticas se han definido como declaraciones generales o conocimientos que guían la toma de decisiones de los subordinados en los diversos departamentos de una empresa. ¿Es necesario que estas declaraciones se pongan por escrito a fin de que se consideren como políticas (sí/no).

decisiones

3 Sea que estén o no escritas, las políticas sirven como una guía amplia y general para la toma de _____ en una organización.

nivel

4 Las políticas pueden clasificarse de diferentes maneras. Una clasificación útil está basada en el nivel organizacional de los administradores afectados. De esta manera, políticas básicas, generales y departamentales identifican el _____ organizacional de la aplicación de la política.

superior

5 Las políticas básicas que son de finalidades muy generales y que afectan a toda la organización las usan principalmente los administradores de nivel (superior/medio/de primera línea) _____

sica

6 Una política de mercado para un producto por cada uno de los productos ofrecidos por un competidor e importancia es un ejemplo de una política _____.

medio

7 La política general, la cual es más específica, típicamente se aplica a grandes secciones de la organización pero ordinariamente no a toda ella. La usan generalmente los administradores de nivel _____ (superior/medio/de primera línea)

general

8 Una política acerca de que los agentes de compras deben trabajar con contratistas locales, donde sea posible, es un ejemplo de una política _____.

de primera línea

9 La política departamental es más específica por naturaleza y se aplica a las actividades diarias en el nivel departamental. La usan principalmente los administradores de nivel _____ (superior/medio/de primera línea)

departamental

10 La política de que los empleados deben avisar si van a faltar por enfermedad es una política _____.

básicas generales departamentales

11 En resumen, existen tres tipos de políticas basados en el fin y en el nivel administrativo afectado. Estas son las políticas _____, _____, y _____.

medios de primera línea superior

12 Las políticas generales se relacionan, primariamente, con las actividades de los administradores _____, y las políticas departamentales conciernen más a los administradores _____ y las políticas básicas afectan más directamente a los administradores de nivel _____.

manera

13 Otra clasificación de políticas se basa en la manera en que se forman en la organización. La política creada, la política solicitada y la política impuesta, son tres tipos de políticas basados en la _____ como se han formado.

están

14 La política creada es la iniciada por los administradores de una compañía con el fin de que les sirva de guía a ellos y a sus subordinados. Típicamente la relación entre la política creada y los objetivos organizacionales _____ (están/no están) íntimamente ligados.

creada

15 La decisión para promover la venta de contratos de servicio con venta de equipo, para asegurar que los clientes mantengan, de manera adecuada, el equipo, es un ejemplo de política _____.

solicitada

16 En comparación con una política creada, una política solicitada la formula el administrador de una compañía. La diferencia está en que ésta última se origina por la solicitud de un administrador a su superior, para resolver un caso excepcional; ésta es la base para que se le llame política _____.

si

17 Puesto que la política solicitada está basada en el manejo de casos individuales, el cual puede implicar circunstancias especiales, ¿existe algún peligro de que tal política sea incompleta, sin coordinación y quizás inconsistente? _____ (sí/no).

solicitada

18 Cuando no existe una política previamente especificada, un administrador pregunta a su jefe qué hacer con una cuenta por cobrar ya vencida. La decisión del superior constituye la formulación de una política _____.

creada

19 Cuando los administradores se ocupan continuamente de la formulación de políticas solicitadas, es un indicio de que no se ha dado suficiente atención a la formulación del tipo de política que previamente discutimos, esto es la política _____.

impuesta

20 Las políticas impuestas son el resultado de una fuerza externa que presiona a la organización, tales como la acción gubernamental de la asociación comercial o del sindicato. En general, la importancia de la política _____ ha ido aumentando en los últimos años.

si (puesto que están sujetas a las mismas presiones gubernamentales, de la asociación comercial y del sindicato.

21 ¿Cree usted que las políticas impuestas en la General Motors, son similares a las de la Ford Motors Co.? _____ (sí/no).

impuesta

22 Una política de depreciación de equipo formulada debido a las exigencias de un contrato con la Fuerza Aérea, es un ejemplo de política _____.

creada, solicitada
impuesta

23 Con base en la manera como se forman, hemos discutido tres tipos de políticas: _____, _____, _____.

impuesta

24 El tipo de política que sería similar en diversas empresas de una misma rama es la política _____.

creada

25 La política específicamente formulada para establecer guías necesarias para lograr los objetivos de la organización antes de que se presente cualquier problema se llama política _____.

solicitada

26 El tipo de política cuya abundancia indica una flata de atención administrativa apropiada para dar por anticipado las guías necesarias para tomar decisiones se llama política _____.

trabajo

27 Finalmente, otra clasificación de políticas tiene como base el área de trabajo a la que se aplican. Aunque se podría discutir un gran número de categorías, abarcaremos: ventas, producción, finanzas y personal como las principales áreas de _____ en la empresa.

es

28 Las políticas de ventas tienen que ver con decisiones tales como la selección del producto que va a fabricarse, su precio, su promoción de ventas y la selección de los canales de distribución puesto que éstas son áreas interdependientes de toma de decisiones, la coordinación de estos esfuerzos _____ (es/no es) esencial.

ventas

29 La decisión para restringir la distribución de una cierta marca de cerveza a una área geográfica constituye una política de _____.

- 5 Entrevista de trabajo
- 6 Aprobación del supervisor
- 7 Examen médico
- 8 Orientación

menos

44 Comparados con las políticas, los procedimientos permiten _____ (más/menos) amplitud en la toma de decisiones administrativas.

método

45 En contraste con un procedimiento, una descripción de cómo debe realizarse un paso de un procedimiento se denomina _____.

si

46 ¿Es posible que un método implique a solo un departamento y a solo una persona en ese departamento? (sí/no) _____.

método

procedimiento

47 La técnica especificada para usarse en la realización de una prueba de aptitud es un _____, mientras que la secuencia de pasos en la función del empleo constituye un _____.

mejoramiento
de métodos

48 El método se refiere a la manera de realizar tareas específicas. Históricamente el reemplazo de métodos manuales por medios mecánicos ha sido un ejemplo popular del _____.

procedimientos

49 Desde un punto de vista más amplio, el término simplificación del trabajo se aplica a los esfuerzos por realizar una tarea particular, o toda una serie de tareas, de manera que sea más eficiente y económica. Por lo tanto, la simplificación del trabajo puede aplicarse tanto a métodos como a _____.

simplificación
del trabajo

50 En años recientes, el equipo electrónico se ha visto relacionado, de manera muy importante, con la _____.

b

51 ¿Cuál piensa usted que es más probable, (a) que un cambio en un método particular originará un cambio en el procedimiento total, o (b) en un cambio en el procedimiento total afectará la necesidad de un método? _____ (a/b).

procedimientos

52 Puesto que un cambio en un procedimiento puede hacer que ciertos pasos, y de aquí que ciertos métodos, sean innecesarios en ese procedimiento, se sigue que la simplificación de trabajo deberá comenzar con un estudio de los (métodos/procedimiento) _____.

11. 53 A menos que la simplificación del trabajo sea en sí misma un procedimiento planeado, es más fácil lograr un mejoramiento y simplificación en los _____ que en los _____.

todos
procedimientos

54 Por ejemplo, si comparamos con la simplificación del procedimiento de selección de personal, la cual tiene que ver con varios departamentos, un mejoramiento en el método de realizar una prueba de aptitud es (más fácil/más difícil).

más fácil

55 En resumen, en las secciones anteriores hemos descrito tres niveles de planeación que están relacionados con el logro de los objetivos organizacionales. Estos son la determinación de _____ y _____.

políticas
procedimientos
métodos

56 Una descripción cronológica de los pasos que hay que dar para lograr un objetivo, es un _____, mientras que la especificación de cómo debe darse un paso particular, es _____.

procedimiento
método

57 Los mejoramientos y la simplificación, tanto en los procedimientos como en los métodos se denominan _____.

simplificación
del trabajo

C) TOMA DE DECISIONES

La habilidad para tomar decisiones es la clave de una planeación exitosa en todos los niveles. Esto implica más que la selección de un plan de acción, porque al menos deben realizarse tres fases: Diagnóstico, descubrimiento de las alternativas y análisis, antes de que se haga una elección.

58 La secuencia de las actividades de la toma de decisiones es de una importancia considerable. El análisis exitoso depende del descubrimiento previo de _____, apropiadas mientras que esta fase, a su vez depende de un cuidadoso _____.

alternativas
diagnóstico

59 La función de la primera fase en la toma de decisiones, esto es el _____, es identificar y esclarecer un problema.

diagnóstico

60 Un diagnóstico cuidadoso depende de la definición de los objetivos organizacionales con los cuales se compara la situación presente. Esto está de acuerdo con nuestra observación previa de que los objetivos son el punto focal para la función de -----

objetivos

12

61 Después de identificar los _____ organizacionales, el diagnóstico implica la identificación de los principales obstáculos que impiden que se logren. Según esto, debe observarse que al describir un problema _____ (sí/no) necesariamente identifica los obstáculos.

no

obstáculos

62 Por ejemplo, el identificar un problema que implique la función del mercadeo está al nivel de la descripción, mientras que el localizar las fallas específicas en el sistema interno de comunicación de la empresa constituye una identificación de los _____

objetivos
obstáculos

63 Además de definir los _____ organizacionales e identificar los principales _____, la fase de diagnóstico de la toma de decisiones ordinariamente implica el señalar los factores en la situación que no pueden cambiarse. ¿Esta acción tiende a aumentar o disminuir el número de posibles soluciones al problema? _____ (aumentar/disminuir)

disminuir

improbable

64 En la fase del diagnóstico de la toma de decisiones hay que tener cuidado para evitar "bloquear" las alternativas que de hecho son posibles. Por ejemplo, el ejecutivo de mercado que acepta el método actual para distribuir el producto, con un factor fijo, es _____ (probable/improbable) que considere un método alternativo obvio.

diagnóstico

65 La primera fase del proceso de la toma de decisiones, que ya discutimos, es la del _____. Esta fase es seguida por el descubrimiento de cursos alternativos de acción.

alternativos

66 Es en esta segunda fase descubrir cursos _____ de acción donde el elemento de la creatividad es especialmente importante.

sí

67 ¿Existen diferencias individuales marcadas, entre las personas en lo relativo a pensamiento creativo? _____ (sí/no)

lo hace

68 Dada la importancia de las diferencias individuales en la creatividad existen diversas variables organizacionales que afectan la posibilidad de la creatividad. Un factor obvio pero a menudo olvidado es que la recompensa al comportamiento creativo (lo hace/no lo hace) _____ que surja.

creatividad

69 De esta manera, el administrador que hace a un lado las nuevas sugerencias considerándolas poco, no alienta el desarrollo de la _____ en sus subordinados.

- 13 70 Otro factor íntimamente relacionado con la creatividad es el nivel de presión en el ambiente. Aunque cierta presión es -- estimulante, las investigaciones que se han realizado en este -- campo indican que la alta presión da como resultado un desor-- den en el comportamiento o a una manera rígida de actuar, nin-- guna de las cuales favorece la creatividad. De acuerdo con es-- to las personas que dentro de una organización trabajan a "alta presión son _____ (más/menos) creativas, aunque pue-- den ser productivas.
- menos
- 71 Comparando las organizaciones de investigación exitosas-- con las organizaciones de producción que han alcanzado el éxito, uno podría esperar encontrar menos énfasis en los programas -- diarios en las _____ (primeras/últimas)
- primeras
- 72 Finalmente el pensamiento creativo y las soluciones pers-- picaces no puede surgir sin dedicar tiempo para adquirir y con-- siderar el material de hechos. Esto sugiere el "tiempo para -- pensar", durante el cual no es obvio ningún progreso patente, -- _____ (es/no es) tiempo gastado productivamente.
- es
- 73 De esta manera, al menos tres factores afectan el clima -- la creatividad. La creatividad mejora cuando tal comportamien-- to es _____, cuando el nivel de _____ es apropiado, y cuando está disponible el _____ -- adecuado para considerar el problema.
- ecompensado
presión(etc)
tiempo
- 74 Después del diagnóstico y del descubrimiento de alternati-- vas, la parte final del proceso de la _____ es la del análisis el cual consiste en com-- parar los posibles cursos de acción y en escoger una de las al-- ternativas.
- toma de de--
cisiones
- 75 En el grado en que un administrador basa sus decisiones en corazonadas o sentimientos internos, el proceso de la elección se basa en la intuición. En un enfoque totalmente intuitivo, la -- tercera fase de la toma de decisiones, la del _____ po-- dría virtualmente estar ausente.
- análisis
- 76 El hecho de que la base para la elección de una alternativa no esté claro, ni aún para la misma persona que va a tomar la -- decisión, es una debilidad o desventaja confiar en la _____ al tomar decisiones.
- intuición
- 77 El enfoque típico para la fase de análisis de la toma de de-- cisiones es el análisis de hechos. En este enfoque, las corazo-- nadas asociadas con el enfoque _____ deberán ser es-- pecíficamente identificadas o rechazadas en el proceso de la to-- ma de decisiones.
- intuitivo

análisis de hechos.

78 El identificar y posiblemente enumerar las ventajas y desventajas relacionadas con cada una de las alternativas es un ejemplo del método del _____.

si

79 ¿Cree usted que sería útil cuantificar a menudo los diversos factores implicados en el análisis de hechos? _____ (sí/no)

1. 0

80 Un método que confía en la cuantificación de todos los factores y que se ha encontrado que es útil en la toma de decisiones es el de la investigación de operaciones. Algunas veces se hace referencia a éste usando las primeras letras de las dos palabras, esto es _____.

matemático

81 Una de las características de la investigación de operaciones para analizar las situaciones de toma de decisiones es la construcción de un modelo para la situación. De acuerdo con su interés en cuantificar todas las variables implicadas, el modelo usado en el enfoque de la 1. 0 es típicamente un modelo _____ (físico/matemático)

matemático

82 De esta manera, el enfoque de la investigación de operaciones pone énfasis de la importancia de identificar y cuantificar todas las variables implicadas en una situación de toma de decisión y construir un modelo _____ para representar la situación.

REPASO

objetivos (o metas)

83 Antes de comenzar una actividad efectiva de planeación a cualquier nivel, deben identificarse los _____ organizacionales.

(Introducción a la Unidad, Cuadro 1)

políticas
procedimientos
métodos

84 La planeación se define como la selección y definición de _____ y _____ para lograr los objetivos organizacionales.

(Introducción a la Unidad)

básicas
generales
departamentales

85 Las políticas, que sirven como guías generales para la toma de decisiones de los administradores, pueden clasificarse de diferentes maneras. Con base en el nivel organizacional de los administradores afectados, las políticas se describen como _____.

(Cuadros del 2 al 12)

86 Por ejemplo, el tipo de política que se aplica a grandes -- secciones de una organización, pero no a la totalidad de ella, -- y que es de gran interés para los administradores medianos, es la política _____.

general

(Cuadros del 7 al 8)

87 Existen también tres tipos de políticas basadas en la mane -- ra como se forman en la organización. Estas son políticas ---

creadas
solicitadas
impuestas

(Cuadros del 13 al 23)

88 ¿Qué tipo de formulación de política indica que los admi -- nistradores superiores no han anticipado con éxito las necesida -- des de política de la organización?. Política _____.

solicitada

(Cuadros 16 al 26)

89 La tercera clasificación de las políticas que discutimos se basa en el área de trabajo a la cual se aplican. Sobre esta ba -- se, existen políticas de _____,

ventas
producción
finanzas de
personal

(Cuadros 27 al 36)

90 La decisión de rentar más que comprar mercados de ven -- tas al menudeo es un ejemplo de la formulación de la política de

finanzas

(Cuadros del 32 al 33)

91 Cualquier política puede describirse desde el punto de vis -- ta de los tres sistemas de clasificación que hemos discutido. -- La decisión de que todos los supervisores en la empresa deben ser responsables del desarrollo de sus subordinados puede cla -- sificarse como política _____,

departamental
creada
de personal

y _____.

(Cuadros del 37 al 40)

92 Una descripción de cómo va a realizarse cada una de las -- series de tareas, cuándo se realizará y por quién debe ser rea -- lizada normalmente está incluida en una declaración de un ----

procedimiento

(Cuadros del 41 al 44)

16
 método

93 Por contraste, la especificación detallada de cómo se realiza un paso de un procedimiento es el establecimiento de un _____.

(Cuadros del 45 al 57)

diagnóstico
 descubrimiento
 de alternativas
 análisis

94 La selección de un plan de acción representa la culminación del proceso de toma de decisiones. El proceso mismo está constituido por tres partes, al menos: _____ y _____.

(Cuadros del 58 al 78)

recompensado
 presión
 tiempo

95 Es en el descubrimiento de alternativas en el que adquiere gran importancia la creatividad en la toma de decisiones. El comportamiento creativo surge con más facilidad cuando es _____, cuando el nivel de _____ es apropiado y está disponible el _____ adecuado para considerar el problema.

(Cuadros del 76 al 78)

investigación
 de operacio -
 nes (10)

96 El análisis de hechos, el cual se basa en la construcción de un modelo matemático y que se ha encontrado que es útil en la toma de decisiones denominase _____.

(Cuadros del 79 al 82)

PREGUNTAS PARA DISCUSION.

- 1 Al contestar a una pregunta, el presidente de una compañía dice "Mi único objetivo es obtener utilidades". Comente la respuesta.
- 2 ¿De qué manera la planeación efectiva en el nivel departamental en una organización depende de acontecimientos en los niveles superiores de la organización?
- 3 Las políticas se han clasificado de varias maneras. Por qué no se utiliza un sistema de clasificación más simple?
- 4 Considere la diferencia que existe entre el mejoramiento en los métodos y la simplificación del trabajo. ¿Por qué debe preferirse en la mayoría de los casos el segundo?

DECISIONES

TOMA DE DECISIONES

El ingeniero que se ocupa del movimiento de tierras tiene que planear anticipadamente el equipo a utilizarse en el proceso. Esto lo hace seleccionando varios tipos de máquinas en ciertas combinaciones que él sabe le producirán la obra de acuerdo con el diseño. Se le presentan, pues, varias alternativas, una de las cuales escogerá para realizar las obras. Esto constituye la toma de una decisión. Una decisión es simplemente una selección entre dos o más cursos de acción. Podemos decir pues que la selección del equipo en movimiento de tierras es un caso de la toma de decisiones.

La toma de decisiones puede realizarse intuitiva o analíticamente. Si se aplica la intuición normalmente se usa lo que ha sucedido en el pasado y aplicado este conocimiento se estima lo que puede suceder en el futuro, con cada una de las vías de acción, y en función de esta apreciación se toma la decisión. La decisión tomada analíticamente consiste en un estudio sistemático y evaluación cuantitativa de el pasado y el futuro, y en función de este estudio se selecciona la vía de acción más adecuada. Ambos métodos se usan comúnmente en el problema de selección de equipo.

OBJETIVOS

Si queremos hacer la selección de un camino entre varios que se presentan y que solucionarán el problema, tendremos en alguna forma que comparar las posibles soluciones. Se presenta el problema de cómo compararlas, en función de qué, cómo valuarlas. El ingeniero deberá, consecuentemente, determinar un objetivo u objetivos que le servirán para valuar dichas vías de acción o caminos alternativos.

La labor del ingeniero está orientada por la economía, es decir, tiene como objetivo fundamental adecuar el costo con la satisfacción de una necesidad. Aún cuando no es raro que en su labor el ingeniero se enfrente a problemas con objetivos contradictorios, en el caso de la selección de equipo sus decisiones están orientadas por el criterio económico.

La valuación de las alternativas será entonces una valuación de tipo económico, habrá que determinar el costo de las entradas a lo largo del tiempo y el beneficio que proporcionará la salida, también a lo largo del tiempo, para cada alternativa. De la comparación de estos costos-beneficios saldrá una manera de comparar las alternativas en que se basará el ingeniero para tomar su decisión. El ingeniero deberá, por lo tanto, tener un conocimiento profundo de los costos, y deberá poder definir los costos físicamente generados por el uso de su alternativa, así como los

derivados al usar la solución propuesta por él.

La selección dependerá, pues, del criterio económico. La evaluación de las alternativas podrá tomar la forma de :

$$\text{Eficiencia} = \frac{\text{Salida}}{\text{Entrada}} = \frac{\text{Ingreso}}{\text{Costo}}$$

También puede decirse que lo que busca el ingeniero es hacer máximas las utilidades.

PROCEDIMIENTO PARA TOMAR DECISIONES

Definido el problema deberá hacerse un análisis del mismo, en esta fase se recaba toda la información que nos de un conocimiento profundo y completo del problema, con el objeto de poder definir y valorar el mismo, lo que traerá como consecuencia una selección más depurada de las distintas alternativas-solución que se formulará en la siguiente etapa de la toma de decisión. Esta definición y valuación del problema se hará tomando en cuenta el objetivo.

En la siguiente fase se toman todas las alternativas posibles o cursos alternativos de acción. En este caso es muy importante para escoger las alternativas posibles la preparación técnica del ingeniero.

La tercera fase consiste en comparar estos posibles cursos de acción en función del objetivo y al final de esta fase podremos tomar ya una decisión que vaya guiada al objetivo propuesto.

Por último se considera una última fase de especificación e implementación, en la cual se hace una descripción completa de la solución elegida y su funcionamiento.

CERTEZA - RIESGO - INCERTIDUMBRE

Se dice que una decisión se toma bajo certeza cuando el ingeniero conoce y considera todas las alternativas posibles y conoce todos los estados futuros de la situación consecuencia de tomar dichas alternativas, y a cada alternativa corresponde un solo estado futuro.

Se dice que una decisión se toma bajo riesgo si a cada una de las alternativas corresponden diversos estados futuros, pero el ingeniero conoce la probabilidad de que se presente cada uno de ellos.

Se dice que la decisión se toma bajo incertidumbre si el ingeniero no conoce las características probabilísticas de las variables.

19 PROCESO.- SISTEMAS

Al analizar el proceso constructivo y planearlo nos encontramos que en realidad estamos encontrando el grupo de decisiones que permitirán el logro de nuestros objetivos.

Para estudiar este proceso será indispensable analizar todas las variables o las más importantes que intervienen en él, las relaciones entre ellas y como una variación en cada una de ellas influye en que el resultado final se acerque más o menos a nuestro objetivo. Esto en realidad equivale a considerar la totalidad de cursos alternativos de acción en función del objetivo.

Normalmente las variables tienen limitaciones. Podremos tener limitaciones en tiempo, en recursos, en sumas mensuales a gastar, etc.

Muchas veces los cursos alternativos de acción son muy grandes en número, y por esto es conveniente para compararlos con facilidad, encontrar como cada valor de la variable influye en la salida del proceso.

RESTRICCIONES

En la fase de análisis se fijan normalmente las restricciones o limitaciones. Estas pueden provenir de las especificaciones del diseñador, de limitaciones propias de la empresa, o restricciones externas.

Es muy conveniente que el ingeniero no se cree restricciones ficticias, que le limitarán el encontrar soluciones alternas posibles. Esto limitaría la aplicación de la técnica del ingeniero.

SELECCION DE VARIABLES

No es fácil encontrar todas las variables; por otro lado no todas influirán importantemente en el proceso, es pues conveniente definir las variables significativas, esto es las que modifiquen importantemente la salida valuada en función del objetivo. Las variables pueden ser:

- a) Controlables, aquellas que podremos variar a nuestro antojo.
- b) Las que no pueden ser controladas o manipuladas en el proceso, pero que influyen en la salida.

Podemos pues definir nuestro método de decisión usando la siguiente notación:

El conjunto de valores de las variables controlables que hagan óptimo el criterio económico y que satisfagan las limitaciones y restricciones.

DECISION MINIMIZANDO COSTO DIRECTO

Este es un método comunmente usado en la obra para definir el equipo adecuado y en general tomar la decisión de qué procedimiento debe usarse en una obra determinada. Tiene la ventaja de su simplicidad, pero considera como sistema la actividad específica a analizar y no considera la relación de las diferentes actividades o subsistemas de la obra entre si.

Es costumbre relacionar a posteriori las actividades similares para buscar una optimización posterior. Por ejemplo todas las actividades que se refieren a compactación.

DECISION CONSIDERANDO GASTOS INDIRECTOS

Puede considerarse el sistema obra completo, lo cual es complicado, pero más comúnmente se consideran algunas variables significativas que tienen que ver con gastos generales y se controlan como tales. Por ejemplo, considerar el Costo del Almacén, Costo del Financiamiento, etc.

FLUJO DE INFORMACION

Se adjunta flujo de actividades para evaluar una alternativa, este flujo es de carácter general y tendrá las modificaciones que el tipo especial de obra indique. La decisión del tipo de equipo puede hacerse repitiendo la evaluación alternativa por alternativa seleccionando la más conveniente desde el punto de vista económico. Es común este sistema.

DECISIONES A NIVEL GERENCIA

Las decisiones a nivel gerencia se tomarán considerando el sistema-empresa. En este sistema las obras son subsistemas.

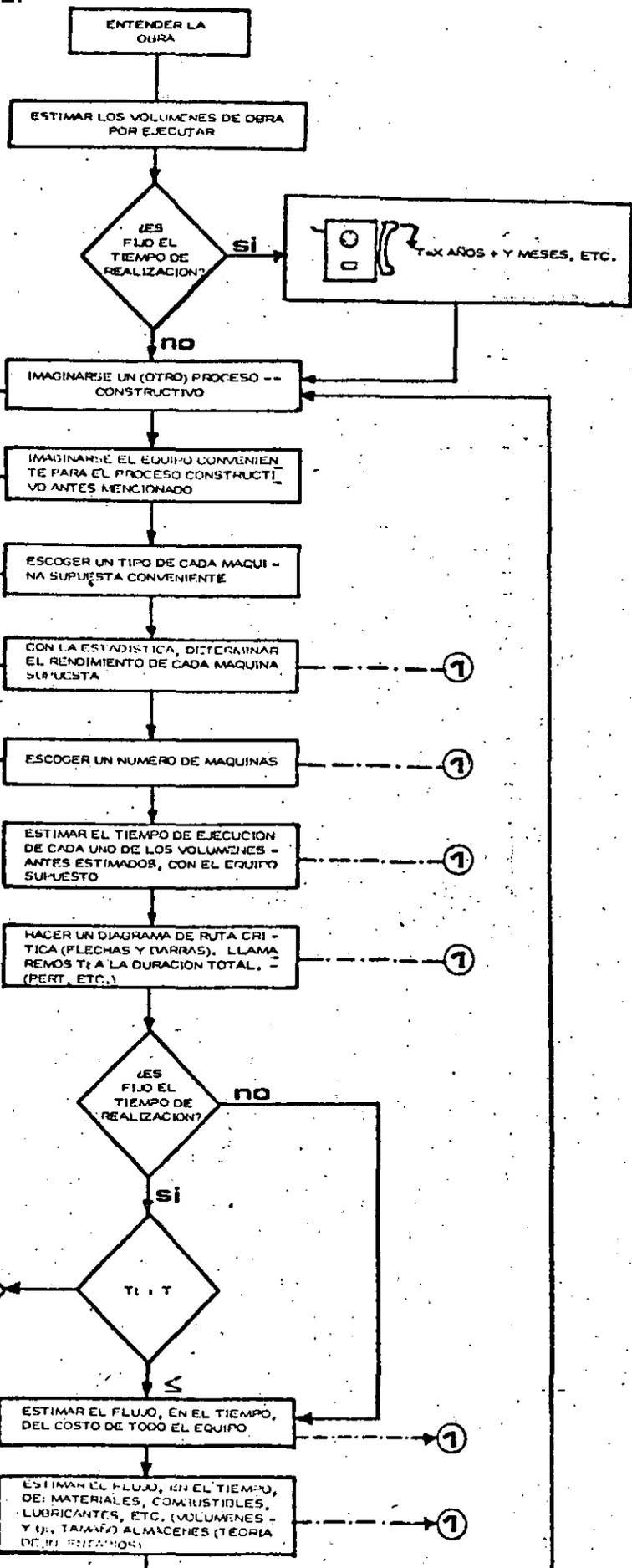
Es común que una decisión a nivel gerencia modifique una decisión aparentemente óptima considerando el sistema obra. Esto si no es explicado adecuadamente puede ocasionar problemas serios entre las relaciones ejecutor-gerente; pues aparece como contradictorio el hecho de que se proponga una solución a nivel de obra, que ha sido convenientemente analizada y la decisión sea diferente y en apariencias menos convenientes.

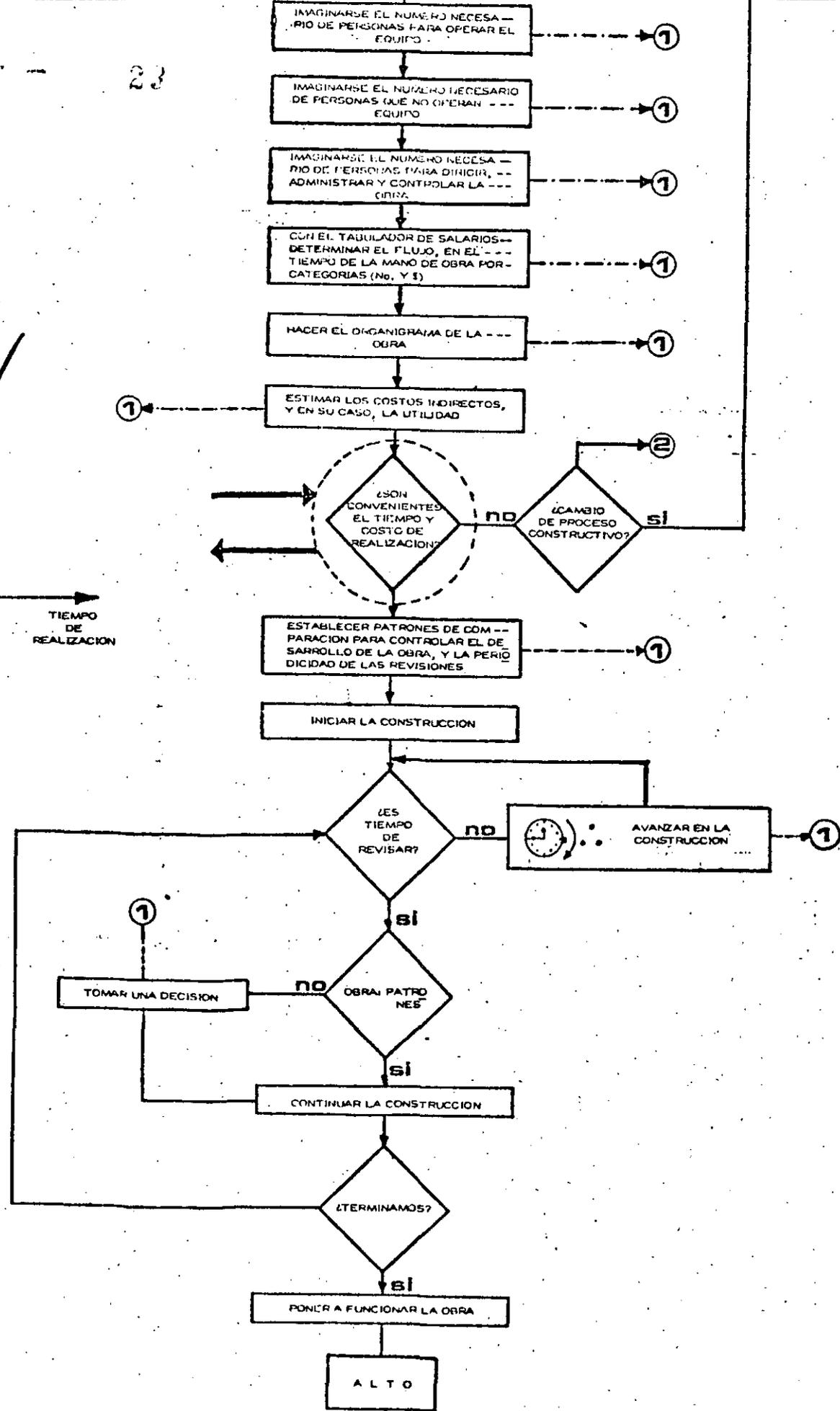
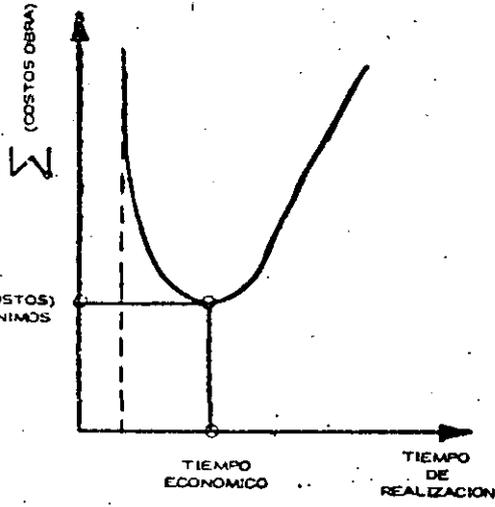
Es difícil aplicar un método cuantitativo que tome en cuenta todas las variables significativas. Sin embargo, se consideran algunas que son de especial relevancia, por ejemplo, los aspectos financieros.

EXPERIENCIA EN ESTADÍSTICA MENTAL

①

SI SE CONSIDERA CONVENIENTE; EXISTE, ES DE BUENA CALIDAD, SE TIENE ACCESO A ELLA Y ESTA DISPONIBLE, SE DEBE TRATAR DE USAR LA ESTADÍSTICA. EN CASO CONTRARIO, CONTINUAR CON EL SIGUIENTE PASO





PROCEDIMIENTO PRACTICO

PROGRAMA GENERAL

Por ser muy difícil planear de conjunto todo el proceso, es común que el ingeniero divida este proceso en subprocesos y optimice estos subprocesos por separado. Posteriormente podrá analizar estos subprocesos integrados en el proceso total para una segunda etapa de optimización.

Es muy frecuente que esta división en subprocesos o "actividades" lo haga a través del programa general.

Esto le permite, al mismo tiempo que subdivide, tener un esquema en el que todas las actividades están ligadas por su relación de tiempos de ejecución, cosa muy conveniente para no perder de vista el proceso total.

Para realizar el Programa General se presentan las siguientes etapas que se enlistan a continuación:

- a) Estudiar la Obra
- b) Desglosar Actividades
- c) Definir Procedimientos
- d) Determinar Tiempos
- e) Ordenar Actividades

Estudiar la obra y el desglose del proceso en subprocesos o actividades ya se habían comentado, y solo es conveniente decir que las actividades eran tanto más importantes cuanto menor sea el detalle del programa.

Al definir los procedimientos constructivos lo haremos en esta primera etapa de una manera general, sin un estudio muy profundo.

En seguida determinamos tiempos de duración de las actividades y ordenamos las mismas de acuerdo con su posición temporal, es decir colocándolas de tal manera que queden ordenadas respecto al tiempo de su realización.

Esto puede hacerse fácilmente mediante redes de actividades.

El orden puede modificarse, y hacer nuestra red de actividades previa a la fijación de tiempo.

Una vez revisado el tiempo total de realización del proyecto y -- después de varios intentos quedará fijo el programa general tentativo.

EJEMPLO DE PROGRAMACION DE EXCAVACIONES Y TERRACERIAS

Es usual para la planeación de Excavaciones y Terracerías separar éstos del programa general y planearlos de conjunto.

Por esto es usual seguir las siguientes fases:

- a) Marcar Actividades
- b) Plantear Programas
- c) Programas Zonales
- d) Programas Totales
- e) Retroalimentación
- f) Estudio Económico
- g) Definir Procedimientos

Se marcan primero aquellas actividades del programa general -- que tengan que ver con las excavaciones específicamente (fig. # 2).

En seguida y con los datos del programa total se colocan en un -- programa generalmente de barras, teniendo cuidado de marcar holgu-- ras (fig. # 3).

Estos programas se hacen en las diferentes zonas geográficas de la obra, definiendo volúmenes totales a ejecutar por zona, y pasando-- estos programas de volúmenes por ejecutar a gráficas (fig. # 4).

En seguida se agrupan si se ve conveniente estos programas zo-- nales en un programa total.

Después se procura una retroalimentación de estos datos al pro-- grama parcial y al general de manera que se modifique el programa de producción a fin de uniformizarlo buscando ahorros en insumos.

Esta uniformización se busca primero usando las holguras. En -- la fig. # 5 se ve el resultado de una uniformización utilizando este pro-- cedimiento. La fig. # 6 muestra la gráfica de producción correspondien-- te al programa modificado. Se ve que el máximo de producción se ha disminuido con respecto al de la gráfica 4, a que se hizo referencia -- previa.

Si es necesario para uniformizar la producción se puede revisar el programa general haciendo las correcciones necesarias.

En seguida con las producciones de la zona uniforme hasta donde sea posible se pasa a realizar un estudio económico donde se define -- comparando las diferentes alternativas para realizar el trabajo desde el punto de vista económico.

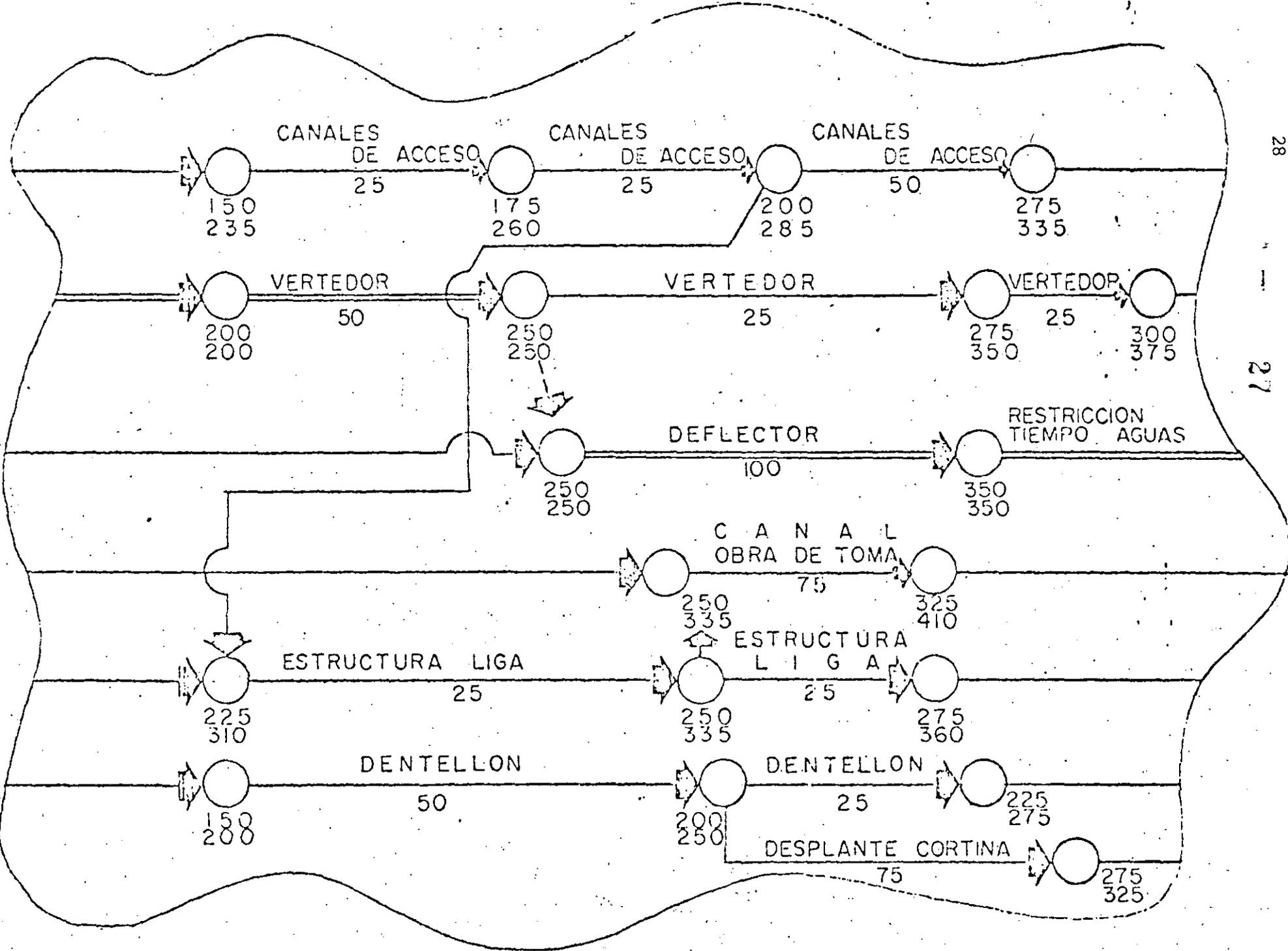
De las alternativas elegidas se derivan los procedimientos de -- construcción detallados que se pasan a especificar y luego a implementar.

IMPLEMENTACION

Al implementar la planación hay que estar concientes de dos factores muy importantes.

El primero es que es indispensable planear también los mecanismos de control que permitan revisar continuamente si lo ejecutado es igual o sensiblemente igual a lo planeado.

Como consecuencia de variaciones detectadas por el control, se tiene que modificar la planeación, y de aquí resulta el siguiente factor que consiste en que la planeación es una actividad continúa a lo largo -- de la obra.



28
27

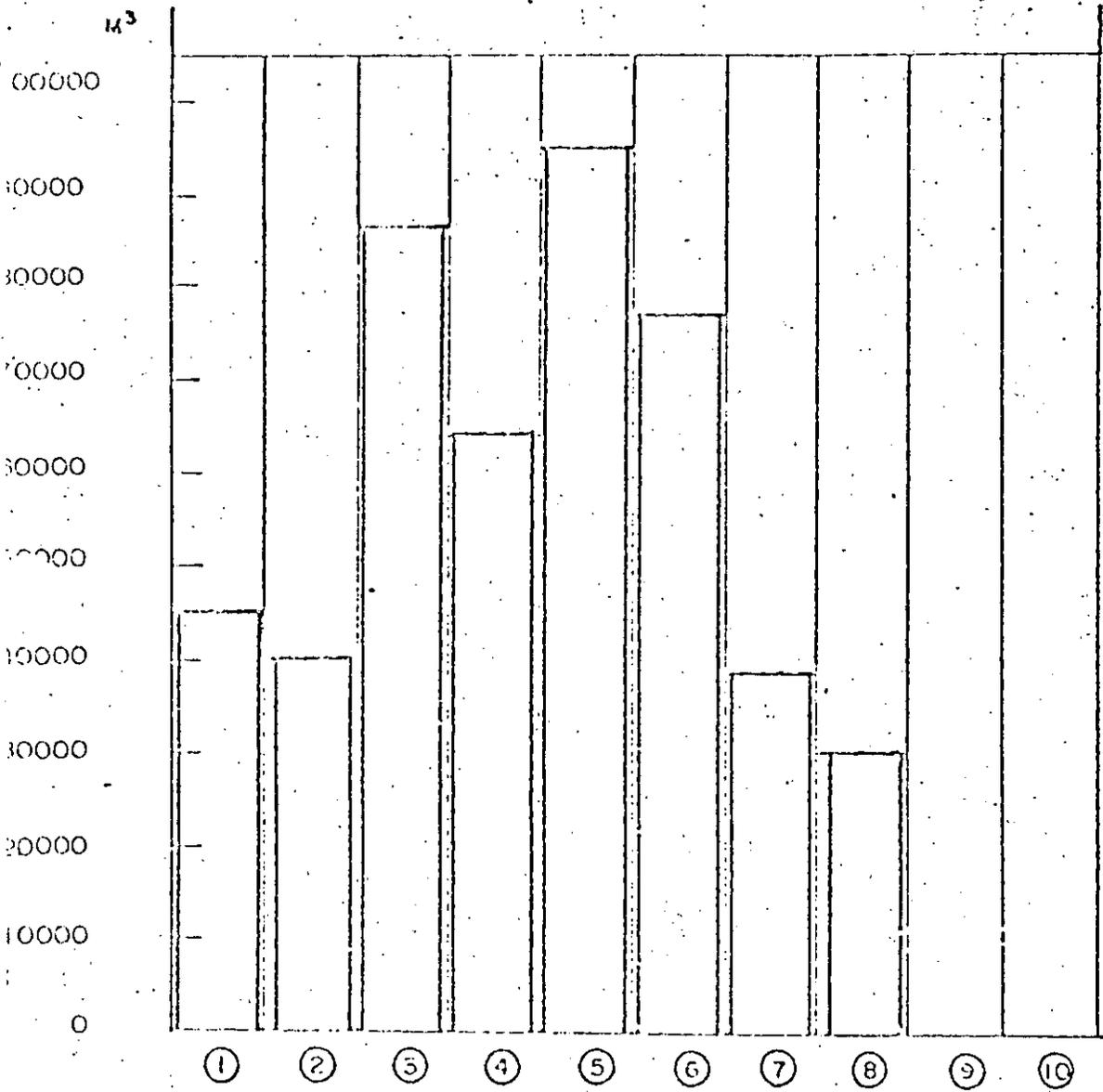


Fig. #4

C O N C E P T O		150 1	175 2	200 3	225 4	250 5	275 6	300 7	325 8	350 9	375 10	400 11
CANALES DE ACCESO	20000		2000									
CANALES DE ACCESO	15000			7500	7500							
CANALES DE ACCESO	12000					6000	6000					
VERTEDOR	70000			40000	30000							
VERTEDOR	30000								30000			
VERTEDOR	39000									39000		
DEFLECTOR	120000					30000	30000	30000	30000			
CANAL OBRA TOMA	24000						8000	8000	4000	4000		
ESTRUCTURA LIGA	2000					2000						
ESTRUCTURA LIGA	2000						1000	1000				
DENTELLON	50000	25000	25000									
DENTELLON	10000			10000								
DESPLANTE CORTINA	80000					30000	25000	25000				
	SUMA PARCIAL	25000	45000	47500	47500	68000	70000	64000	64000	43000		
	SUMA ACUMULADA	25000	70000	117500	233000	303000	367000	431000	474000			

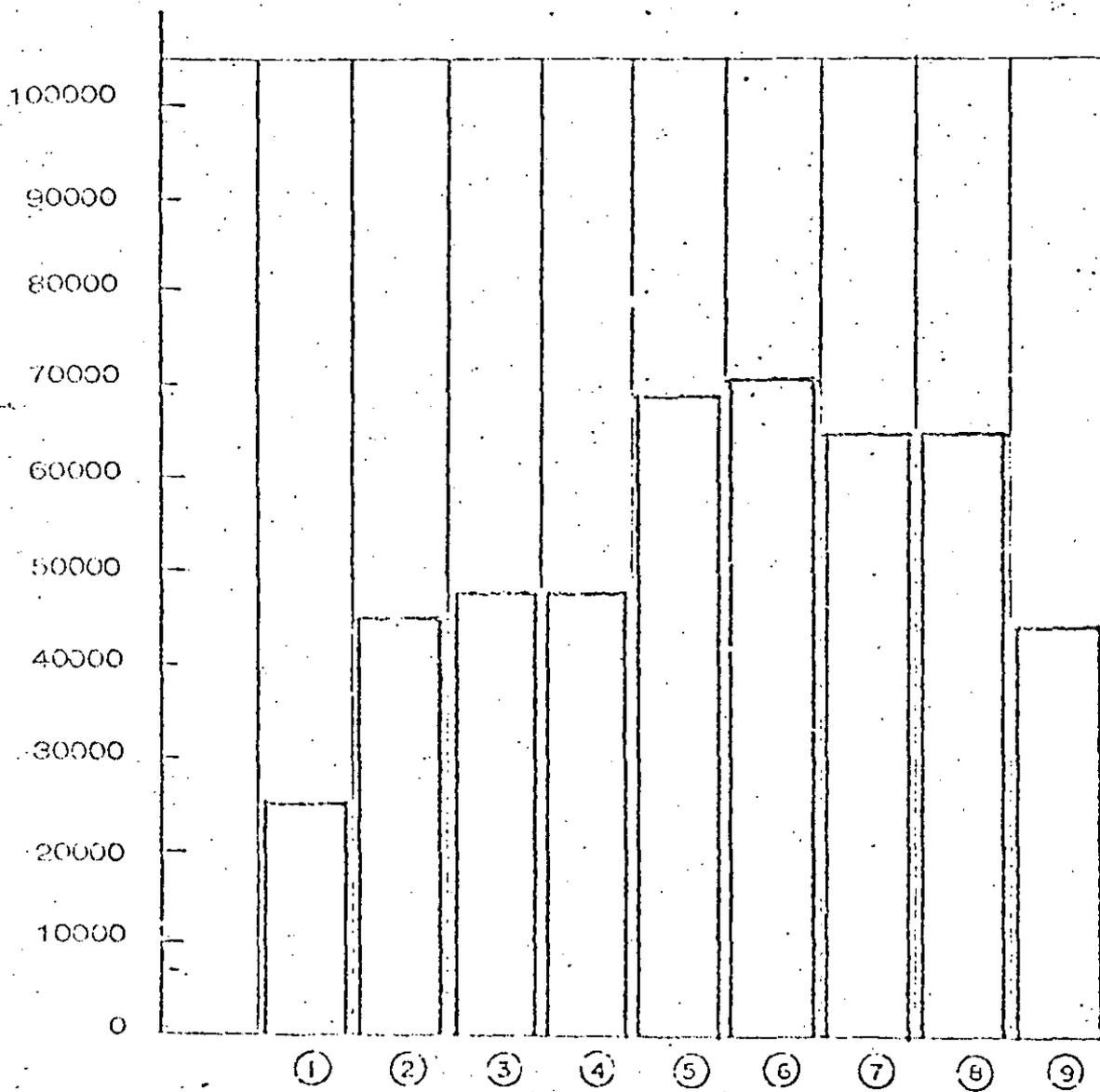


Fig. # 6

SOLUCION

ESPECIFICACION DE UNA SOLUCION

Una vez elegida la solución en la toma de decisiones inmediata --mente se deberá proceder a especificar los atributos físicos y las características de funcionamiento de la misma con tanto detalle como se requiera para que las personas que van a participar en su implementación conozcan hasta el detalle necesario. Principalmente cuando el -- que planea es una persona diferente del que ejecuta, es preciso elaborar cuidadosamente documentación de tal manera completa, que pueda co -- municar a otros la solución.

Normalmente se hace mención de la necesidad de la solución propuesta, se especifica la solución, mediante dibujos y especificaciones y se justifican sus características y funcionamiento.

Muchas veces se hace necesario acompañar todo esto con un resumen del proceso decisorio, y de los argumentos empleados para seleccionar la vía de acción, de tal manera que si se hace necesario en -- algún momento revisar la solución esto pueda hacerse fácil y rápida -- mente.

ACEPTACION DE LA SOLUCION

Se ha demostrado con experimentos que una solución derivada de un análisis cuantitativo normalmente tiene poca aceptación. Es frecuente que las personas a las que se propone se inclinen por aceptar -- más fácilmente una solución derivada de la experiencia que una que -- tenga bases cuantitativas, pero que sea deducida.

Para tener mayores probabilidades de éxito en la aceptación de la solución a la persona o personas que se van a dedicar posteriormente a la implementación.

Esto es común hacerlo formando un equipo con la persona que planea y la o las que posteriormente van a encargarse de la implantación del plan. Desafortunadamente esto no es posible a veces o la planeación en Movimiento de Tierras muchas veces se hace antes de iniciar los trabajos; por ejemplo si se concursa para definir el valor probable de los trabajos. Esto hace difícil lograr que se facilite al planeador el que se acepte su plan a priori.

Por otra parte es común que se tenga que cambiar al encargado de los trabajos y que el nuevo encargado no acepte las soluciones contenidas en el plan que se estaba siguiendo.

Es pues muy conveniente que se presente gran atención a la forma en que se va a presentar el plan que contiene las decisiones deducidas analíticamente, pues si el ejecutor no piensa que las decisiones son correctas es bastante probable que la solución sea un fracaso.

Un sistema que se ha seguido con éxito es reunir a todos los encargados de las obras para prepararlos en las técnicas de la decisión. Aprovechar para que entre todos planeen el sistema de información-decisión que servirá para planear las obras, de modo que tengan confianza en el método y crean en él. Sin embargo cualquier sistema tiene sus fallas que tendremos que estar prontos a corregir cualquier problema que se presente en la implementación proveniente de que el encargado "duda" de la solución propuesta.

IMPLANTACION.

Es muy frecuente que al implantar la solución se presenten condiciones no previstas que obliguen a modificar en poco o en mucho la solución especificada. Por otro lado puede también suceder que la realidad no conteste completamente a lo previsto en el análisis. En ambos casos es muy conveniente que en estas modificaciones necesarias inter venga la persona que se encargó de seleccionar la vía de acción más conveniente desde el punto de vista del objetivo.

Esto se obvia organizando reuniones entre los encargados de planeación y los de la implantación del plan, que muchas veces conduce a modificaciones que mejoran inclusive la solución.

CONTROL

Cuando se trata de una cadena de decisiones o el proceso se realiza en tiempos largos es indispensable al planear la solución, planear también las herramientas de control, con objeto de poder supervisar fácilmente si la realidad se comporta de acuerdo con lo previsto.

Posteriormente se ampliará el concepto de control, pero conviene recordar que el control es una herramienta indispensable para lograr resultados satisfactorios.

OPORTUNIDAD DE LAS DECISIONES

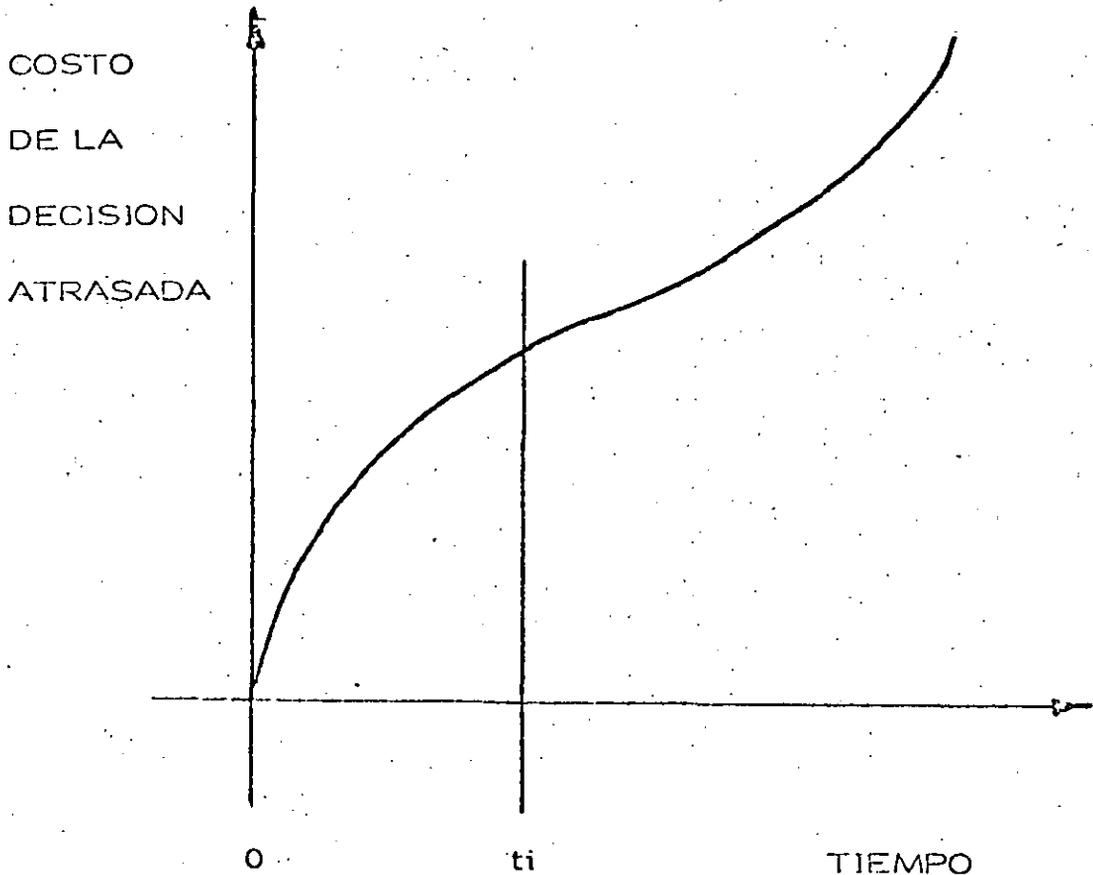
Toda decisión tomada por el ingeniero debe cumplir entre otras

condiciones la de ser adecuada y oportuna.

La segunda de las características mencionadas, la oportunidad - en las decisiones, es tan importante como la primera. No basta que la decisión que se toma sea adecuada, es necesario que también sea oportuna para que ejerza la función para la cual se requiere.

Si la decisión es adecuada y oportuna, se logrará el resultado deseado. Si sólo se satisface una de las dos condiciones anteriores, no se obtendrán los resultados apetecidos.

Si se define el costo de la decisión atrasada como la diferencia - entre el costo en el tiempo t menos el costo en el tiempo cero, considerando que el tiempo cero es aquel en que se debe tomar la decisión, se puede describir la forma teórica general que el costo de la decisión atrasada tiene, independientemente del tipo de decisión de que se trate, a través de la gráfica siguiente :



Si la decisión se toma en el momento justo (tiempo cero) el costo de la decisión atrasada será cero; a medida que pasa el tiempo el costo de la decisión atrasada aumenta con una cierta rapidez de crecimiento hasta llegar a un tiempo t_i después del cual ésta rapidez se incrementa notablemente. Así, para toda decisión se pueden distinguir -

dos regiones: la primera de 0 a t_1 , donde el costo de la decisión atrasada no es muy importante, y de t_1 en adelante, donde el costo de la decisión atrasada puede resultar tan alto, que puede afectar seriamente la actividad de que se trate, o tal vez el proyecto completo desde el punto de vista económico. Sin embargo, aunque se conoce la forma de la curva, es muy difícil definirla cuantitativamente para una decisión cualquiera. Las escalas, como es lógico suponer, son diferentes para cada caso; tanto en lo que se refiere a los costos como a los tiempos.

El costo de la decisión atrasada es tanto más difícil de cuantificar cuanto más complejo sea el sistema en el cual se hace la decisión, ya que un atraso en una decisión no suele afectar exclusivamente a una actividad, sino a un conjunto de actividades directa o indirectamente conectadas a ella.

DECISIONES CORRECTIVAS

A lo largo del tiempo de ejecución del proyecto y mediante los mecanismos de control podemos detectar desviaciones significativas entre lo planeado y lo real. Estas desviaciones deberán corregirse tomando una serie de decisiones que tiendan a colocar el proyecto en su ejecución correcta. Esta serie de decisiones correctivas pueden originar una modificación completa de la planeación o sea una replaneación del proceso. En el caso de estas decisiones es particularmente importante que sean oportunas, pues en caso de dilaciones el costo de la decisión atrasada se eleva muy rápidamente con el tiempo, puesto que el proyecto está en marcha.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DEL FIDEICOMISO PARA LA CONSTRUCCION
DE CASAS DE LA INDUSTRIA AZUCARERA DEL S.T.A.S.R.M.

"RESIDENTES DE CONSTRUCCION"
TEMA: EL METODO DE LA RUTA CRITICA.

PROF. ING ERNESTO MENDOZA SANCHEZ.

MEXICO, D.F. MAYO DE 1985.

1.- INTRODUCCION.

Uno de los campos de la ingeniería civil, relacionado con la ejecución física de las obras, es el Campo de la Construcción. En él, se utilizan los recursos disponibles en calidad y cantidad tales, que la obra resultante sea de la mejor calidad posible, se haya realizado a un costo razonable y en el tiempo previsto.

Para lograr lo anterior, se requiere llevar a cabo previamente, una planeación y programación cuidadosas de todas las actividades involucradas en cada obra en particular, utilizando las técnicas y elementos disponibles para representar esquemáticamente en el papel, aquello que posteriormente -- habrá de suceder en el campo, y estar preparado para resolver las eventualidades que, sin duda alguna, surgirán durante la etapa de construcción.

Los elementos de que dispone el encargado de la planeación y programación de obras son cada vez más abundantes, -- (computadoras con diversos programas de biblioteca, nuevas técnicas de representación gráfica); sin embargo, no debe perderse de vista que la parte esencial del proceso es el ser humano, quien define la estrategia constructiva a seguir y toma en todo momento, las decisiones que le van guiando al objetivo fijado. En otras palabras, las computadoras ayudan, indudablemente, a acelerar el proceso de cálculo y permiten por tanto analizar rápidamente más alternativas, pero no pueden realizar por si solas el trabajo de programación.

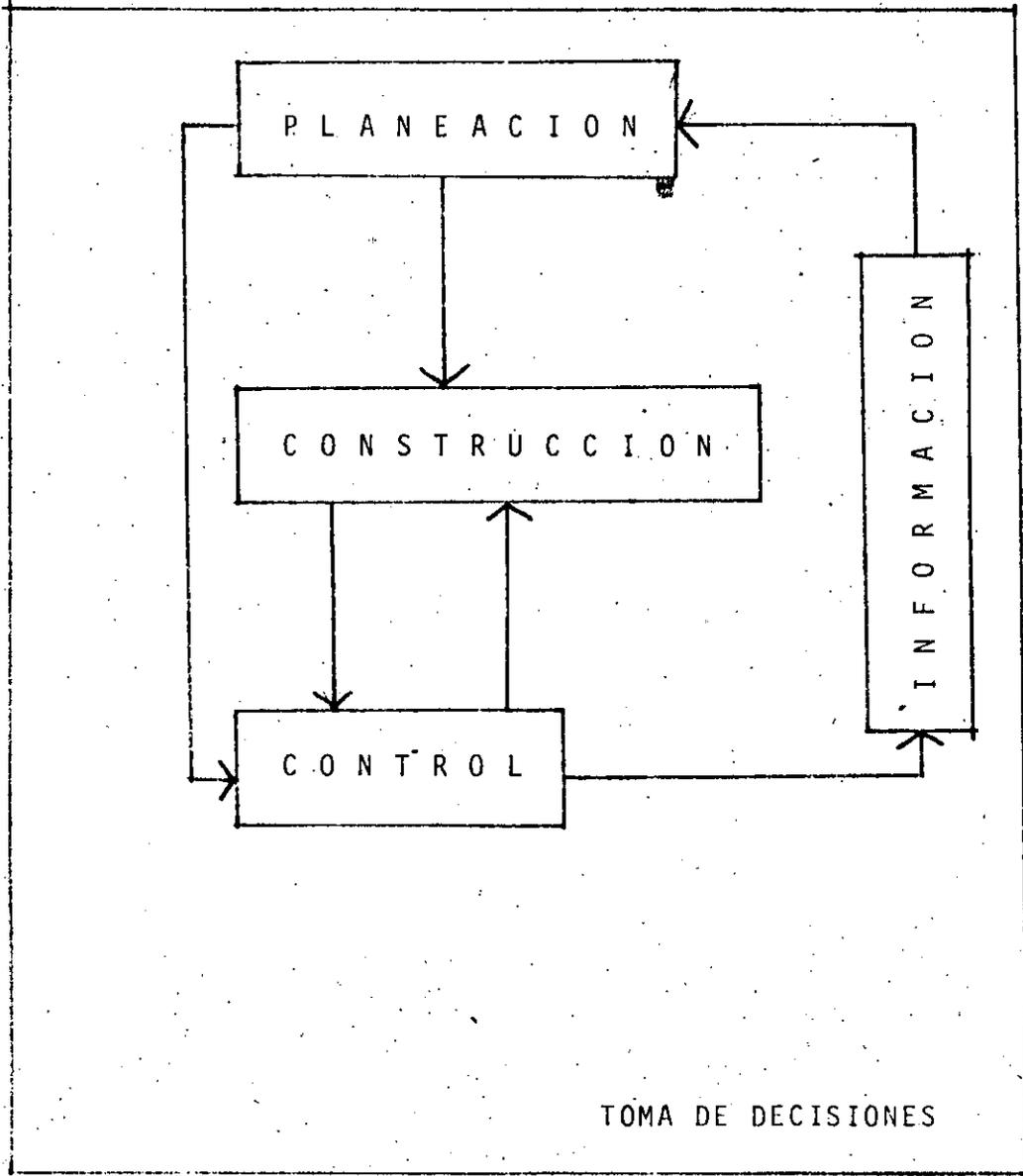
Otra observación importante es la siguiente: no puede concebirse un ingeniero dedicado a la programación de obras, si no tiene suficiente experiencia en relación con ellas. La veracidad de la planeación es función directa de la experiencia de quien la realiza.

1.1 Planeación.

Es conveniente distinguir la acepción correcta de dos términos que con frecuencia se usan indistintamente: planeación y programación.

Tratando de enmarcar en una definición lo que significa el primero de estos términos, podemos decir que: Planeación, es el proceso de análisis sistemático, documentado y tan cuantitativo como sea posible, previo al mejoramiento de una situación, y la definición y ordenamiento de los actos que conduzcan a ese mejoramiento.

La planeación como actividad fundamental está presente en todas y cada una de las acciones que el ingeniero civil realiza formando parte, en el caso particular de la construcción, de un proceso que se continúa con la ejecución y control de la obra.



TOMA DE DECISIONES

LA PLANEACION COMO PARTE DE UN PROCESO

La planeación, puede asociarse a un cierto marco de referencia: Podemos planear nuestras actividades personales ó familiares, planear un procedimiento constructivo ó la compra de equipo, la contratación de mano de obra o la previsión de materiales. En un marco más amplio, podríamos hablar de la planeación de un sistema de comunicaciones terrestres, del desarrollo agrícola ó industrial de determinadas zonas del país, de la distribución de los asentamientos humanos ó del establecimiento de reservas ecológicas. Finalmente, podríamos enumerar planes a nivel mundial en los que se estructuran y ordenan actos con la participación de diferentes naciones de nuestro planeta.

Como se ve, el nivel de información y de toma de decisiones aumenta en importancia a medida que el marco de referencia para el que se efectúa la planeación crece.

1.2 Programación

Podemos ubicar como etapas extremas de la planeación:

- a).- Conocimiento de la situación que se pretende cambiar.
- b).- Creación de un programa que ordene en el tiempo y en el espacio, el desarrollo de los actos necesarios.

Esta segunda etapa es precisamente lo que podemos definir como PROGRAMACION de la obra; en ella, habremos de

establecer entre otras cosas, el número y secuencia de actividades en que vamos a ordenar la obra y en base a los volúmenes por ejecutar y los recursos disponibles, la duración de cada una de estas actividades para, después de la aplicación de alguna ó algunas técnicas algorítmicas, obtener información relacionada con el costo y duración total del proyecto.

Una de estas técnicas es precisamente el Método de la Ruta Crítica, utilizado profusamente en nuestro medio. A través de los capítulos siguientes trataremos de familiarizar al lector con su conocimiento y aplicación en la programación y control de obras.

2.- ANTECEDENTES HISTORICOS.

Los primeros trabajos sobre el C.P.M. (Critical Path Method), método de la ruta crítica, se desarrollaron en enero de 1957, en los Estados Unidos de Norteamérica, y tenían como fin el de mejorar las técnicas existentes de Planeación y Programación. Las personas que desarrollaron estos primeros trabajos fueron: M.R. Walker y J.K. Kelly Jr. que a su vez prestaba sus servicios en la Remington Rand, así como el Dr. R.L. Martino de la empresa Mauchly Associates.

Walker fué el autor de la lógica de la técnica, mientras que Kelly formuló y desarrollo el aspecto matemático; el Dr. Martino por su parte trabajó en los refinamientos de la técnica original aplicándola a la reprogramación de obras.

Simultáneamente a estas investigaciones, La Marina de los Estados Unidos en colaboración con el despacho de Consultores Bozz, Allen and Hamilton desarrollaban una técnica similar diseñada para coordinar el proceso de los distintos contratistas y agencias que trabajaban en el proyecto Polaris, - esta técnica fué bautizada con el nombre de PERT, que resume las iniciales de: Program Evaluation Reporting Technique -- (Técnicas de Evaluación, Programación y Reporte).

Desde 1958, a partir de la aplicación de éste método en la construcción de una planta química de la Dupont, en la cual se obtuvieron magníficos resultados, la aplicación del método en Estados Unidos y Canadá ha dado logros en la ingeniería, - así como en aspectos individuales, comerciales, etc.

En 1959, Catalytic Construction Company, reconociendo el enorme potencial del Método de Camino Crítico en la industria de la construcción, empezó a utilizar ésta técnica en la administración de un proyecto de diseño y construcción de una planta de fenol.

En su forma original, los dos sistemas eran muy similares, con una característica innovadora muy importante: la separación de las funciones de planeación y programación. Ambas técnicas utilizaban diagramas de flechas para indicar las interrelaciones de las distintas actividades componentes del proyecto, culminado con un plan integral y único, lo que permitía una revisión racional por parte del responsable de su ejecución.

El PERT utiliza tres tiempos de duración, calculados con criterios: a) optimista, b) pesimista, y c) llamado "más plausible" y con esto se calcula el tiempo que se espera dure la actividad que se este programando, por lo tanto el tiempo más probable se calcula como:

$$T_{pr} = \frac{T_o + 4T_{pl} + T_p}{6}$$

Siendo:

T_{pr} tiempo probable.

T_o tiempo optimista.

T_{pl} tiempo plausible.

T_p tiempo pesimista.

A partir de este momento, el PERT, es idéntico al método del camino crítico en el que se utiliza únicamente un tipo de estimación de duración, basado en la experiencia obtenida con anterioridad, o cualquier otro tipo de cálculo basado en procedimientos de construcción, recursos disponibles, volúmenes de obra, calidad, rendimiento, condiciones de la localidad donde se ejecuta la obra, etc.

El método de camino crítico por otra parte, permite estudiar el enlace tiempo y costo de la ejecución de las actividades y tomar decisiones entre alternativas de diferente duración y costo.

En México, ha sido usado el Método de la Ruta Crítica por diversos organismos, a partir de 1961, entre ellos la Secretaría de Obras Públicas, con excelentes resultados; a partir de 1962 la Comisión Federal de Electricidad lo adoptó para la planeación, programación y control de sus grandes obras. También lo han adoptado otras dependencias gubernamentales y compañías constructoras importantes.

En nuestro estudio se discutirá el método denominado CPM (CRITICAL PATH METOTH), pero al igual que el PERT (PROGRAM EVALUATION AND REVIEW TECHNIQUE), los elementos básicos son un diagrama y una ruta crítica. El diagrama en realidad es un modelo del proyecto en conjunto. La Ruta Crítica, será el primer objetivo, ya que el diagrama es más útil después de obtenida la Ruta Crítica.

Este método aplicado a la programación y al control en la ejecución de las obras, y en forma particular al análisis de los recursos, proporciona nuevos elementos de consulta que superan notablemente a los tradicionales. A continuación se presenta una breve descripción de las etapas de que consta su desarrollo.

- 1).- Planeación: Es la determinación de las actividades que integran la ejecución de una obra. Obtenemos con esto una representación convencional de la ejecución de la obra, en la que queda claramente expresado el orden en que deberán ejecutarse tales actividades y su interdependencia.
- 2).- Programación: Consiste en el cálculo de las duraciones de todas y cada una de las actividades y su incorporación al plan de ejecución.
- 3).- Análisis de costos: En éste paso se analizan los costos directos

para cada una de las actividades, así como para toda la obra.

Con lo anterior se puede obtener el costo mínimo asociado a una duración de obra seleccionado entre ciertos límites, y también la duración óptima con el mínimo costo absoluto.

4).- **Análisis de Recursos:** El método de la Ruta Crítica permite efectuar el análisis de los recursos necesarios para una obra en forma dinámica.

El análisis con éste método permite encontrar la cantidad y clase de recursos, fechas óptimas en que tales recursos son necesarios en la obra, su distribución en función de la conveniencia para cada caso particular o la limitación y el mínimo necesario.

DEFINICIONES Y NOTACIONES

RUTA CRITICA: Es un método que ayuda a tomar decisiones lógicas.

EVENTO:

- a).- Debe definir un punto importante o significativo del trabajo.
- b).- Marca la iniciación o la terminación de una actividad.
- c).- No consume tiempos ni esfuerzos.

Los eventos deben sucederse en un orden lógico, es decir, que las relaciones entre ellos en una Ruta Crítica han de ser a su vez lógicas.

Para nuestro estudio, los eventos los representaremos mediante círculos.

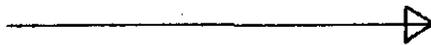


ES IMPORTANTE QUE LOS EVENTOS SE SUCEDAN EN UNA SECUENCIA LOGICA

- ACTIVIDAD:
- a).- Es la realización de una tarea.
 - b).- Dado que las actividades representan el cumplimiento de las tareas, constituyen las partes de la red que consumen tiempo.

UNA ACTIVIDAD ES EL CUMPLIMIENTO REAL DE UNA TAREA Y ES ADEMAS LA PARTE QUE CONSUME TIEMPOS Y ESFUERZOS

Las actividades las representaremos por flechas:



AL CONJUNTO DE EVENTOS LIGADOS POR ACTIVIDADES ES LO QUE DENOMINAREMOS RED O DIAGRAMA

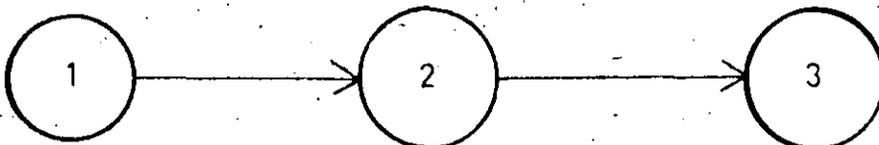


DIAGRAMA I

En el diagrama anterior las flechas indican el orden de la suceción y los números corresponden a los eventos; la secuencia de los eventos es tal que el evento "2" no puede ser alcanzado antes de que la actividad "1-2" haya sido concluida.

Los eventos que siguen inmediatamente a otro se llaman even-tos subsiguientes, por ejemplo, en el DIAGRAMA I el evento "2" es subsiguiente del evento "1", y a su vez, el evento "3" es subsiguiente del -
evento "2".

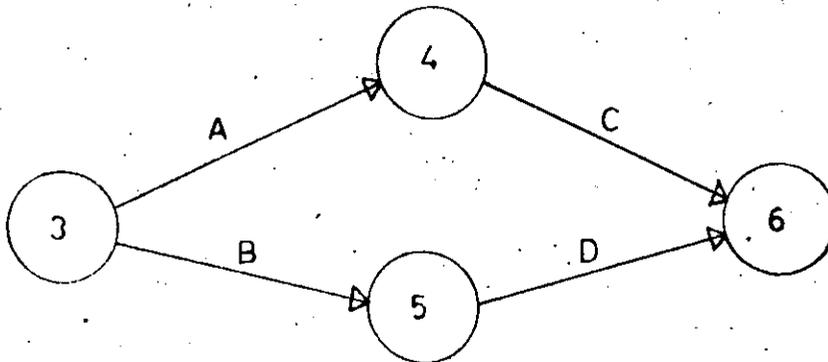


DIAGRAMA II

En el DIAGRAMA II el evento "4" es subsiguiente del evento "3", como también lo es el evento "5".

LOS EVENTOS QUE SIGUEN INMEDIATAMENTE A OTRO EVENTO SE DENOMINAN SUBSIGUIENTES

Los eventos que están inmediatamente antes de otro evento, se denominan antecedentes o precedentes; en el DIAGRAMA I, el evento "1"

es precedente del evento "2", y el evento "2" es a su vez precedente del evento "3", y refiriéndonos al DIAGRAMA II, el evento "3" es precedente de los eventos "4" y "5".

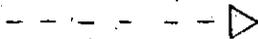
LOS EVENTOS QUE ESTAN INMEDIATAMENTE ANTES DE OTRO EVENTO SE DENOMINAN PRECEDENTES

Dependencia de las actividades.

Observando el DIAGRAMA II podemos decir que la actividad "C" depende de la actividad "A", la actividad "D" depende de la actividad "B" y las actividades "A" y "B" no dependen de alguna otra actividad. LA ACTIVIDAD "A" ES PRECEDENTE A LA ACTIVIDAD "C" Y LA ACTIVIDAD "C" ES SUBSIGUIENTE DE LA ACTIVIDAD "A".

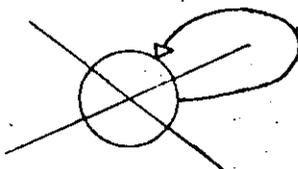
ACTIVIDAD FICTICIA: a).- No es la realización de alguna tarea.

b).- No consume tiempo ni esfuerzo.



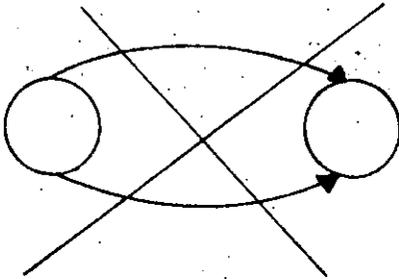
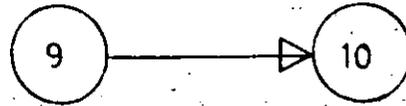
c).- Es una actividad de liga, exclusivamente para simplificar cuando sea necesario al DIAGRAMA.

AL CONSTRUIRSE UN DIAGRAMA DEBE PROCURARSE TENER EL MENOR NUMERO DE ACTIVIDADES FICTICIAS



No hay actividades que tengan el mismo evento como inicial y como final

Cada actividad tendrá como evento precedente uno de número menor que el subsecuente



No usaremos ésta notación por no ser conveniente para programas de computadora.

REPRESENTACIONES BASICAS PARA LA FORMACION DE DIAGRAMAS

O REDES

Actividades que pueden iniciarse simultáneamente.

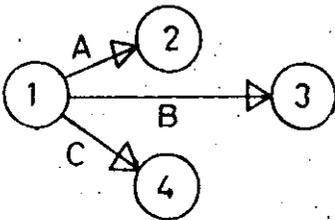


DIAGRAMA III

Se indica que las actividades A, B y C pueden iniciarse simultáneamente en el evento "1"

Actividades que pueden terminarse simultáneamente.

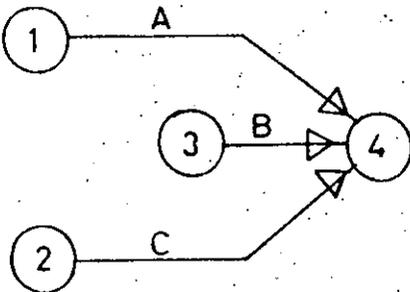


DIAGRAMA IV

Posibilidad de que las actividades A, B y C se terminen simultáneamente en el evento "4"

Actividades que pueden iniciarse inmediatamente después de que se terminen todas las precedentes.

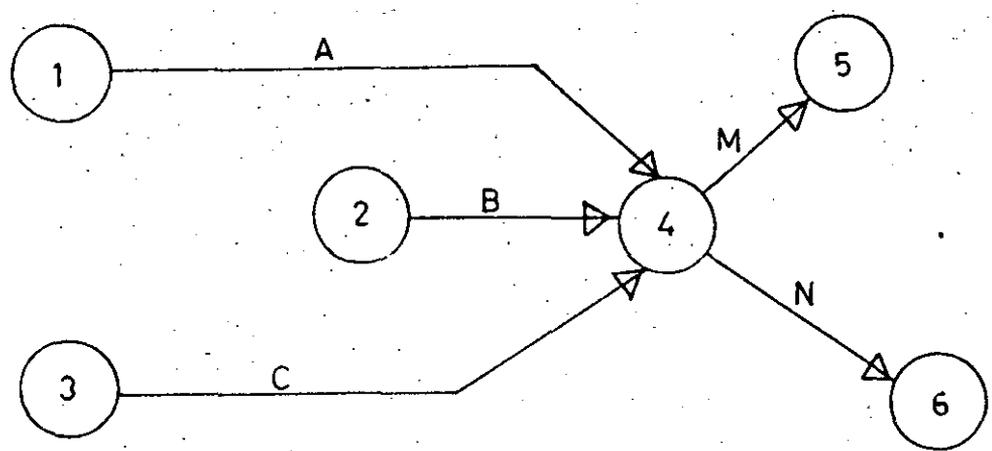


DIAGRAMA V

Varias actividades que pueden iniciarse simultáneamente en un evento y que pueden terminarse simultáneamente en otro evento

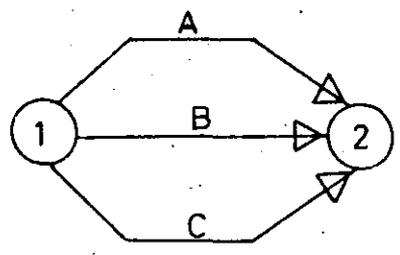
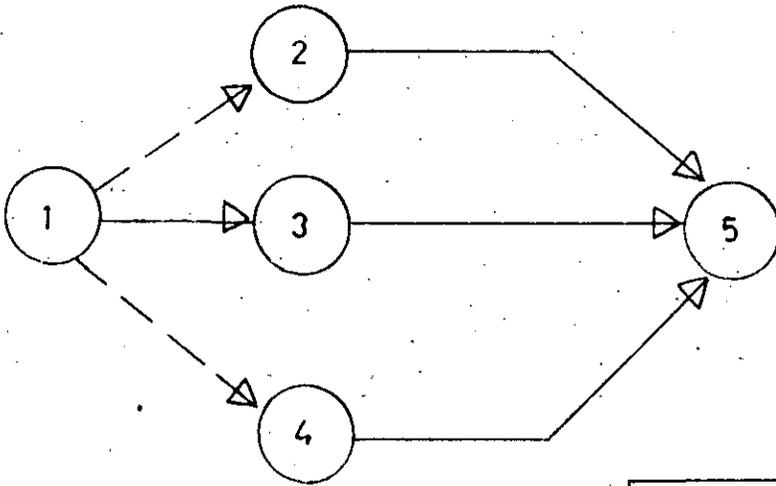


DIAGRAMA VI

INCORRECTO

No debe usarse ésta representación, pues tiene el inconveniente de que varias actividades con el mismo evento puedan tener diferente duración.

Para evitar la confusión en el caso anterior, haremos uso de las ACTIVIDADES FICTICIAS como sigue:



CORRECTO

DIAGRAMA VII

Otra representación en la cual hacemos uso de ACTIVIDADES FICTICIAS es:

FICTICIAS es:

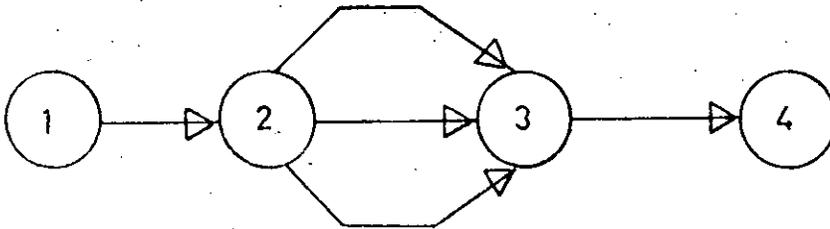


DIAGRAMA VIII

INCORRECTO

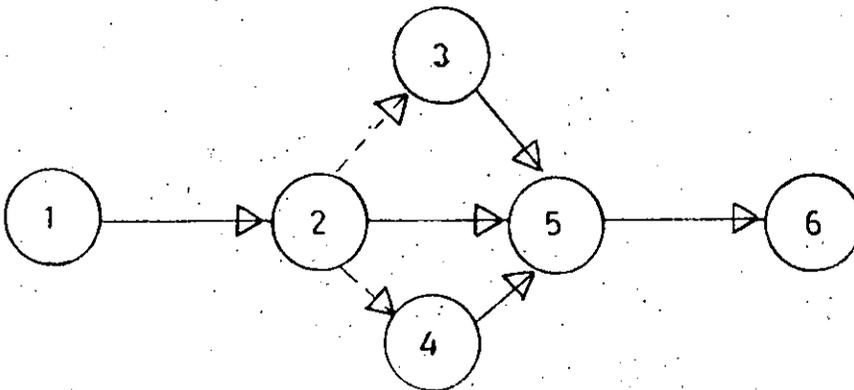


DIAGRAMA IX

CORRECTO

En la representación que a continuación se muestra se establece la condición de que un evento ocurra precisamente después de que terminen todas las actividades que concurren al evento precedente.

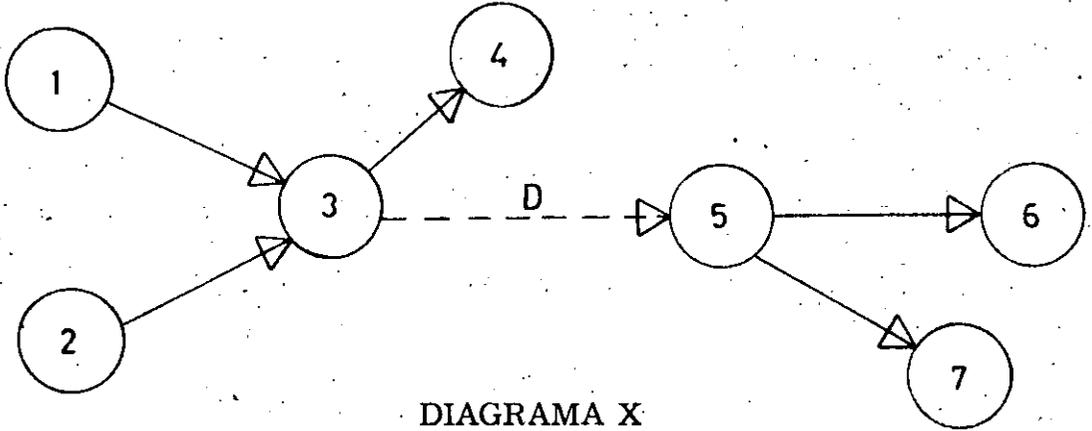


DIAGRAMA X

En éste DIAGRAMA se indica mediante la actividad ficticia D ("3-5") que el evento "5" solo puede ocurrir después de terminadas todas las actividades precedentes, como lo son la "1-3" y la "2-3". Se muestra también en el mismo diagrama que las actividades "5-6" y "5-7" son independientes de la actividad "3-4".

CUANDO SE TENGA LA NECESIDAD DE EMPLEAR ACTIVIDADES FICTICIAS, SE PONDRAN ESTAS PRIMERO QUE LAS ACTIVIDADES REALES

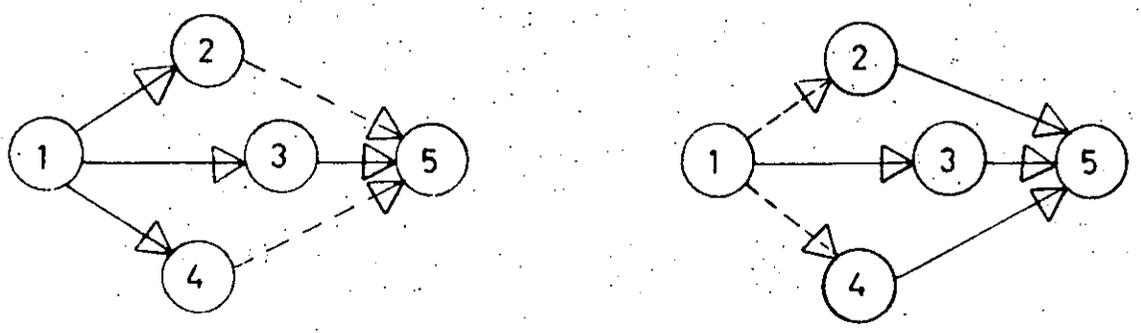
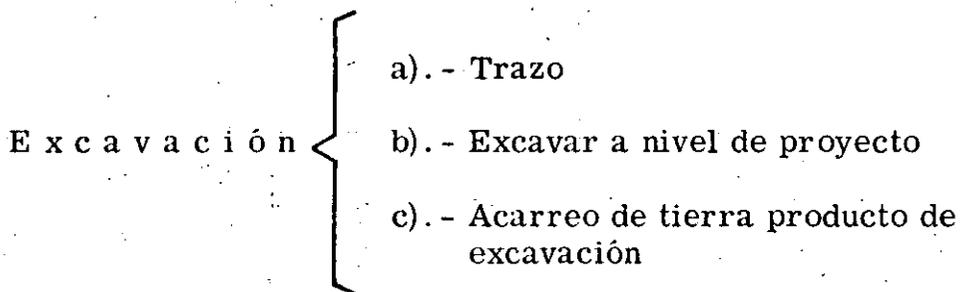


DIAGRAMA XI

SE EXPONDRÁ EL MÉTODO A TRAVÉS DEL ESTUDIO
DE UN EJEMPLO

Supongamos que debemos construir un almacén que consta de cimentación y estructura de concreto armado, así como de estructura de acero para el techo; para el efecto, tenemos que proponernos una serie de actividades a desarrollar, y que éstas a su vez pueden dividirse en varias actividades como puede suceder con la actividad "Excavación":



DETERMINACION DE LOS TIEMPOS DE EJECUCION

El tiempo que tarda en ejecutarse cada actividad, estará en función del procedimiento constructivo y de los recursos de que se disponga.

Supongamos que para nuestro ejemplo, éstos quedan asentados en la Tabla I.

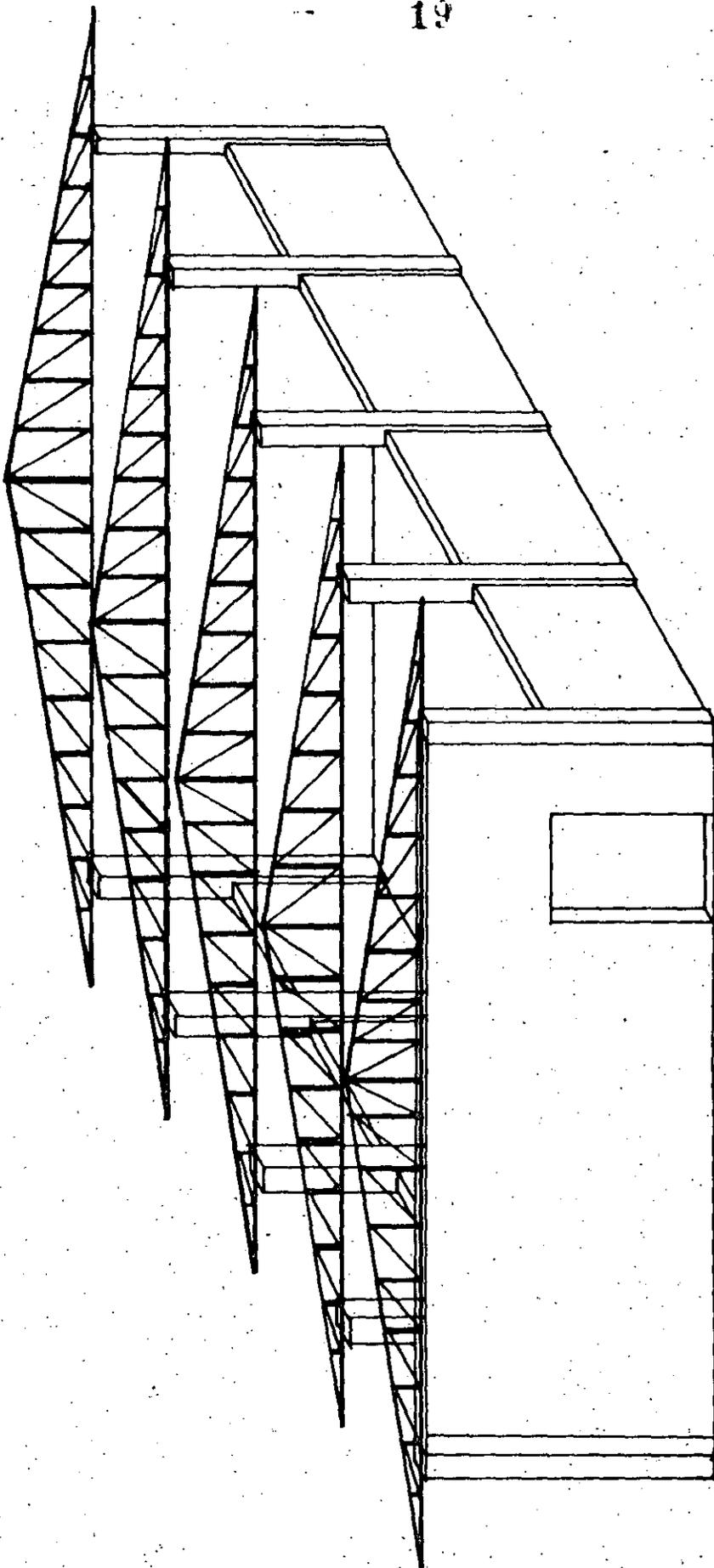


TABLA I

Actividad	Duración en días	Observaciones
Preparativos	8	Limpieza del terreno y tra- zos
Excavación	6	Incluye Acarreos
Cimentación	10	Incluye plantilla, armado, cimbrado, colado
Estructura de Concreto	30	Armado, cimbrado, colado
Muros de Tabique	25	Espesor 0.14 m.
Montaje Estructura Acero	11	A cargo del estructurista
Fabricación y Transporte de Estructura de Acero	45	"
Tiempo de Entrega de lá- mina de Asbesto	25	A cargo del fabricante
Fabricación y Transporte de Herrería	30	A cargo del fabricante
Colocación de Herrería	6	"
Colocación Lámina Asbesto	9	Incluye Accesorios
Colocación Vidrios	4	A cargo del Subcontratista
Instalación Eléctrica	8	A cargo del Subcontratista
Aplanado en Muros	12	Dar acabado para recibir pintura
Relleno y Compactación pa- ra Pisos	6	Incluye nivelación
Pisos de Concreto	6	Armado y colado con aca- bado fino integral

Actividad	Duración en días	Observaciones
Pintura	10	Subcontratista
Limpieza	5	Para entregar la Obra

IMPORTANTE: Los tiempos fueron DETERMINADOS DE ACUERDO - CON LA EXPERIENCIA DEL ANALISTA. Si éstos en la realidad cambian, el modelo que de aquí obtendremos, reducirá su semejanza con el fenómeno que se pretende representar.

Secuencia de la ejecución:

Una vez que se ha formado la lista de las actividades, es necesario analizar el orden de ejecución de éstas, teniendo en cuenta los requisitos del proceso y las condiciones particulares de la empresa que realizará el proceso. Por otra parte, es conveniente la elaboración de lo que se denomina Matriz de Precedencia y que es la que nos da una idea de la secuencia lógica a seguir en tal proceso; en esta matriz se describen los conceptos de todas las actividades que forman el proceso, una en cada renglón y una en cada columna formando casilleros, es decir, que si son "n" actividades que corresponden a "n" columnas y a "n" renglones, darán por lo tanto n^2 casilleros. Ver tabla II.

REGLAS PARA LA FORMACION DE LA MATRIZ DE PRECEDENCIA

- I. - Analizar la actividad correspondiente a cada renglón y determinar que actividades pueden realizarse "Inmediatamente Después" de terminada la actividad en cuestión; para esto se recorre el renglón examinando las columnas de la tabla y colocando una "x" en los casilleros de las columnas que corresponden a las actividades que pueden efectuarse "Inmediatamente Después".
- II. - Analizar la actividad correspondiente a cada columna y determinar que actividad o actividades deben realizarse "Inmediatamente Antes" de poder iniciarse la actividad en cuestión; para esto se recorre por la

columna de cada actividad y se coloca una "x" en los casilleros de los renglones que corresponden a las actividades que deben ejecutarse "Inmediatamente Antes".

La aplicación de las dos reglas anteriores puede hacerse en cualquier orden; a veces resulta más sencillo definir cuales son las actividades inmediatas siguientes a otras, o sea, la aplicación de la primera de las reglas, pero en todo caso, es cuestión de comodidad el aplicar la primera o la segunda como primer paso.

El paso último viene a ser una revisión aplicando cuidadosamente las dos reglas anteriores.

Debe quedar completamente claro que ésta matriz ayuda al programador a visualizar situaciones de secuencia y presentación de la red. Las anotaciones que se hagan en tal matriz quedan a discreción del programador sin olvidar que ésta es solamente un papel de trabajo.

Ver tabla II.

ELABORACION DEL DIAGRAMA DE FLECHAS

- a). - Seleccionar la actividad que da el inicio al proceso constructivo.
- b). - Determinar una secuencia lógica de las actividades ayudándonos con lo que nos muestra la MATRIZ DE PRECEDENCIA.
- c). - Escoger actividades que por su naturaleza pueden iniciarse al mismo tiempo que la ACTIVIDAD que da inicio al proceso, y considerar en cualquier etapa de la red las actividades que simultáneamente pueden ejecutarse.

Es conveniente hacer en un principio uno o dos bosquejos del DIAGRAMA para corregir detalles y cuidar de que se usen lo menos posible, dependiendo de su naturaleza, las ACTIVIDADES FICTICIAS.

En la figura No. 1 se presenta el DIAGRAMA definitivo para el ejemplo.

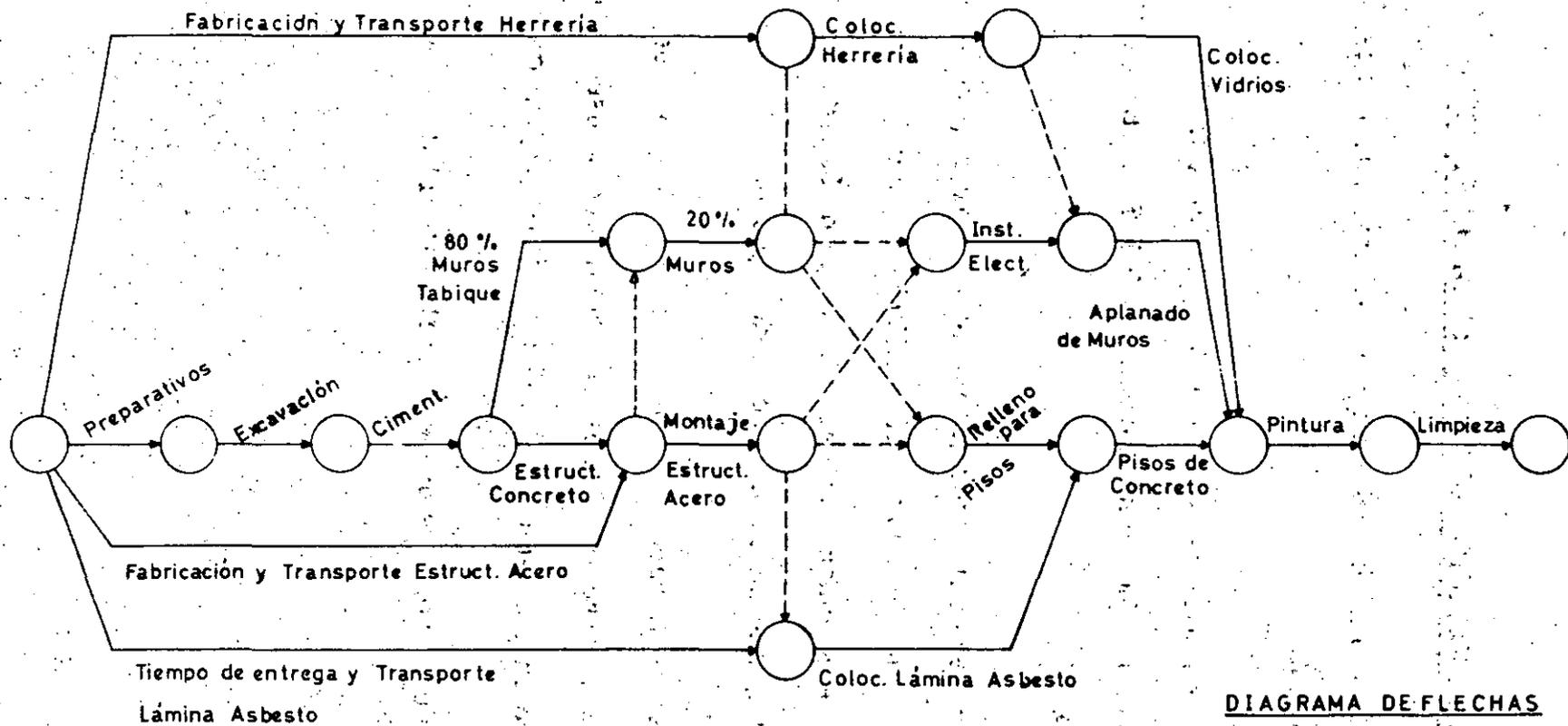


FIGURA Nº 1

DIAGRAMA DE FLECHAS

CALCULO DE LOS TIEMPOS

Notaciones:

Ip: Tiempo de iniciación más próximo de la actividad I - T

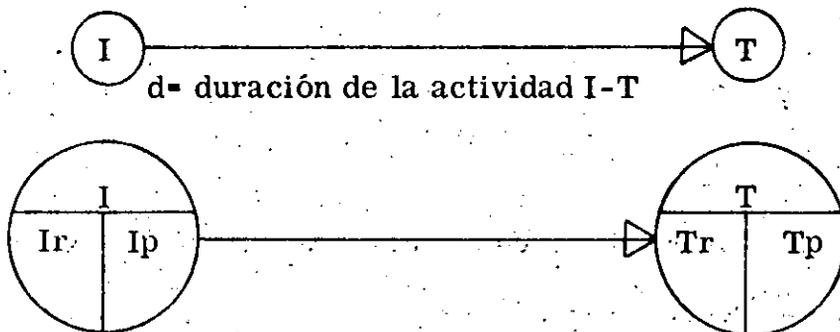
Ir: Tiempo de iniciación más remoto de la actividad I - T

Tp: Tiempo de terminación más próximo de la actividad I - T

Tr: Tiempo de terminación más remoto de la actividad I - T

Evento inicial

Evento final



NOTA: Cuando se trate del último evento, será el tiempo de terminación más próximo del PROYECTO.

I. - Numerar los eventos I-T y anotar los tiempos de duración de cada actividad de la red en el "DIAGRAMA DE FLECHAS" previamente elaborado.

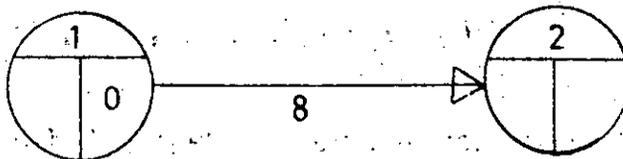
II. - Calcular para cada actividad los Ip (de izquierda a derecha), sumando.

Regla: Asignar como I_p el mayor de los tiempos que resulten para cada actividad.

Procedimiento:

Para la primera actividad, o sea la "1-2" el I_p es cero; $I_p = 0$.

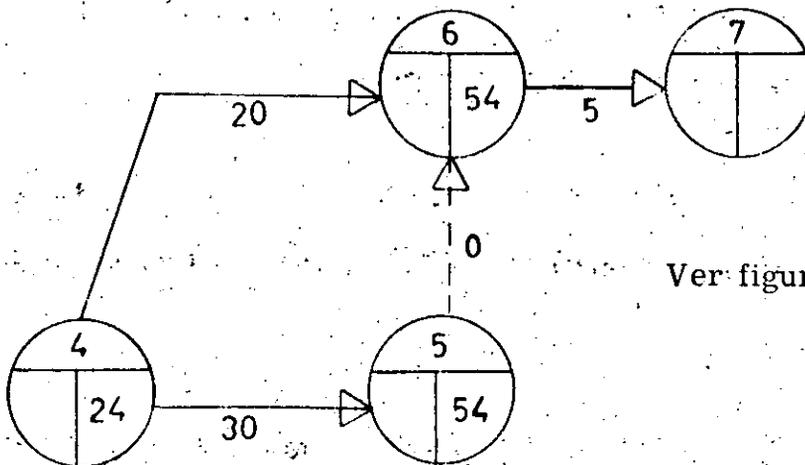
Se anota en el evento inicial "1".



Para la actividad "2-3" $I_p = 0 + 8$, o sea el I_p de la actividad - que antecede más la duración de la actividad "1-2". Se anota en el evento "2".



Cuando llegamos a un evento en donde entran a la vez varias - actividades, procedemos como sigue:



Ver figura No. 2.

DE IZQUIERDA A DERECHA

Siguiendo la "4-6"

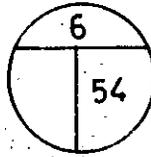
$$Ip = 24 + 20 = 44$$

Siguiendo la "5-6"

$$Ip = 54 + 0 = 54$$

Ip Mayor = 54

Se anota en el evento "6"



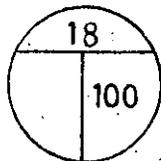
En la tabla III aparecen todos los Ip calculados.

TABLA III

Actividad	Ip Mayor
1 - 2	0
2 - 3	8
3 - 4	14
4 - 5	24
5 - 6	54
5 - 9	54
6 - 7	54
7 - 8	59
8 -13	59
9 -11	65
9 -12	65
9 -10	65
10 -15	65
11 -14	65
14 -16	73
16 -17	85
17 -18	95

Han quedado calculados todos los Ip, y nos damos cuenta que - el Ip correspondiente al último evento, o sea "100", indica la duración del proceso. En éste caso, para el último evento se acepta que $I_p = Tr$.

Ip para el evento 18



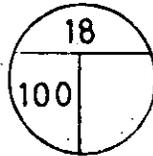
$$I_p = 95 + 5 = 100$$

III. - Calcular para cada actividad los Tr (de derecha a izquierda), restando

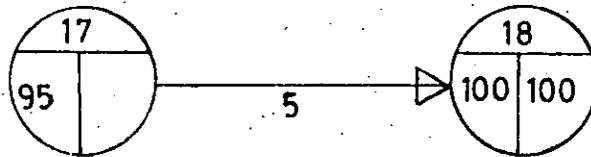
Regla: Asignar como Tr el menor de los tiempos que resulten para cada actividad.

Procedimiento:

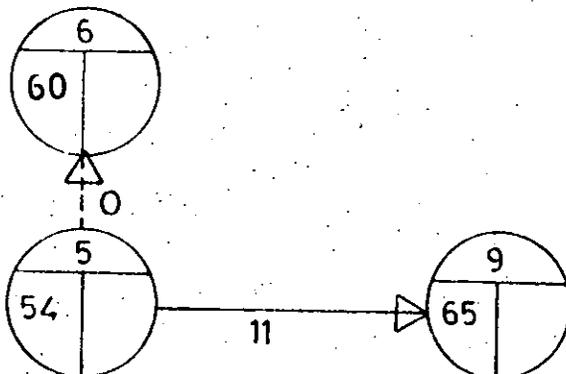
Para la última actividad, o sea la "17-18" el Tr es "100"; -
Tr= 100. Se anota en el evento final.



Para la actividad "16-17", $Tr = 100 - 5$, o sea el Tr del evento -
que precede menos la duración de la actividad "17-18"; $Tr = 95$. Se ano
ta en el evento "17".



Cuando llegamos a un evento en donde salen a la vez varias ac-
tividades, procedemos como sigue:



Ver figura No. 2.

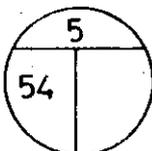
32

Siguiendo la "9-5" $Tr = 65 - 11 = 54$

Siguiendo la "5-6" $Tr = 60 - 0 = 60$

Tr Menor = 54

Se anota en el evento "5".

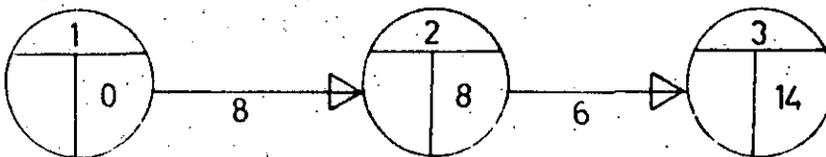


En la tabla IV aparecen todos los Tr calculados.

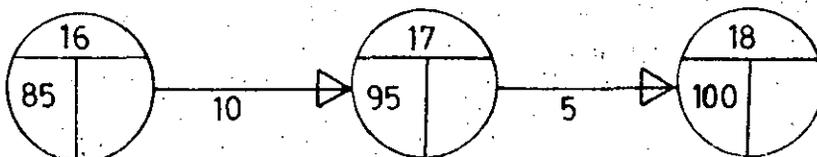
TABLA IV

Actividad	Tr. Menores
18 - 17	95
17 - 16	85
16 - 15	79
16 - 14	73
14 - 13	73
14 - 11	65
15 - 12	73
11 - 7	65
11 - 9	65
13 - 8	67
15 - 10	70
7 - 6	60
9 - 5	54
5 - 4	24
4 - 3	14
3 - 2	8
2 - 1	0

IV. - Anotar en el DIAGRAMA DE FLECHAS los I_p y Tr calculados, quedando de éste modo completa la Red. La anotación se hará como sigue:



para los I_p (de izquierda a derecha)



para los Tr (de derecha a izquierda)

NOTA: En el evento "1" inicial $I_p = Tr = 0$

En el evento "18" final $I_p = Tr = 100$ Ver figura No. 2.

3d

RUTA CRITICA

Recordemos: cada evento es la iniciación "I" o la terminación "T" de una actividad.

ENTONCES: cuando en un evento se termina una actividad, debe INICIARSE INMEDIATAMENTE la siguiente actividad; si hubiera un retraso en ésta iniciación se alargaría la duración del proyecto.

LA CADENA QUE CONTIENE EVENTOS EN LOS QUE I=T FORMA LA CADENA O RUTA CRITICA.

A continuación se muestra la Red terminada y que contiene el número del evento, la duración de la actividad los tiempos I_p y T_r calculados, las actividades ficticias que intervienen con sus duraciones - nulas, y se marca la trayectoria de la RUTA CRITICA. Ver figura No. 2.

RUTA CRITICA

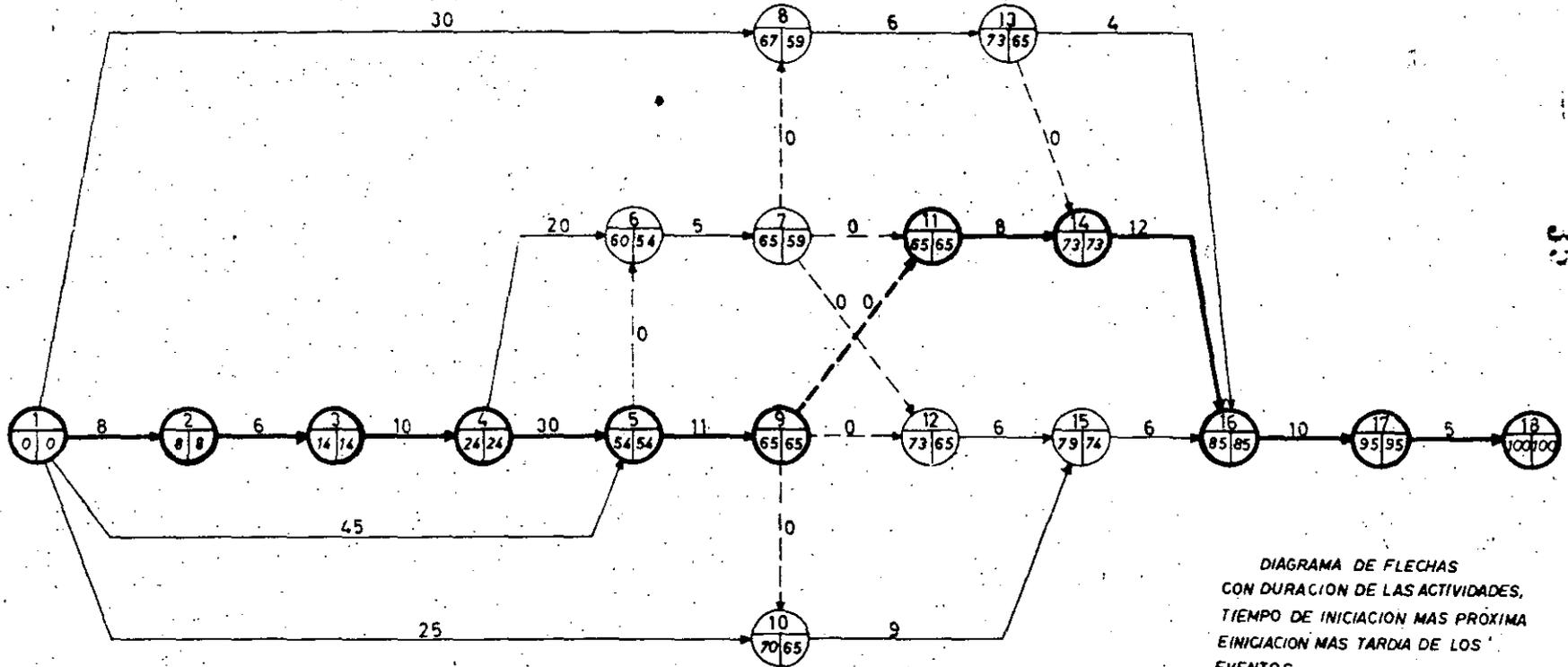


DIAGRAMA DE FLECHAS
 CON DURACION DE LAS ACTIVIDADES,
 TIEMPO DE INICIACION MAS PRÓXIMA
 INICIACION MAS TARDIA DE LOS
 EVENTOS.

FIGURA Nº 2

En el ejemplo anterior, la duración de las actividades se ha supuesto en base a la experiencia, con el propósito momentáneo de explicar la secuencia para la determinación de la Ruta Crítica.

Se debe tener presente que, la duración de las actividades, es función directa del volumen de obra por ejecutar y del rendimiento que sean capaces de tener quienes realizan el concepto que se analiza; obviamente, podrán tenerse duraciones diversas para una misma actividad, al variar los recursos que se le asignan, modificándose también, consecuentemente, el costo respectivo.

EJEMPLO:

Supongamos que una cierta actividad se puede realizar con una cuadrilla de trabajadores en una duración de 40 horas a un costo de \$ 80,000.00, a la que asociamos un rendimiento del 100 %.

Si aumentamos el número de cuadrillas, es lógico pensar que la eficiencia tenderá a disminuir y, aunque el tiempo de ejecución de la actividad se acorte, el costo aumenta.

El incremento de cuadrillas, en todo caso, lo podremos llevar a cabo hasta el límite que nos permita el espacio físico que se dispone para que el personal trabaje sin demasiada interferencia. La tabla siguiente, nos proporciona la relación costo-tiempo de ejecución para la actividad del ejemplo:

No. de Cuadrillas	Rendimiento Esperado	Duración	Costo
1	100 %	40 h	\$ 80,000.00
2	100	20	80,000.00
3	90	14.8	88,800.00
4	80	12.5	100,000.00
5	70	11.4	114,000.00
6	60	11.1	133,200.00

En la tabla anterior:

$$\text{Duración de la Obra} = \frac{40}{\text{No. de cuadrillas} \times \text{Rendimiento}/100}$$

$$\text{Costo} = \frac{\text{Costo}}{\text{Hora}} \times \text{No. de horas} \times \text{No. de cuadrillas}$$

Generalizando, se puede decir que la tabla anterior, representa el comportamiento de los costos directos.

Los costos indirectos, por el contrario, tenderán a disminuir a medida que el tiempo de ejecución se acorta.

Atendiendo a la figura No. 2 en la que se determinó la "RUTA CRITICA", y considerando que:

Es conveniente la duración del proyecto

EL PROBLEMA NO HA CONCLUIDO

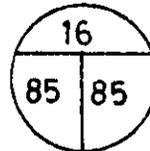
Todavía estamos en posibilidades de obtener algunos datos útiles para el control de la obra.

Estudiaremos a continuación la forma de determinar las HOLGURAS y el diagrama de barras o DIAGRAMA DE GANT.

HOLGURAS:

En el ejemplo que nos hemos planteado, se ha determinado el DIAGRAMA DE FLECHAS, se han calculado los I_p y T_r y hemos llegado a establecer la RUTA CRITICA.

Observemos el evento "16"



A) Siguiendo la RUTA CRITICA (1-2-3-4-5-9-11-14-16-17-18), la actividad "16-17" puede iniciarse al principio del día número "86".

B) Siguiendo otra ruta no crítica (1-8-13-16), la actividad "16-17" puede iniciarse cuando se haya concluido la actividad "13-16", o sea después del día "40" (duración de actividad "1-8" + duración de

39

actividad "8-13" + duración de actividad "13-16", o sea $30 + 6 + 4 = 40$).

Lo que indica que la actividad "13-16" puede terminarse entre los días "40" y "85" sin que se altere la duración del proyecto.

¡AHI HAY HOLGURA!

Definiciones. -

HOLGURA TOTAL

Es el tiempo que puede desplazarse una actividad sin que se modifique la duración del proyecto.

HOLGURA LIBRE

Es el tiempo que puede desplazarse una actividad sin modificar la fecha de iniciación más próxima de las actividades que en cadena le siguen.

CONCLUSIONES:

I. -

LA RUTA CRITICA "NO TIENE HOLGURAS"

II. - Es conveniente conocer cuales actividades tienen **HOLGURA**

Es sencillo darnos cuenta que esto ayudará al control de la obra, ya que pondremos especial cuidado en el cumplimiento de la duración de cada "actividad crítica" y sabremos cuál es la máxima duración de las actividades no críticas, de modo que no nos afecte la duración total del proyecto en general.

II. CALCULO DE LA TABLA DE HOLGURAS

Fórmulas básicas

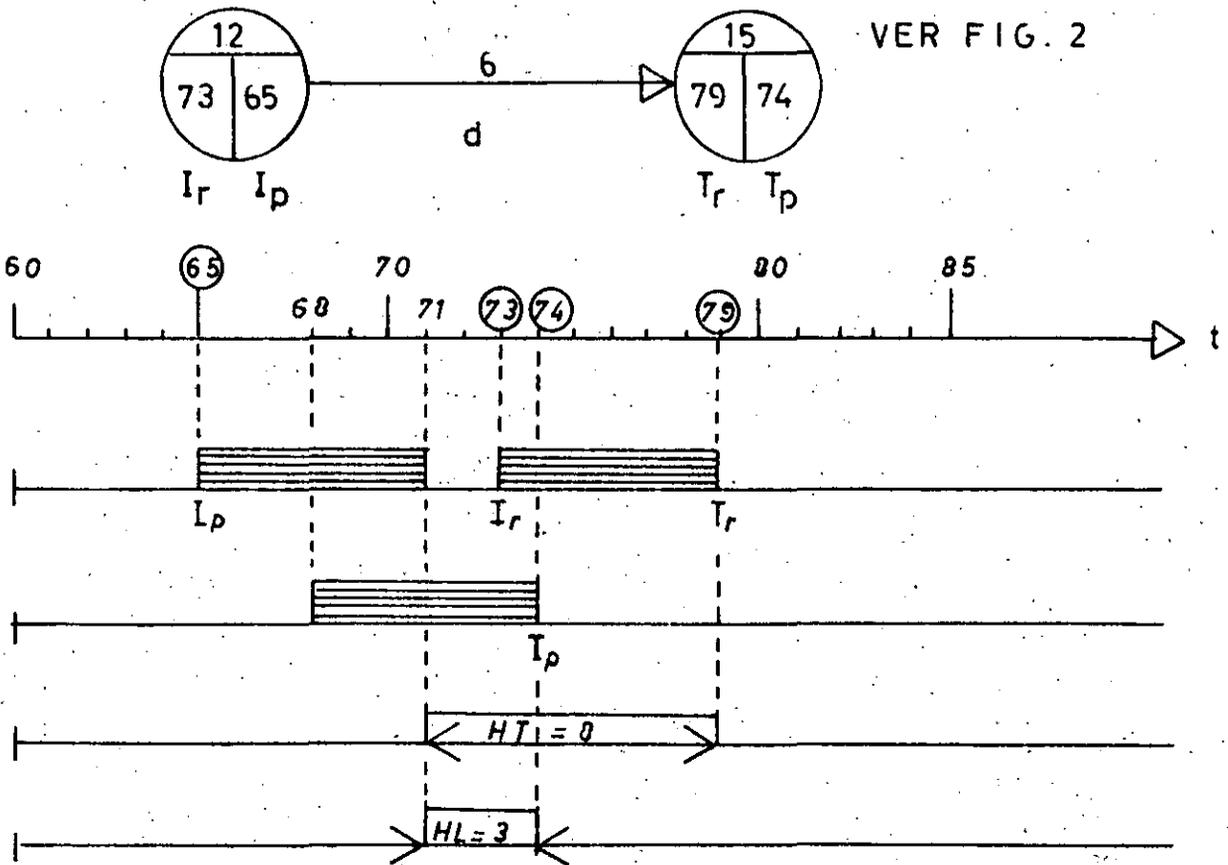
Holgura total

$$H.T. = T_r - (I_p + d) \text{-----(1)}$$

Holgura libre

$$H.L. = T_p - I_p - d \text{-----(2)}$$

Representación gráfica de las holguras en el eje de los tiempos.



Se propone la siguiente tabla para mayor facilidad y más rapidez en el cálculo de las Holguras.

TABLA DE HOLGURAS

DATO QUE SE OBTIENE DEL DIAGRAMA	DATO QUE SE OBTIENE DEL DIAGRAMA	SE ANOTAN TODOS LOS I_p <i>iniciación próxima.</i>	SE CALCULA : $I_R = I_R - d$	SE CALCULA : $T_p = I_p + d$	SE ANOTAN TODOS LOS T_R <i>terminación remota.</i>	$T_R - T_p = H.T.$ H.T. = 0 EN LA RUTA CRITICA.	$T_p - I_p - d = H.L.$ ver fig 2 H.L. = 0 EN LA RUTA CRITICA.
ACTIVIDAD	DURACION "d"	INICIACION		TERMINACION		H. T.	H. L.
		PROXIMA I_p	REMOTA I_R	PROXIMA T_p	REMOTA T_R		
1 2	8 días	0	0	8	8	0	0
2 3	6	8	8	14	14	0	0
3 4	10	14	14	24	24	0	0
4 5	30	24	24	54	54	0	0
5 9	11	54	54	65	65	0	0
9 11	0	65	65	65	65	-	-
11 14	8	65	65	73	73	0	0
14 16	12	73	73	85	85	0	0
16 17	10	85	85	95	95	0	0
17 18	5	95	95	100	100	0	0
1 5	45	0	9	45	54	9	9
1 8	30	0	37	30	67	37	29
1 10	25	0	45	25	70	45	40
4 6	20	24	40	44	60	16	10
5 6	0	54	60	54	60	-	-
6 7	5	54	60	59	65	6	0
7 8	0	59	67	59	67	-	-
7 11	0	59	65	59	65	-	-
7 12	0	59	73	59	73	-	-
8 13	6	59	67	65	73	8	0
9 10	0	65	70	65	70	-	-
9 12	0	65	73	65	73	-	-
10 15	9	65	70	74	79	5	0
12 15	6	65	73	71	79	8	3
13 14	0	65	73	65	73	-	-
13 16	4	65	81	69	85	16	16
15 16	6	74	79	80	85	5	5

III.

DIAGRAMA DE BARRAS

Una vez formulada la Tabla de Holguras, procedemos a representar gráficamente la Ruta Crítica por medio de un Diagrama de Barras o Diagrama de Gantt, cuya construcción se explica como sigue.

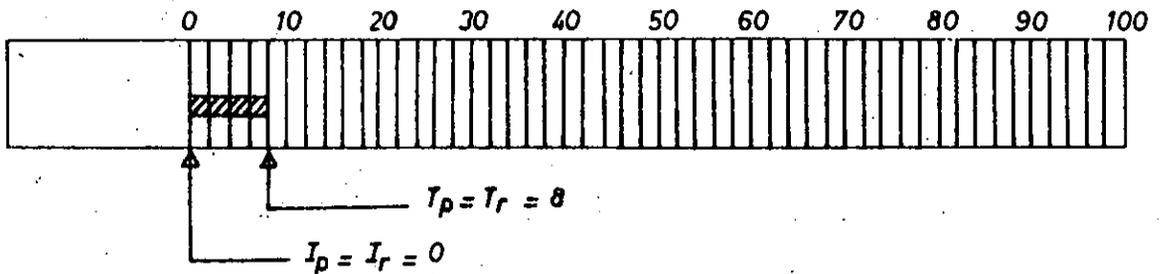
DIAGRAMA DE BARRAS

Explicación: Ver figura No. 2.

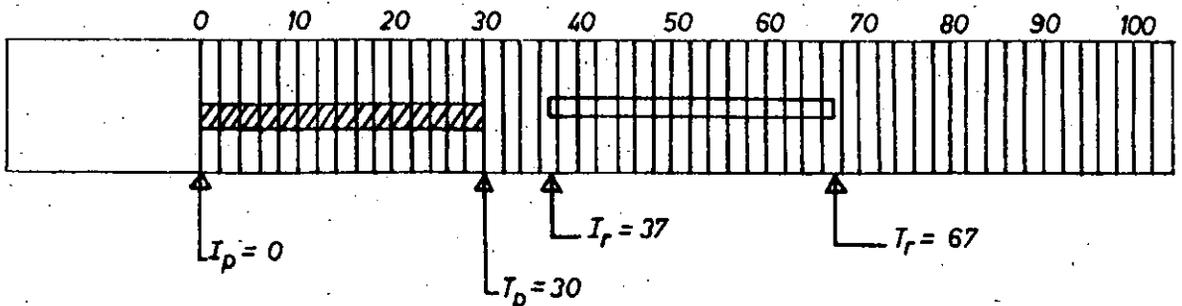
Observemos la actividad "1-2" en la que

$$I_p = I_r = 0 \quad \text{y} \quad T_p = T_r = 8$$

Se representa en el Diagrama en la siguiente forma:



Observemos ahora la actividad "1-8", la cual puede iniciarse cuando $I_p = 0$ y terminarse cuando $T_p = 30$, ya que la duración de ésta es de 30 días; pero también puede iniciarse el día "37" puesto que $I_r = 37$ y terminarse el día "67" cuando $T_r = 67$; se representa en el diagrama - como sigue:



La representación del diagrama de BARRAS o de GANTT para nuestro ejemplo es como sigue:

ALTERNATIVAS

I.- La actividad "1-2" debe iniciarse precisamente en $I_p = 0$ y terminarse precisamente en $Tr = 8$ durando exactamente 8 días, teniendo una sola alternativa. Ver Diagrama de Barras.

ESTA PRECISION DEBE CUMPLIRSE CON TODAS LAS ACTIVIDADES CRITICAS

II.- La actividad "1-8" tiene las siguientes alternativas:

a).- Iniciarse cuando $I_p = 0$ y terminarse cuando $T_p = 30$, durando 30 días; ahora bien, por lo que a la actividad "8-13" se refiere puesto que es la que la precede, no existe inconveniente para su ejecución, ya que existe un tiempo de 37 días (HOLGURA TOTAL H.T. = 37) entre la terminación de la "1-8" y la iniciación de la "8-13".

b).- Puede iniciarse al principio del día 37 cuando $I_r = 37$ y concluirse el día 67 cuando $Tr = 67$ durando 30 días, con lo que no existe inconveniente para la iniciación de la "8-13", pero debe tomarse en cuenta que tal actividad "1-8" será terminada cuando $Tr = 37$ para dar paso a la "8-13", con lo que no existe espera en ésta alternativa.

c).- Puede iniciarse cualquier día aun no terminada la "1-2", ni siquiera la "2-3", PERO DE TODAS MANERAS SE DEBERA TERMINAR CUANDO Tr- 67 para dar paso a la "8-13".

Las alternativas como las anteriores, deben analizarse para todas y cada una de las actividades en cuestión.

IV.

ASIGNACION DE RECURSOS

Obtenida la Ruta Crítica y las Holguras de las actividades de un proyecto, se procede a la distribución de los Recursos requeridos para su ejecución.

Al decir Recursos nos referimos a:

Mano de Obra

Materiales

y

Equipo

Estos recursos representan, evidentemente, erogaciones de dinero en la realización del proyecto.

La asignación o distribución de Recursos requeridos para la ejecución de las actividades de un proyecto dependen de numerosos factores, entre los cuales podemos mencionar los siguientes:

- a). - Número de unidades en que pueden medirse las actividades.
- b). - Duración del Proyecto.
- c). - Métodos de ejecución.
- d). - Número de actividades que pueden ejecutarse por unidad de tiempo; ciertos grupos básicos de trabajo integrados por cierto personal y cierto equipo.

e). - Espacios y servicios requeridos para cada grupo básico de trabajo.

etc.

Teniendo en cuenta factores como los mencionados y fijada una duración "Crítica o no Crítica", es posible elaborar una lista de "recursos - requeridos" y determinar la intensidad requerida para cada uno de ellos. Esta intensidad puede obtenerse dividiendo la cantidad total del recurso en estudio que se necesita en el tiempo que dura la actividad, entre el tiempo que dura dicha actividad.

No obstante, como los recursos deben de estar de acuerdo con los ingresos y egresos del proyecto, en muchas ocasiones se llegan a presentar situaciones de falta de dinero en un momento dado. Esto es debido - principalmente a que se tienen concentraciones de inversiones muy fuertes que sobrepasan las cantidades disponibles. Si se hace un balance lógico de recursos de acuerdo con las holguras disponibles, es muy posible llegar a preveer anticipadamente la cantidad de recursos requeridos, así como tam bién cuando éstos sobran en el proyecto, sobre todo en lo que se refiere a personal y equipo.

Veamos un ejemplo con repartición de recursos haciendo uso de las holguras.

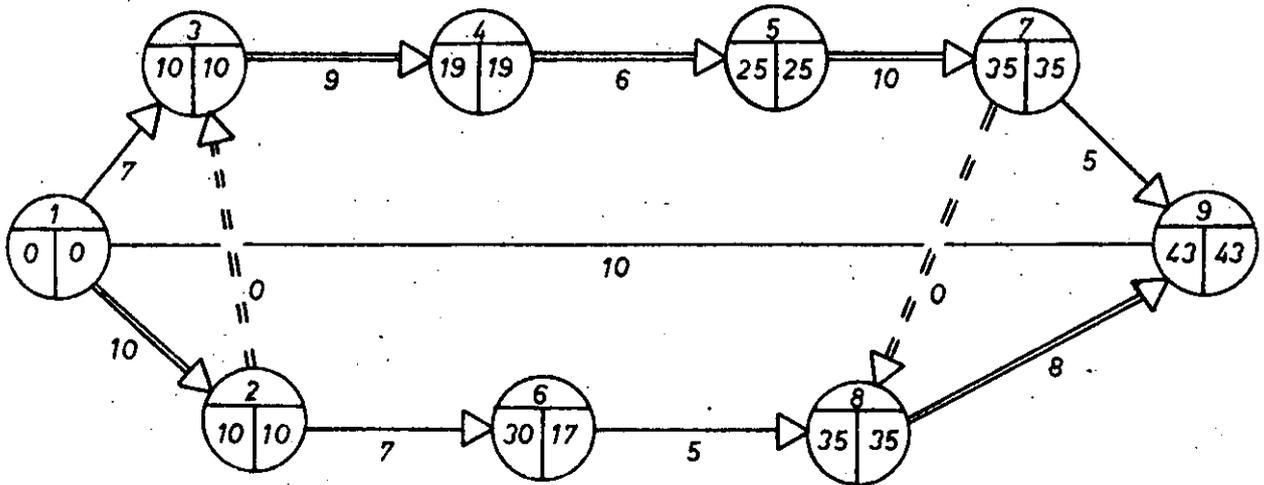


FIGURA I

ACTIVIDAD	EQUIPO	PERSONAL	DURACION	HT	HL	PROXIMA		REMOTA	
						I_p	T_p	I_r	T_r
1-2		5	10	0	0	0	10	0	10
1-3		4	7	3	3	0	7	3	10
3-4	PALA	2	9	0	0	10	19	10	19
4-5		7	6	0	0	19	25	19	25
2-6	PALA	2	7	13	0	10	17	23	30
5-7		4	10	0	0	25	35	25	35
6-8		3	5	13	13	17	22	30	35
7-9		4	5	3	3	35	40	38	43
8-9		5	8	0	0	35	43	35	43
1-9		7	10	33	33	0	10	33	43

Para hacer un balanceo adecuado, se hará primero la programación de "actividades críticas" y posteriormente las "no críticas" en orden de precedencia, o sea primero las que tengan una holgura total más pequeña y así, sucesivamente según vayan creciendo las holguras.

Analizando la tabla de la figura 1, vemos que las actividades "3-4" y "2-6" requieren una pala cada una, e iniciándose en la misma fecha; pero la "3-4" es crítica y la "2-6" no lo es.

Suponiendo que solo se dispone de una pala, primero se utilizará en la "3-4" y se analizará si la actividad "2-6" se puede retrasar 9 días; como tiene una holgura total de 13 días, sí es posible iniciarla el día 19 - para terminarla el 26, quedando aun 4 días de holgura total; la holgura total de la que inmediatamente le sigue, la "6-8", se disminuirá también para quedar en 4 días.

La tabla de tiempos para estas tres actividades quedará:

ACTIVIDAD	EQUIPO	PERSONAL	DURACION	HT	PROXIMA		REMOTA	
					I_p	T_p	I_r	T_r
3-4	PALA	2	9	0	10	19	10	19
2-6	PALA	2	7	4	19	26	23	30
6-8		7	5	4	26	29	30	35

De acuerdo con estos datos, como equipo total se necesita sólo una pala, que hará primero el trabajo de la actividad "3-4" y luego pasará a ejecutar el trabajo de la "2-6" sin modificar la secuela ni los tiempos de duración de cada actividad.

Así como se hizo el balanceo para el caso particular de la pala en el ejemplo anterior, se puede hacer una distribución de las brigadas de obreros, o de otros recursos, con objeto de tener una distribución más económica y racional.

Este sistema de balanceo de recursos es igual al comúnmente usado con el sistema tradicional de barras, pero con la ventaja de que ahora se puede disponer de la movilidad debida a las holguras en las actividades "no críticas" y de que si en ocasiones se tuvieran fuertes concentraciones de recursos, se puede aumentar la duración de actividades "no críticas", disminuyendo la cantidad de recursos en alguna de ellas, con el objeto de disminuir la concentración, siempre y cuando no se sobrepasen las holguras totales.

Programa de Erogaciones y Recuperaciones.

Dada la naturaleza del método de la Ruta Crítica, puede asegurarse que los programas elaborados con este método, pueden afinarse tanto como lo permita la experiencia y conocimientos del personal de planeación y programación.

Si suponemos que se hace una programación cuidadosa de un proceso, es posible efectuar un análisis bastante real de dicho proceso. Este análisis puede consistir de:

- a). - Determinación del programa de erogaciones y recuperaciones necesarias para realizar el proceso.
- b). - Determinación del programa de utilidades de la empresa contratista.

Para ilustrar la forma en que pueden hacerse las dos determinaciones anteriores en la figura 2 se muestra el diagrama de erogaciones por unidad de tiempo, así como el programa de recuperaciones en la misma unidad de tiempo. (Las recuperaciones son los pagos efectuados por el cliente).

Sumando las cantidades representadas por las barras llenas y por las barras vacías, ver figura 2, se obtienen respectivamente, las gráficas de recuperación acumulada y de egresos acumulados indicadas en la figura 3.

En la fig. 3 se muestra la gráfica de erogaciones y recuperaciones acumuladas, y la utilidad total obtenida por la empresa contratista.

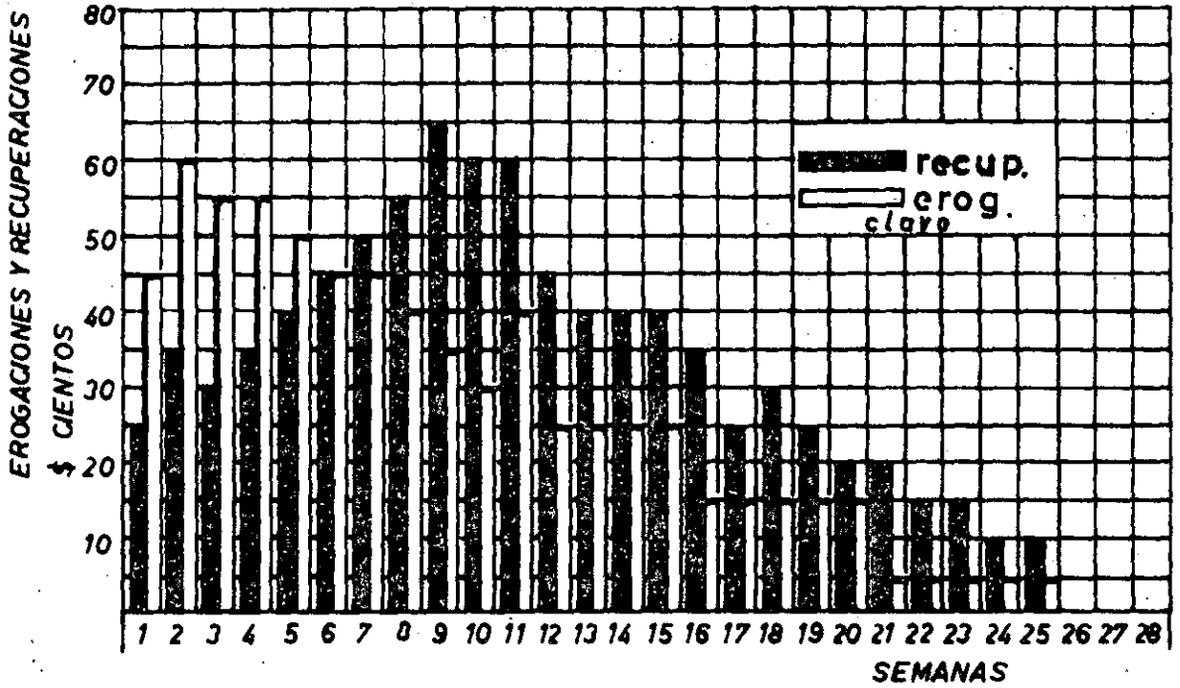


FIG. 2

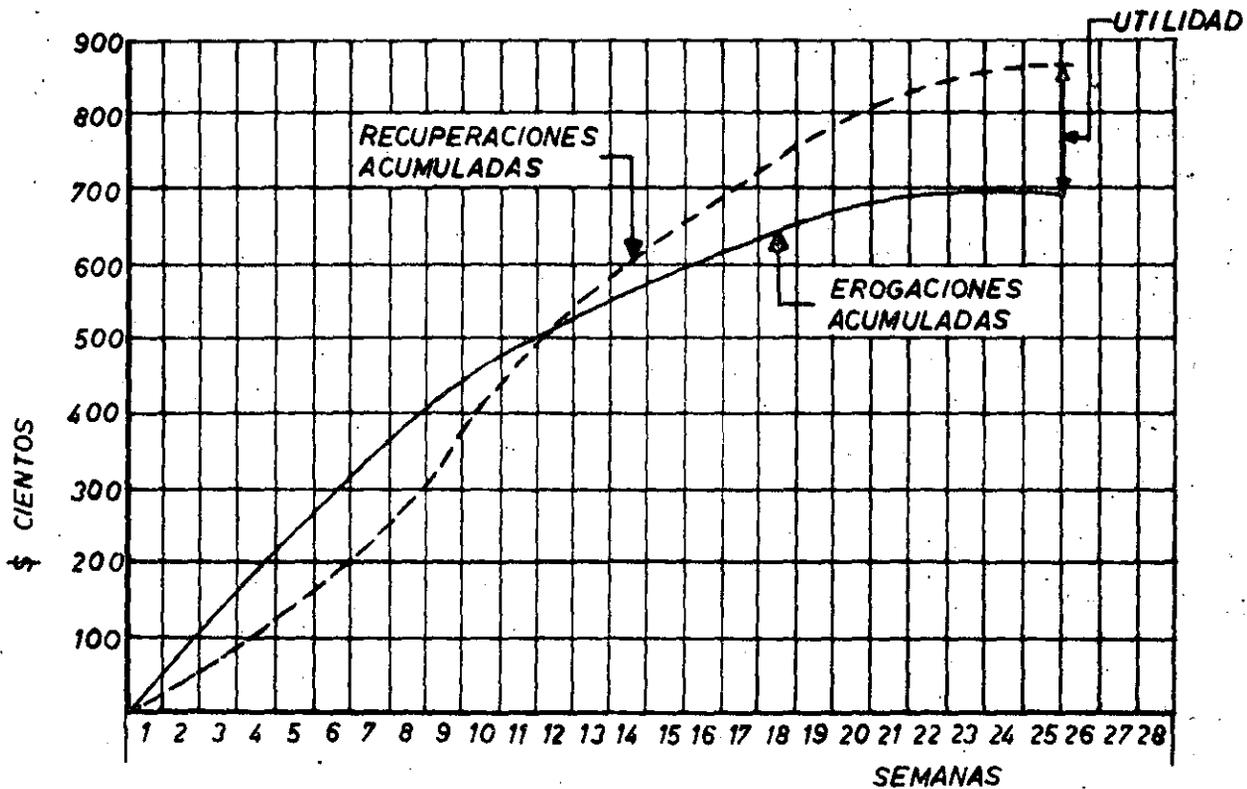


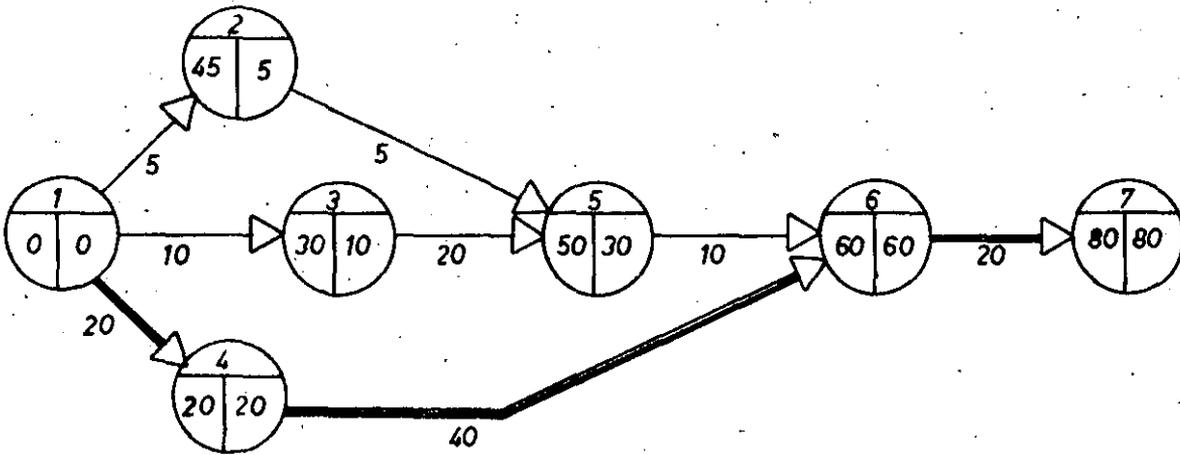
FIG. 3

V. COMPRESION DE REDES

Se entiende por Compresión de Redes el proceso de acortar el tiempo de duración de un proyecto, determinado por el método de Ruta Crítica.

Proponemos un ejemplo sencillo para la explicación del proceso.

Supongamos que tenemos la siguiente red:



Vemos que la duración del proyecto es de 80 días, pero:

NO NOS CONVIENE LA DURACION

- 1o.- Porque el proyecto debe terminarse antes de los 80 días (el cliente así lo ha pedido).
- 2o.- La red que proponemos es el faltante de ejecutar de una obra en proceso, la cual se ha atrasado y de acuerdo con el programa

55

54

ma general no disponemos ya de los 80 días originales.

En la Compresión de Redes debemos tener presente que cuando:

LA DURACION SE ACORTA

EL COSTO AUMENTA

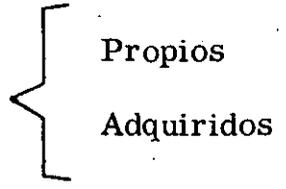
Nota: Si la parte del costo asociada a los recursos aumenta más que lo que se disminuye a la asociada con el tiempo.

También puede ocurrir que el Costo Aumente cuándo la Duración Aumente, si la parte del costo asociada con el tiempo crece más que lo que se disminuye la parte asociada a los recursos. Por último, cuando el control del proyecto es deficiente pueden aumentarse incontrolablemente los costos por efecto de recursos que no se utilizan adecuadamente, independientemente de que crezca la parte del costo asociada al tiempo.

La duración de un proyecto depende de:

a). - Procedimientos de construcción

b). - Recursos



Consideramos que:

CON LA DURACION NORMAL SE OBTIENE UN COSTO NORMAL

165

CON LA DURACION DE PREMURA SE OBTIENE UN COSTO DE PREMURA MAYOR AL COSTO NORMAL

La Duración de Premura se obtiene igual que la Duración Normal - $\left(\frac{\text{Volumen}}{\text{Rendimiento}} \right)$, pero basada en la utilización del máximo número de recursos que aumenten el rendimiento para obtener una duración mínima posible.

AL ACORTAR UNA ACTIVIDAD HASTA DURACION LIMITE, AUMENTA EL RENDIMIENTO DE LOS GRUPOS DE TRABAJO POR LA INTRODUCCION DE MAS RECURSOS, AUMENTANDOSE EL COSTO.

CUANDO SE ACORTA UNA ACTIVIDAD AL LIMITE ("DURACION DE PREMURA") SE HACE NECESARIO DISPONER DE MAS RECURSOS

Una vez obtenidas las duraciones y costos normales y de premura, se puede obtener el gasto en pesos que nos cuesta reducir cada actividad - por cada unidad de tiempo, empleando la siguiente fórmula:

$$\frac{\text{COSTO EN PESOS}}{\text{UNIDAD DE TIEMPO}} = \frac{C_P - C_N}{D_N - D_P}$$

Proponemos la siguiente tabla:

TABLA DE DURACIONES Y COSTO

Actividad	Dn	Dp	Cn	Cp	Pesos/Día
1 - 2	5	1	100	500	100
1 - 3	10	5	5	10	1
1 - 4	20	5	500	2000	100
2 - 5	5	1	20	100	20
3 - 5	20	10	500	3000	150
5 - 6	10	5	25	150	25
4 - 6	40	5	100	310	6
6 - 7	20	15	15	20	1
SUMAS	80	35	2265	6090	

Costo para llevar a cabo la obra en 80 días

Cn= \$ 2 265.00

Costo para llevar a cabo la obra en 35 días

Cp= \$ 6 090.00

COSTO DE RUPTURA \$ 6 090.00

(Suma de costos de premura)

Procedimiento para la Compresión

Si queremos acortar un día el proyecto, lo hacemos:

94

1o. - En la Ruta Crítica.

2o. - En la actividad de menor costo por día acortado.

Si aun se requiere acortar más tiempo el proyecto, se comprime en la actividad más barata de las que forman la cadena o Ruta Crítica. Una vez comprimidas las actividades mas convenientes y si no se ha llegado al tiempo acortado requerido, se procede a comprimir actividades críticas, - considerando que reiterando compresiones pueden producirse varias cadenas o Rutas Críticas.

Pasos:

1. - Actividad crítica de menor costo en pesos/día es la "6-7"; para comprimirse un día, vemos que pesos/día = \$ 1.00, entonces.

$$COSTO_n = \sum COSTO_n + \frac{Costo}{Día_n} \times N^o DIAS_n \text{ acortados}$$

$$COSTO DEL PROYECTO = 2265.00 + 1.00 \times 1 = \$ 2266.00$$

Observamos que el costo total del proyecto al acortarse un día su duración, aumenta de \$2 265.00 a \$ 2 266.00.

2. - Si la actividad "6-7" se comprime 5 días:

$$COSTO DEL PROYECTO = 2265.00 + 1.00 \times 5 = \$ 2270.00$$

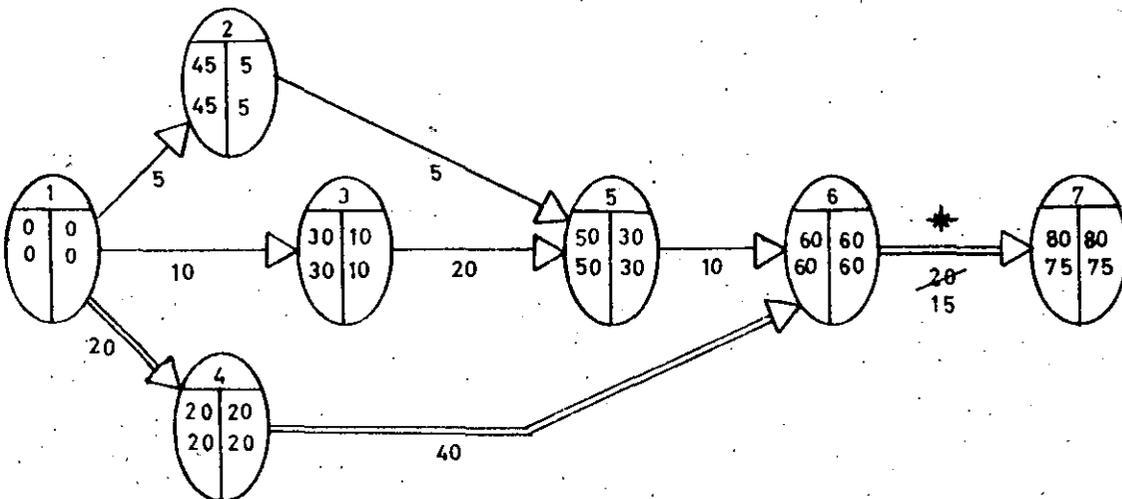
Al acortar 5 días la "6-7", ahora su duración es de 15 días (Duración de Premura), con lo que queda "totalmente comprimida".

UNA ACTIVIDAD QUEDA TOTALMENTE COMPRIMIDA CUANDO AL ACORTAR SU DURACION EN UNA O VARIAS COMPRESIONES SE LLEGA A SU DURACION DE PREMURA

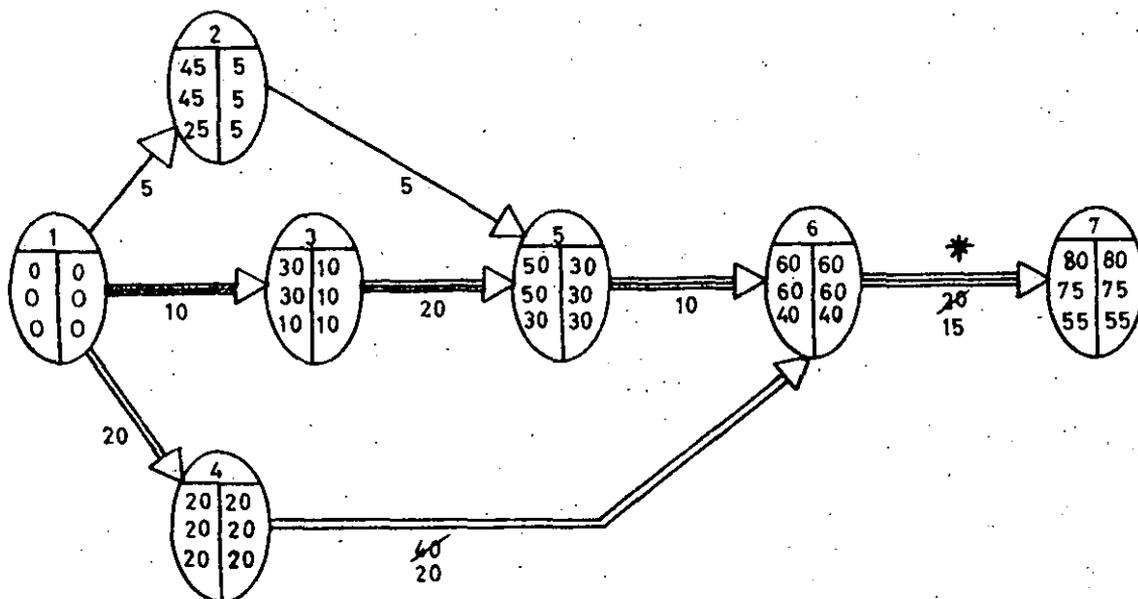
En el diagrama se indica con un asterisco (*) que la actividad está "totalmente comprimida".

Debemos acortar el proyecto de 80 días a 35 días según la tabla de duraciones y costos.

1a. - Compresión. - 5 días en la actividad "6-7"; queda representada en el siguiente diagrama o red:



2a. - Compresión.- Podemos hacer una reducción de 20 días en la "4-6".



La conveniencia de reducir 20 días, fue la de no afectar la Ruta Crítica original, pero se ha creado otra ruta crítica por la cadena 1-3-5-6.

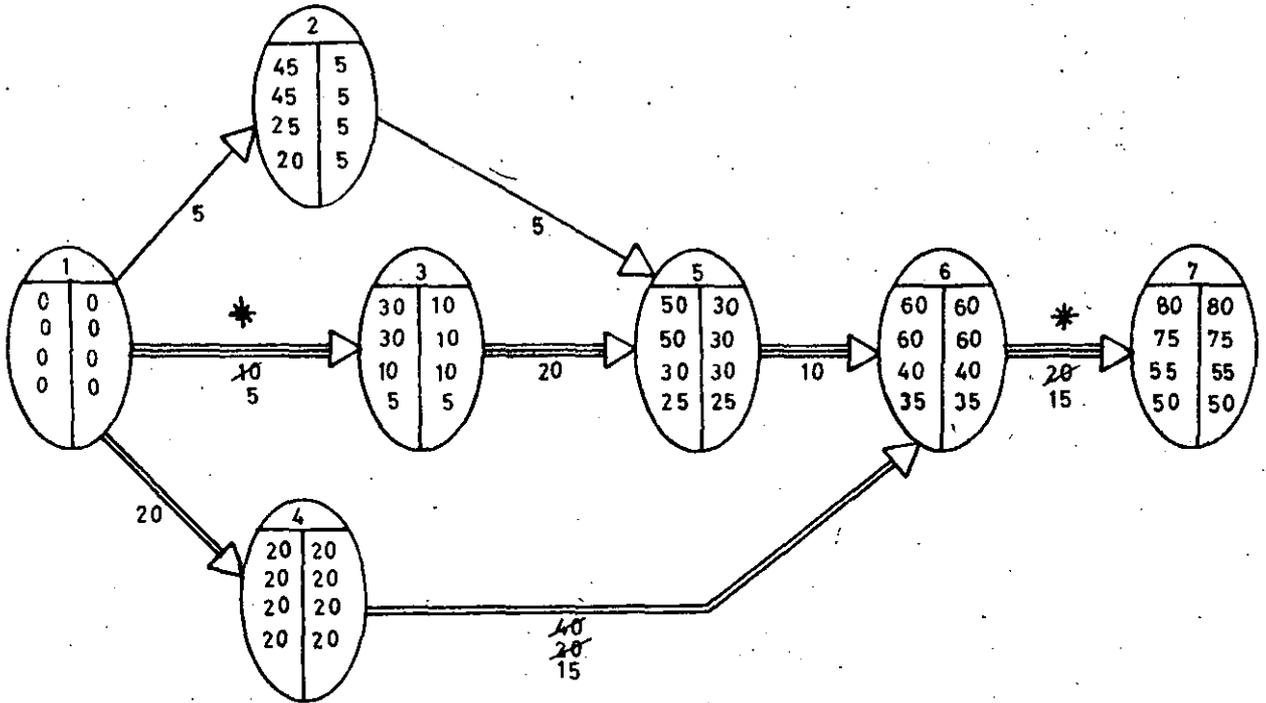
No conviene reducir más la actividad "4-6", porque se presentaría una holgura en ésta actividad, lo que hace que desaparezca la Ruta Crítica original, y esto no debe suceder.

3a. - Compresión. - Aquí tenemos el caso de dos cadenas críticas, por lo que se procede a reducir tiempos iguales (de n días), siendo la reducción del proyecto de n días.

Comprimiendo las actividades "1-3" y "4-6" simultáneamente en 5 días, obtenemos:

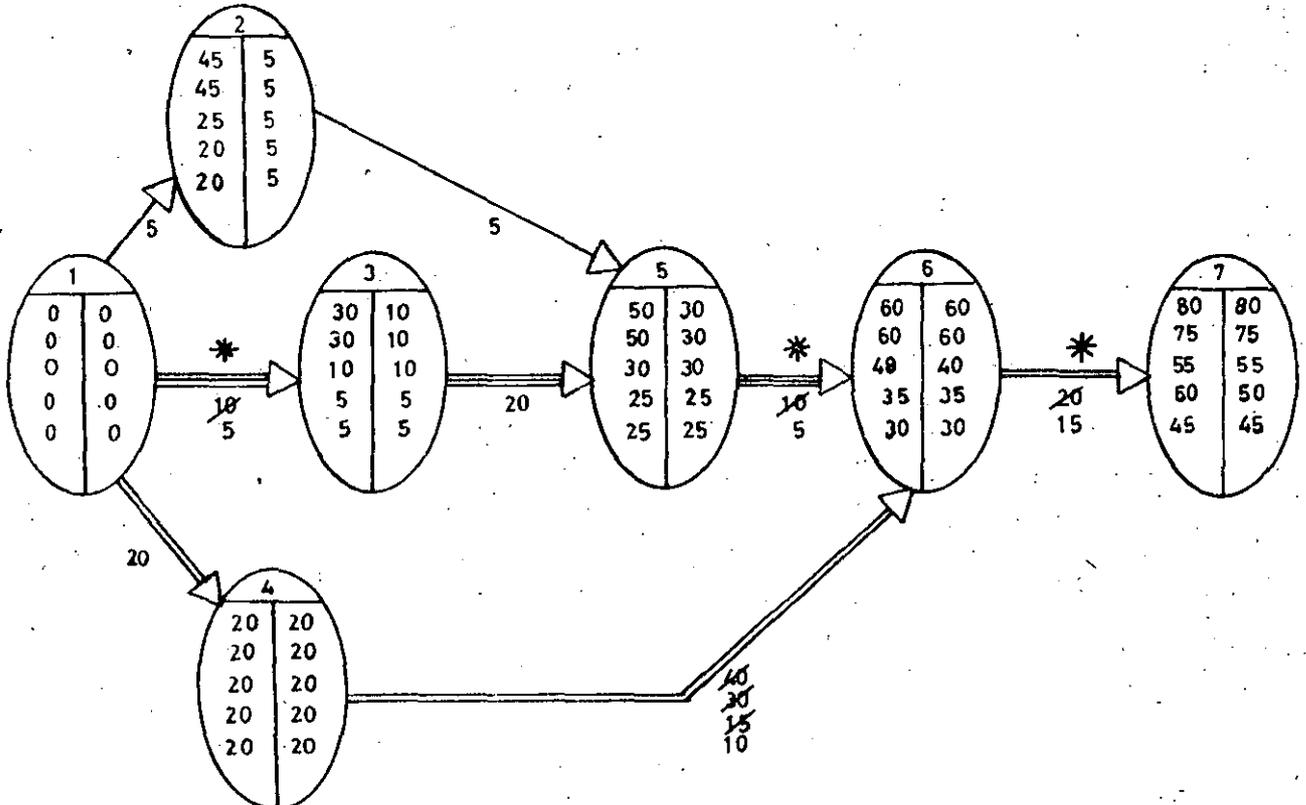
97

60

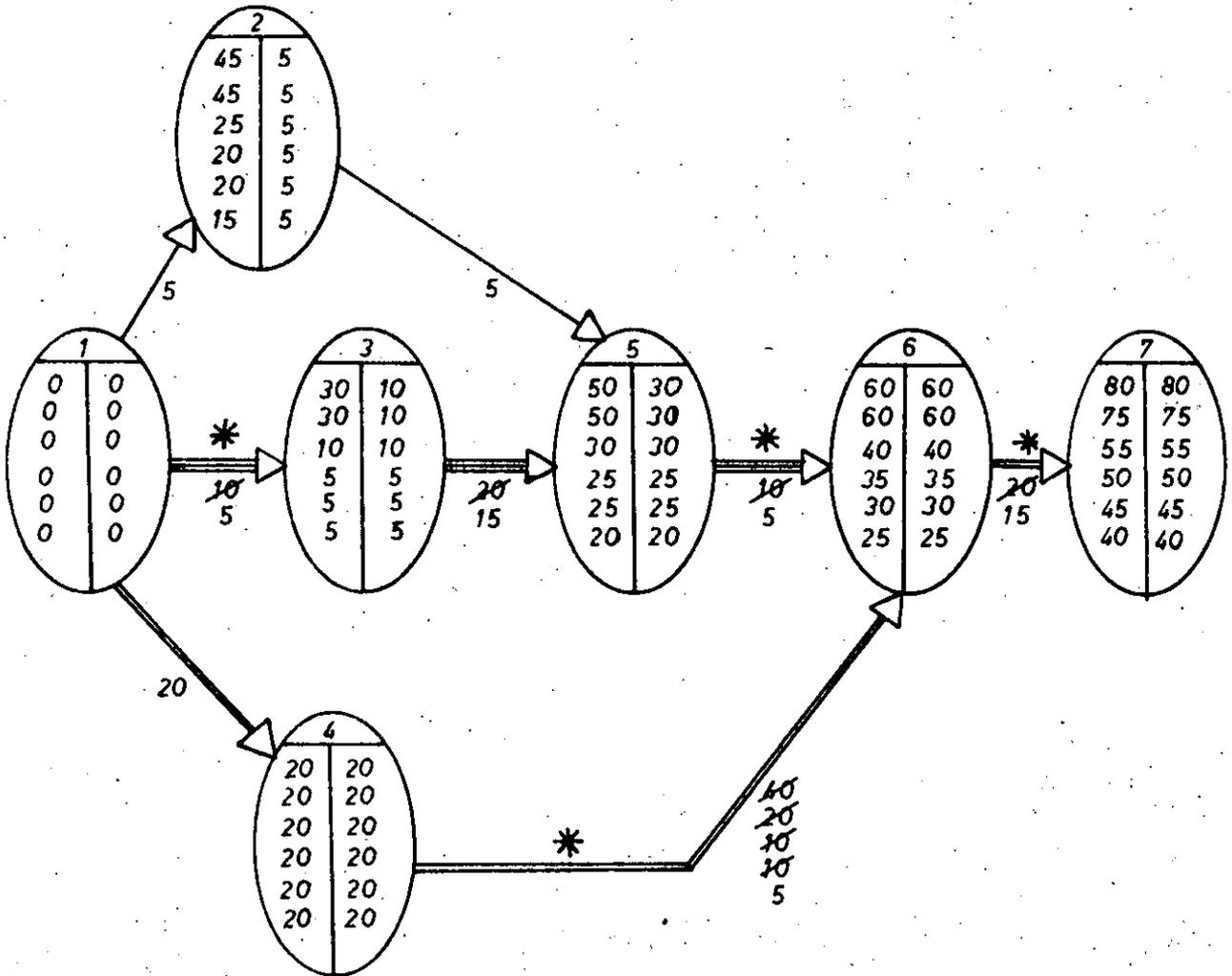


La actividad "1-3" ha quedado totalmente comprimida.

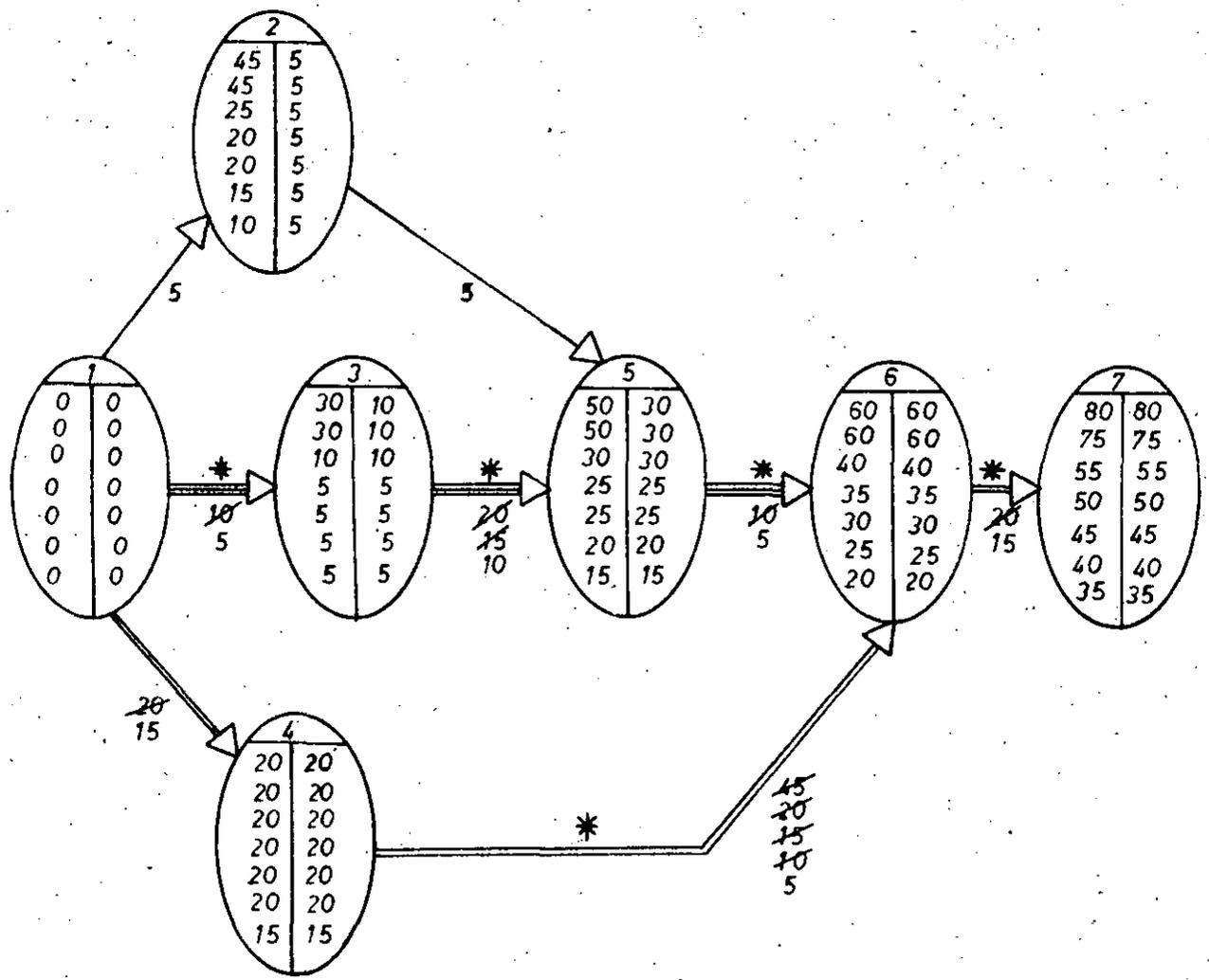
4a. - Compresión. - Se reducen las actividades "5-6" y "4-6" en 5 días, quedando totalmente comprimida la "5-6".



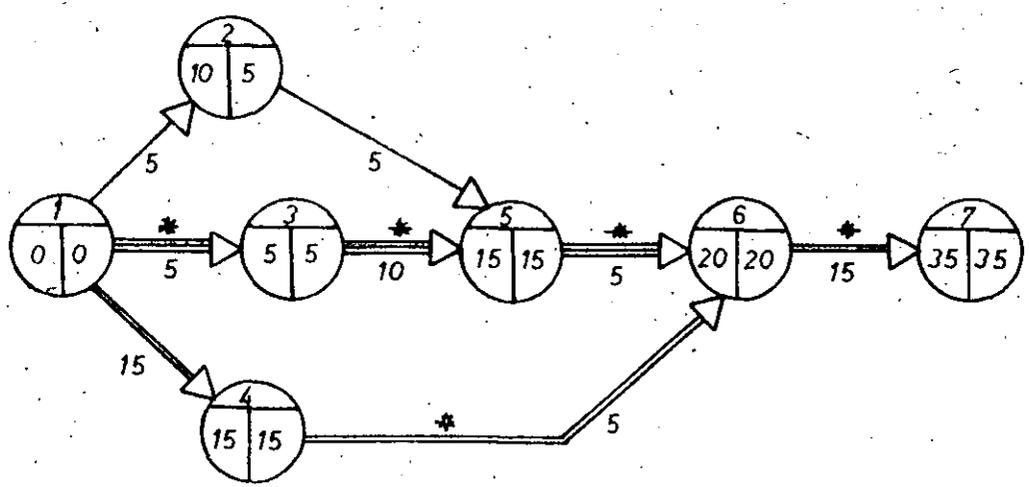
5a. - Compresión. - Se reducen las actividades "4-6" y "3-5" en 5 días, quedando totalmente comprimida la "4-6".



6a. - Compresión. - Reducción de 5 días en las actividades "3-5" y "1-4", quedando totalmente comprimida la "3-5".



Hemos llegado a la duración de 35 días con lo que la compresión de la Red está concluida, según se ha pedido. El diagrama que nos muestra el nuevo caso es:



A continuación se presenta la tabla de compresiones.

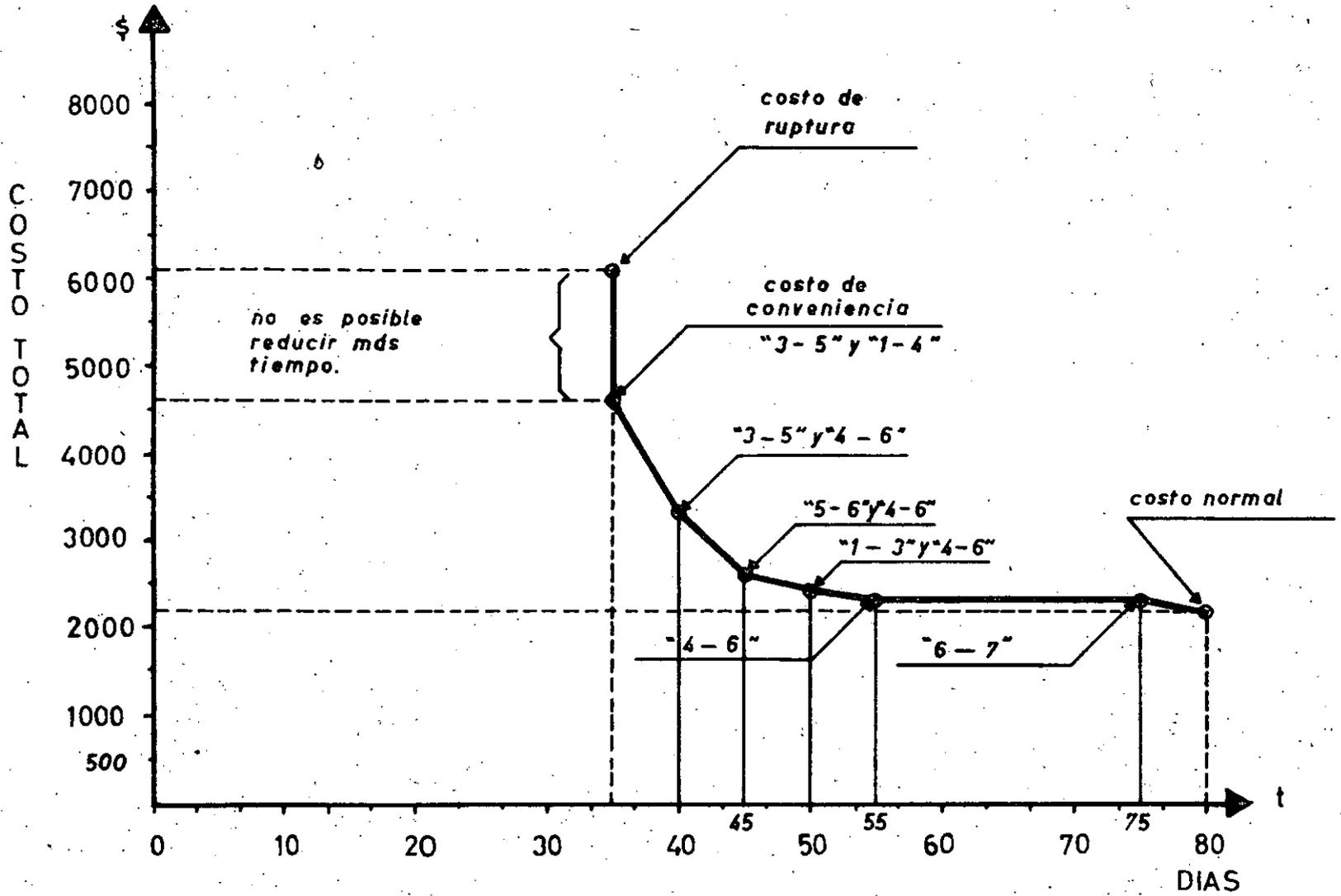
TABLA DE COMPRESIONES

Actividades	Compresiones	Operaciones	Costo total	Duración Acortada
6-7	1a. 5 días	$2265 + 1 \times 5 =$	\$ 2270	$80 - 5 = 75$
4-6	2a. 20 "	$2270 + 6 \times 20 =$	2390	$75 - 20 = 55$
1-3, 4-6	3a. 5 "	$2390 + 1 \times 5 =$	2425	$55 - 5 = 50$
5-6, 4-6	4a. 5 "	$2425 + 25 \times 5 + 6 \times 5 =$	2580	$50 - 5 = 45$
3-5, 4-6	5a. 5 "	$2580 + 150 \times 5 + 6 \times 5 =$	3360	$45 - 5 = 40$
3-5, 1-4	6a. 5 "	$3360 + 150 \times 5 + 100 \times 5 =$	4610	$40 - 5 = 35$

Para una duración de 35 días, obtenemos por medio de la compresión de Redes un aumento en el costo de \$2265.00 a \$ 4610.00.

<p>\$4610.00 = COSTO DE CONVENIENCIA</p>
--

GRAFICA " COSTO TOTAL — DURACION "



VI. METODO DE BURGESS

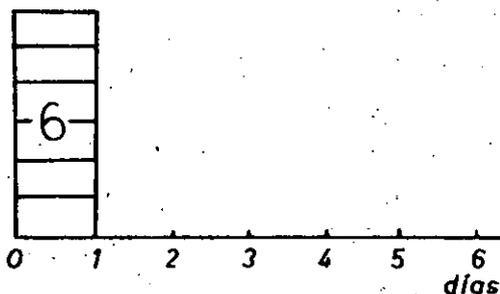
Análisis de Recursos

Un aspecto importante dentro de la ejecución de un proyecto, es el de balancear la cantidad de recursos disponibles que se requieran para la realización de cada una de las actividades que integran éste proyecto, minimizando el costo total.

El método de Burgess (así llamado por ser A. R. Burgess quien lo propuso), consiste en un balanceo de recursos (mano de obra para el ejemplo que se presenta) utilizando el procedimiento de los mínimos cuadrados.

Supóngase que se tiene una actividad que requiere de 6 días-hombre para su ejecución.

- a). - Si la duración es de 1 día, se requiere el esfuerzo de 6 hombres para la ejecución.

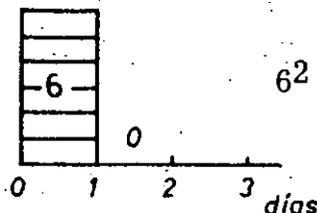


$$6^2 = 36$$

$$\text{Suma de cuadrados} = 36$$

- b). - Si la duración es de 2 días, se pueden hacer las siguientes combinaciones:

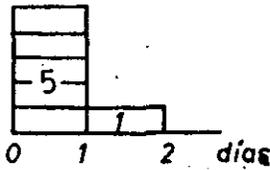
(1)



$$6^2 + 0^2 = 36$$

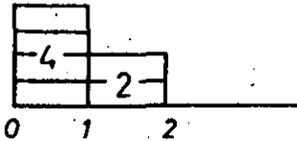
103

(2)



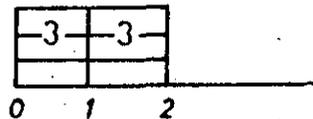
$$5^2 + 1^2 = 26$$

(3)



$$4^2 + 2^2 = 20$$

(4)



$$3^2 + 3^2 = 18$$

El caso b). - (4) es el que nos da la mínima suma de cuadrados, -
siendo esta la situación mejor balanceada y por lo tanto la más conveniente.

La aplicación del método se hace sobre el Diagrama de Barras obtenido a partir de la Ruta Crítica, anotando en una nueva columna la cantidad de personal (recursos) necesarios para efectuar cada una de las actividades que lo ameriten.

Observaciones

- a). - Los movimientos de personal se efectúan solo en las actividades con holgura.

NO SE HARAN BALANCEOS O MOVIMIENTOS DE RECURSOS EN ACTIVIDADES CRITICAS

104

- b). - Se empieza el procedimiento a partir de la última actividad enlistada que tenga holgura.
- c). - Se procede a desplazar actividades, una por una, realizando en cada movimiento la suma de cuadrados correspondiente.
- d). - Es conveniente enlistar las actividades en orden ascendente dependiendo del número del evento subsecuente al cual concurrir; si dos o más actividades concurren al mismo evento, se enlistarán en orden ascendente dependiendo del número del evento antecedente.

Se presenta el siguiente ejemplo para la aplicación del método.

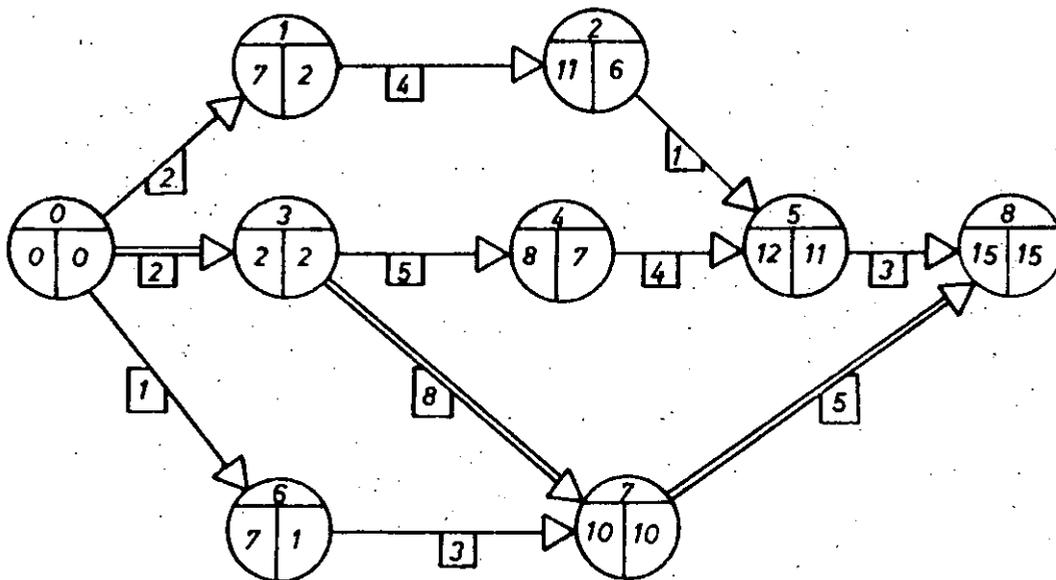


Figura I

En cualquiera de los dos casos el total de cuadrillas utilizadas es 8, ya que $6 + 2 = 8$ y $4 + 4 = 8$, pero la suma de cuadrados es menor para la nueva posición de la actividad "4-5", siendo la reducción obtenida de $40 - 32 = 8$.

Este proceso se aplica en el ejemplo según lo dicho en los incisos a). -, b). -, c). - y d). -, como sigue:

1o. - La actividad "7-8" no la movemos, es CRITICA.

2o. - La actividad "5-8" la podemos desplazar 1 día hacia la derecha sin que se produzca cambio en la suma de cuadrados ya que no requiere de ninguna de las cuadrillas consideradas (condición del problema).

3o. - La actividad siguiente que es la "6-7", moviéndola 1 día hacia la derecha obtenemos:

	Sin desplazamiento	Con desplazamiento
Cuadrillas para el día 2	$5 + 6 + 3 = 14^2$	$6 + 3 = 9^2$
" " " " 3	$5 + 4 = 9^2$	$5 + 4 = 9^2$
" " " " 4	$5 + 4 = 9^2$	$5 + 4 = 9^2$
" " " " 5	$4 = 4^2$	$5 + 4 = 9^2$
" " " " 6	4^2	4^2
	390	340

Obtenemos una disminución en la suma de cuadrados de 50.

$$390 - 340 = 50$$

Si esta actividad la desplazamos otro día más hacia la derecha

Con desplazamiento

Cuadrillas para el día 2	$6 + 3 = 9$
" " " " 3	$4 = 4$
" " " " 4	$5 + 4 = 9$
" " " " 5	$5 + 4 = 9$
" " " " 6	$5 + 4 = 9$

$$9^2 + 4^2 + 9^2 + 9^2 + 9^2 = 340$$

vemos que no se produce disminución en la suma.

Si hacemos otro cambio hacia la derecha, entonces la suma de cuadrados aumenta, por lo que éste desplazamiento no se efectúa.

4o. - Procedemos ahora con la actividad "3-7", es Crítica, no se mueve.

5o. - Con la actividad "0-6" se efectúan movimientos semejantes a los de la "6-7", tratando de reducir la suma de cuadrados, y así consecutivamente con las actividades restantes, hasta la 0-1.

6o. - Se empieza nuevamente con la última actividad que pueda desplazarse, que para nuestro caso es la "6-7", dando lugar a un segundo ciclo, con el cual se obtiene, una solución satisfactoria en donde la suma de cuadrados es la mínima. Ver diagrama B.

RESUMEN

No. EN LA TABLA	CICLO	DESPLAZAMIENTO DE ACTIVIDADES	SUMA DE CUADRADOS
1	I	Posición Original	763
-	I	"5-8" de 11 - 14 a 12 - 15	-
2	I	"6-7" de 1 - 4 a 3 - 6	713
3	I	"0-6" de 0 - 1 a 2 - 3	673
4	I	"4-5" de 7 - 11 a 8 - 12	665
5	I	"2-5" de 6 - 7 a 11 - 12	665
-	I	"3-4" de 2 - 7 a 3 - 8	-
-	I	"1-2" de 2 - 6 a 7 - 11	-
6	II	"6-7" de 3 - 6 a 5 - 8	665
7	II	"0-6" de 2 - 3 a 4 - 5	665
8	II	"0-1" de 0 - 2 a 2 - 4	641

Critical Path Method (CPM)

This program calculates the time needed to complete a set of interrelated activities.

Before using the program, set up a CPM diagram and a precedence table. As you establish the network, make sure you include 'dummy' activities in the diagram. These activities have no duration, but they may be necessary to indicate precedence of some activities over others in the network.

One feature of this program allows you to revise the network by changing activity durations and costs. In this way, you can observe changes in the critical path. Depending on the degree to which you revise the network, the path may shift by adding or eliminating activities.

Program Notes

This program currently allows 100 activities. If you want to change this, modify line 60 of the program as follows:

```
60 DIM A(1, 2), S(I), F(I), E(I,2)
```

Replace the expression 1 with your maximum, e.g., 15, 20, etc.

Negative slack time can exist for an activity; however, the program does not factor this into start or end times or the critical path length.

Example

Washoe Valves is having its state-wide sale-a-thon, a contest in which the company's three salespersons travel up Indiana, covering accounts in their territories and making as many sales as possible. At the end of their sale-a-thon, all three salespeople meet in Chicago for a recap meeting.

Nance Graham, the sales manager, wants to know when each salesperson should start the trip, how much time each will spend driving and selling and when to expect each salesperson to arrive in Chicago. Her precedence chart contains daily reimbursements to help calculate travel advances.

Activity	Nodal Sequence	Time (hours)	Cost
1. Gary drives to Terre Haute	1-2	2	30
2. Nance drives to Indianapolis	1-3	3	40
3. Lana drives to Muncie	1-4	3.5	49
4. Sell in Terre Haute	2-5	36	125
5. Sell in Indianapolis	3-6	48	320
6. Sell in Muncie	4-7	48	125
7. Gary drives to Lafayette	5-8	3	40
8. Nance drives to Chicago	6-11	5	35
9. Lana drives to Ft. Wayne, drops off valves	7-10	2	30
10. Sell in Lafayette	8-9	16	90
11. Lana drives to Chicago	9-11	4	52
12. Gary drives to Chicago	10-11	2	30

How does Nance run this program?

The minimum time needed to complete the sale-a-thon is 61 hours (the critical path) and will cost \$966 in travel advances.

HOW MANY ACTIVITIES IN THIS NETWORK? 12

- ENTER START, END NODES FOR ACTIVITY 1 : 1 , 2
ENTER DURATION AND COST 2 , 30
- ENTER START, END NODES FOR ACTIVITY 2 : 1 , 3
ENTER DURATION AND COS 3 , 40
- ENTER START, END NODES FOR ACTIVITY 3 : 1 , 4
ENTER DURATION AND COS 3.5 , 49
- ENTER START, END NODES FOR ACTIVITY 4 : 2 , 5
ENTER DURATION AND COS 36 , 125
- ENTER START, END NODES FOR ACTIVITY 5 : 3 , 6
ENTER DURATION AND COS 48 , 320
- ENTER START, END NODES FOR ACTIVITY 6 : 4 , 7
ENTER DURATION AND COS 48 , 125
- ENTER START, END NODES FOR ACTIVITY 7 : 5 , 8
ENTER DURATION AND COS 3 , 40
- ENTER START, END NODES FOR ACTIVITY 8 : 6 , 11
ENTER DURATION AND COS 5 , 35
- ENTER START, END NODES FOR ACTIVITY 9 : 7 , 10
ENTER DURATION AND COS 2 , 30
- ENTER START, END NODES FOR ACTIVITY 10 : 8 , 9
ENTER DURATION AND COS 16 , 90
- ENTER START, END NODES FOR ACTIVITY 11 : 9 , 11
ENTER DURATION AND COS 4 , 52
- ENTER START, END NODES FOR ACTIVITY 12 : 10 , 11
ENTER DURATION AND COS 2 , 30

START NODE	END NODE	EARLY START	LATE FINISH	DURATION	SLACK	COST
1	2	0	2	2	CRITICAL	30
1	3	0	3	3		40
1	4	0	9	3.5		49
2	5	2	38	36	CRITICAL	125
3	6	3	56	48		320
4	7	3.5	57	48		125
5	8	38	41	3	CRITICAL	40
6	11	51	61	5		35
7	10	51.5	59	2		30
8	9	41	57	16	CRITICAL	90
9	11	57	61	4	CRITICAL	52
10	11	53.5	61	2		30

$A(I,1)$ $A(I,2)$ $S(A(I,2))$ $F(A(I,2))$ $E(I,1)$ $S(I)$ C

JLIST

```

10  REM  CRITICAL PATH METHOD (CPM)
20  REM  /A/ ARRAY = STAR AND END NODES FOR EACH ACTIVITY
30  REM  /S/ ARRAY = EARLY START TIMES FOR EACH ACTIVITY
40  REM  /F/ ARRAY = LATE FINICH TIMES FOR EACH ACTIVITY
50  REM  /E/ ARRAY = DURATIONS AND COSTS NORMAL ACTIVITIES
60  REM  /C/ ARRAY = DURATIONS AND COSTS OF CRASH ACTIVITIES
70  DIM A(100,2),S(100),F(100),E(100,2),C(100,2)
80  DEF FN R(Z1) = INT ((Z1 * 1000 + .5)) / 1000
90  PRINT "CRITICAL PATH METHOD"
100 PRINT
110 PRINT "HOW MANY ACTIVITIES IN THIS NETWORK ";
120 INPUT N
130 FOR I = 1 TO N
140 PRINT
150 PRINT "ENTER STAR, END NODES FOR ACTIVITY ";I;
160 INPUT A(I,1),A(I,2)
170 IF A(I,2) < = A(I,1) THEN 200
190 IF A(I,2) < N THEN 260
200 PRINT " START NODE MUST BE NUMBERED LOWER"
210 PRINT " THAN END NODE, AND END NODE MUST."
220 PRINT "BE LES THAN THE NUMBER OF ACTIVITIES."
230 PRINT " *** TRY ENTRY AGAIN ** "
240 PRINT
250 GOTO 140
260 PRINT "          ENTER DURATION AND COST";
270 INPUT E(I,1),E(I,2)
280 S(I) = 0
290 F(I) = 0
300 NEXT I
310 REM LOOP TO FIND EARLY STARTT TIME FOR NETWORK
320 FOR I = 1 TO N
330 IF S(A(I,2)) > = S(A(I,1)) + E(I,1) THEN 350
340 S(A(I,2)) = S(A(I,1)) + E(I,1)
350 NEXT I
360 F(A(N,2)) = S(A(N,2))
370 REM LOOP TO CALCULATE LATE FINISH TIMES FOR NETWORK
380 FOR I = N TO 1 STEP - 1
390 IF F(A(I,1)) = 0 THEN 420
400 IF F(A(I,1)) > F(A(I,2)) - E(I,1) THEN 420
410 GOTO430
420 F(A(I,1)) = F(A(I,2)) - E(I,1)
430 NEXT I
440 C1 = 0
450 L = 0
460 PRINT
470 REM CALCULATE SLACK TIME IN S1
480 PRINT "START  END  EARLY  LATE"
490 PRINT "NODE  NODE  START  FINISH  DURATION  SLAKE
      COST"
500 FOR I = 1 TO N
510 PRINT A(I,1); TAB( 9);A(I,2); TAB( 17);S(A(I,1)); TAB( 24);
520 PRINT F(A(I,2)); TAB( 32);E(I,1);
530 S1 = F(A(I,2)) - S(A(I,1)) - E(I,1)
540 IF S1 > 0 THEN 580

```

```
545 IF L > = F(A(I,2)) THEN 590
550 PRINT TAB( 42);"CRITICAL":
560 L = L + E(I,1)
570 GOTO 600
580 PRINT TAB( 42);S1:
590 GOTO 600
600 PRINT TAB( 14);E(I,2)
610 C1 = C1 + E(I,2)
620 NEXT I
630 PRINT
640 PRINT "THE CRITICAL PATH LENGTH IS ";L
650 PRINT "TOTAL COST OF THIS NETWORK = ";C1
660 PRINT
670 PRINT "DO YOU WANT TO CHANGE ANY"
680 PRINT "ACTIVITY DURATIONS (Y/N)";
690 INPUT A$
700 IF A$ = "N" THEN 870
710 IF A$ < > "Y" THEN 660
720 PRINT
730 PRINT "WICH ACTIVITY";
740 INPUT I
750 IF I < 1 THEN 720
760 IF I > N THEN 720
770 PRINT "CURRENT DURATION IS ";E(I,1);", COST = ";E(I,2)
780 PRINT "ENTER NEW DURATION AND COST";
790 INPUT E(I,1),E(I,2)
800 PRINT "----RECALCULATING NETWORK----"
810 PRINT
820 FOR I = 1 TO N
830 S(I) = 0
840 F(I) = 0
850 NEXT I
860 GOTO 310
870 END
```

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Ruta Crítica al Alcance de Todos
Mario Schjetnan Dantan. UNAM. 1977
- 2.- Método de la Ruta Crítica y Las Aplicaciones a la
Construcción,
James M. Antill. Ronald W. Woodhead,
Limusa, 1983
- 3.- Determinación de la Ruta Crítica (Tomo I)
Planeación de Operaciones Aplicadas Tomo II
Asignación y Programación de Recursos Tomo III
Dr. R. L. Martino , Editora Técnica, S. A.
- 4.- Método del Camino Crítico
Catalytic Construction Company, Diana, 1978.