

HERNÁN CASTRO R.

Notas de Construcción



Colección Artes y Humanidades



Programa Editorial

HERNÁN CASTRO R.

Notas de Construcción



Colección Artes y Humanidades

Se suele clasificar los temas de la Construcción en 4 ramas: Movimiento de Tierra, Edificación, Administración y Legislación. Sin querer restarle importancia a la Edificación (que de por sí merecería un extenso tratamiento), estas Notas tratan algunos temas relacionados con las otras tres ramas, en las que su autor ha tenido mayor actividad.

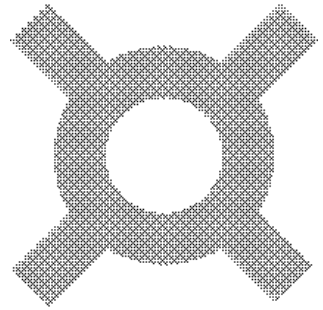
Sin duda en la ejecución de obras clasificadas como de Construcción Pesada el Movimiento de Tierra suele ser una de sus principales actividades, no sólo porque tiene íntima relación con ese medio que en últimas determina la estabilidad de todas las obras que se construyen, sino porque su desarrollo significa tener que preparar cuidadosamente y poner en marcha una coordinada y apasionada sucesión de acontecimientos de interés técnico, logístico, industrial, legal e, incluso, del aspecto humano de quienes intervienen en el drama y en el que actúan costosos equipos de maravillosos diseños y se aplican procedimientos de construcción verdaderamente ingeniosos. Como consecuencia de lo anterior, las Notas no podían dejar de hacer referencia a algunos asuntos del Estatuto de Contratación Estatal en Colombia y, por supuesto, a métodos para planear y programar la ejecución de estas obras.

Pero, además, al escribir estas *Notas de Construcción*, el autor ha querido aportar algo de sus modestas experiencias con las entidades y empresas que construyeron muchas obras de la ingeniería pesada con esfuerzo y aciertos, aunque no exentos a veces de involuntarios errores que se corrigieron oportunamente y de los cuales, valga la verdad, casi siempre obtuvo más enseñanzas que de los mismos aciertos.



HERNÁN CASTRO R.

Notas de Construcción



Colección Artes y Humanidades

Universidad del Valle
Programa Editorial

Título: *Notas de Construcción*
Autor: Hernán Castro R.
ISBN: 978-958-670-334-5
ISBN PDF: 978-958-765-767-8
DOI: 10.25100/peu.252
Colección: Artes y Humanidades - Construcción
Primera Edición Impresa abril 2004
Edición Digital junio 2018

Rector de la Universidad del Valle: Édgar Varela Barrios
Vicerrector de Investigaciones: Jaime R. Cantera Kintz
Director del Programa Editorial: Omar Díaz Saldaña

© Universidad del Valle
© Hernán Castro R.

Diseño de carátula: Henry Naranjo Pérez

Este libro, o parte de él, no puede ser reproducido por ningún medio sin autorización escrita de la Universidad del Valle.

El contenido de esta obra corresponde al derecho de expresión del autor y no compromete el pensamiento institucional de la Universidad del Valle, ni genera responsabilidad frente a terceros. El autor es el responsable del respeto a los derechos de autor y del material contenido en la publicación (fotografías, ilustraciones, tablas, etc.), razón por la cual la Universidad no puede asumir ninguna responsabilidad en caso de omisiones o errores.

Cali, Colombia, junio de 2018

CONTENIDO

¿Una Definición?	7
CAPÍTULO 1	
El Proyecto-Concurso y Licitación	9
1.1. El proyecto y su factibilidad	9
1.2. En busca del proyectista y del constructor de la obra	10
CAPÍTULO 2	
El Contrato de Obra	13
2.1. Algo sobre la ley 80 de 1.993: contratación estatal	13
2.2. Anticipo del valor del contrato - Reajustes	22
2.3. Términos de referencia del Concurso.....	23
2.4. Pliego de condiciones de la licitación	25
CAPÍTULO 3	
La Construcción	27
3.1. Ramas de la construcción	27
3.2 . Algo sobre la administración de la construcción.....	27
3.3. Los costos de la obra	35
CAPÍTULO 4	
Movimiento de Tierras	45
4.1. Generalidades	45
4.2. Estados del suelo y sus relaciones entre sí	47
4.3. Las máquinas que mueven tierra	49
4.4. Los costos de propiedad y de operación del equipo	64
CAPÍTULO 5	
Algunos métodos para excavar en tierra a cielo abierto	81
5.1. Excavación en seco.....	81
5.2 Excavación con presencia de agua	82

CAPÍTULO 6

Experiencias en algunas obras	93
6. 1. El subproyecto Cauca - Colectores profundos	93
6.2. Los caissons abiertos: métodos de construcción - Comentarios	111

CAPÍTULO 7

Algo sobre los Túneles.....	123
7.1. Su utilidad	123
7.2. Condiciones del suelo	123
7.3. Algunos métodos de construir los túneles	124
7.4. Factores externos que intervienen en la construcción de un túnel	128

CAPÍTULO 8

Programación y Control de las Obras.....	131
8.1. Preámbulo.....	131
8.2. Diagramas de barras y de flechas - Concepto de ruta crítica	131
8.3. El tiempo - La Ruta Crítica de un programa	138
8.4. Cómo se elabora un diagrama de ruta crítica	140
8.5. Tiempo y Costos.....	144
8.6. Programación de los recursos.....	147
8.7. Compresión de un programa de ruta crítica	150
8.8. Descompresión de un programa.....	156
8.9. Actualización de un programa	157
8.10. El diagramas de nodos – LPU	159
8.11. Programación de los recursos (2).....	164
8.12. El PERT	166
8.13. Costos del proyecto – Flujo de fondos de la obra	170
8.14. El control de la ejecución de la obra	173
8.15. La Línea de Balance.....	176
8.16. Sistemas en la planificación de proyectos.....	180
Una Nota Final	183
Bibliografía	185

¿UNA DEFINICIÓN?

El diccionario define el vocablo *construcción* como el arte de construir. Y *arte*, entre otras acepciones, como el método, el conjunto de reglas para hacer una cosa bien. O sea que *Construcción* es el método o el conjunto de reglas para hacer una buena *obra*, entendida esta última palabra como el resultado del ejercicio de dicho arte.

Pero si nos imaginamos, por ejemplo, lo que hacen el ingeniero jefe de la construcción de una gran central hidroeléctrica y sus técnicos cuando alrededor de una mesa llena de planos estudian, plantean y analizan varias soluciones y deciden cuál es la más conveniente para manejar el problema que se les ha presentado en las excavaciones del túnel de desviación del río que alimentará a la central debido a que se ha detectado la existencia de un gran depósito de agua en la trayectoria del túnel que no estaba indicado en el estudio geotécnico anexo a los planos de la licitación y, por consiguiente, que no estaba previsto ni en el programa de la obra ni en los costos incluidos en la propuesta, si nos imaginamos -decíamos- esta escena, podríamos pensar que si bien la última definición es coherente, no parece ser muy expresiva para describir la actividad que se desarrolla en tan compleja situación. Entonces tal vez intentemos complementarla diciendo, por ejemplo, que *Construcción* es el arte de aplicar a la realización de una *obra* principios básicos de algunas ciencias tales como Física en muchas de sus ramas (Estática, Dinámica, Resistencia de Materiales, Electricidad, Termodinámica), Química, Economía, Administración, etc.; las cualidades y características de algunos materiales; la eficiencia de máquinas y de herramientas y la habilidad de la mano de obra calificada y aún de la que no lo es; además, las cualidades personales de quien la dirige tales como inteligencia, buen criterio, discernimiento, capacidad de trabajo, don de mando y seguridad en sus decisiones; y mucho ingenio (al fin y al cabo Ingeniería viene de ingenio). Todo lo anterior dosificado en tal forma que el resultado de su aplicación en los trabajos dé como resultado la mejor ejecución posible de la obra para las condiciones en que ésta deba adelantarse. Lo malo de este intento es que hemos llegado a una definición demasiado larga para la brevedad y concisión que requieren las buenas definiciones, pero tal vez nos parezca que es más expresiva que la primera.

Los temas de la Construcción son muchos y muy extensos y no creo que una sola persona pudiera llevar a cabo la tarea de tratarlos todos en un solo texto, al menos con

alguna suficiente profundidad. Por supuesto que está fuera del alcance de quien escribe estas notas, que sólo son eso: notas de Construcción, en las que apenas se referirá muy someramente a unos pocos de los temas que considera que pueden ser útiles a quienes empiezan a interesarse en esta actividad. Casi todos ellos son bien conocidos por muchos constructores y se pueden hallar en textos especializados, por lo que el propósito principal de estas notas es presentarlos resumidamente, tratar de ordenarlos un poco y añadirles algunos comentarios acerca de las experiencias del autor cuando los manejó en varias obras en las que tuvo la oportunidad de trabajar.

Ojalá que estas notas, que los sencillos ejercicios que se plantean en ellas sobre algunos de los temas que tratan y que la narración de las experiencias personales que aquí se presentan sean útiles a sus lectores, aunque el autor bien sabe que en construcción las buenas soluciones se deben más al ingenio del constructor que a recetas preestablecidas.

EL PROYECTO-CONCURSO Y LICITACIÓN

1.1. EL PROYECTO Y SU FACTIBILIDAD

Volvamos al diccionario para definir el término *proyecto* en la acepción que nos interesa: dice que es la representación *de la obra* que se ha de construir, con la indicación de su precio y (todos los) demás detalles. La representación de la obra que se ha de construir se hace por medio de dibujos (planos) y de un texto de especificaciones técnicas sobre la calidad de los materiales y de la mano de obra, así como sobre las características de los equipos y de los métodos de construcción que debe utilizar el constructor para ejecutarla de acuerdo con los requerimientos de su diseñador. Además, como lo indica la definición transcrita, esta información debe complementarse con el presupuesto de la obra.

El desarrollo normal de un proyecto se inicia *cuando se manifiesta su necesidad*. Necesidad que, para el caso de la construcción, es sencilla y evidente como la que siente el padre de familia que quiere proporcionarle a ésta vivienda propia; o compleja, como la que señala a los técnicos del gobierno municipal de una ciudad que es necesario estudiar la posibilidad de ampliar a corto plazo la producción de agua potable ante el acentuado incremento de su consumo, y/o de reducir al mínimo posible las altas pérdidas de agua tratada que se registran por daños en las tuberías de distribución.

En ambos casos, es obvio que los interesados en satisfacer la necesidad deben hacer un análisis cuidadoso de la solución más adecuada y de su costo, con el fin de saber si es posible llevar a cabo el proyecto respectivo. Podemos resumir las consideraciones anteriores diciendo que una obra puede y debe construirse:

- a). Si es necesaria
- b). Si es realizable

No obstante que son tan obvias las dos condiciones anteriores, no es raro ver obras que *se iniciaron* y no se terminaron debido a que faltó una de ellas, o faltaron ambas: o bien porque no se necesitaba y debió suspenderse cuando se hizo evidente su inutilidad o su inoportunidad, o porque siendo necesarias, las insuperables dificultades técnicas de su ejecución o la muy elevada relación costo-beneficio llevaron a que *se desistiera de realizarla*, al menos por un tiempo.

Es por esto que todo proyecto debe ser analizado previamente para verificar que se cumplen las dos condiciones mencionadas, es decir, que sea *factible*. La *factibilidad del proyecto*, depende de que lo sea:

- a). Técnicamente y
- b). Económicamente

Estos dos factores suelen estar correlacionados. O sea que el costo de una obra depende en parte, en *buena* parte, de la solución técnica adoptada en el proyecto. Por ejemplo, en el caso particular de registrarse una muy baja capacidad de soporte del suelo del lote donde se construirán las instalaciones de una empresa, podría resultar más económico extenderlas en una solución arquitectónica horizontal de varios bloques de cuatro o cinco plantas que en una sola torre de veinte o más pisos.

Asimismo, no sería técnicamente conveniente construir un conjunto residencial en un sitio del cual se sabe, después de elaborado el proyecto, que quedaría muy cerca del área en que por una reciente decisión municipal se construirá próximamente un aeropuerto de tráfico aéreo intenso o una planta de tratamiento de aguas residuales.

De otra parte, la viabilidad de llevar a cabo el proyecto se basa en que se cuente con la seguridad de la financiación de su costo. Los análisis que definen la viabilidad técnica, económica y financiera de un proyecto constituyen el *estudio de factibilidad* del mismo. Cuando se trata de un proyecto complejo, es muy posible que se haya llegado a la solución definitiva a través de un *anteproyecto* resultante de plantear y analizar una o más opciones. Los estudios técnicos y económicos de este anteproyecto conforman la *pre-factibilidad* del proyecto.

1.2. EN BUSCA DEL PROYECTISTA Y DEL CONSTRUCTOR DE LA OBRA

Cuando se trata de llevar a cabo el proyecto de una vivienda particular, sea para diseñarla o para construirla, la acción de buscar y designar a la persona que elabore su diseño o que construya la casa es cuestión que depende sólo de la selección y la decisión de quien necesita la vivienda.

Pero si se trata de un proyecto de una entidad del Estado, como una vía pública o una planta de tratamiento de agua potable para una ciudad, la búsqueda y la designación de quien elabore el diseño o construya la obra no es una tarea que puede adelantar aisladamente una sola persona natural, por ejemplo el director del Instituto Nacional de Vías o el gerente de la empresa de servicios públicos de la ciudad, sino que debe llevarse cabo de acuerdo con normas y procedimientos definidos previamente en la Ley.

Lo que sí se supone que sea común a los interesados en llevar a cabo la obra en los dos casos es su voluntad de buscar la persona que sea a la vez idónea para realizarla y que ofrezca hacerlo en condiciones más favorables que las de otros candidatos posibles. Actualmente en Colombia (mediados del año 2.003), las entidades estatales se rigen por las normas que establecen la Ley 80 de 1.993 (y las disposiciones que la complementan) para buscar y seleccionar las personas, naturales o jurídicas, que se encarguen de ejecutar los proyectos del Estado y luego, una vez designadas, para controlar su desarrollo.

Digamos de una vez que el proceso de buscar a quien se encargue por medio de un contrato de hacer estudios, diseños, asesorías e interventorías, se llama *concurso de méritos* y que el proceso que busca a quien se encargue de construir, reparar o mantener una obra, se llama *licitación*.

Es también, en general, un *concurso de méritos*, el proceso de buscar a quien se encargue, mediante un contrato, de realizar una tarea *por administración delegada*, tarea que puede ser un estudio un diseño, una asesoría, o una labor de construcción.

**PÁGINA EN BLANCO
EN LA EDICIÓN IMPRESA**

CAPÍTULO 2

EL CONTRATO DE OBRA

2.1. ALGO SOBRE LA LEY 80 DE 1.993: CONTRATACIÓN ESTATAL

Muchos de los grandes proyectos de la ingeniería de construcción son del Estado: vías, puertos, puentes, centrales eléctricas, plantas de tratamiento, etc. Por esta razón, vamos a dedicar unos cuantos párrafos a algunas normas de la contratación estatal vigente (Ley 80 de 1.993, como se indicó atrás) que son aplicables en varios aspectos a la contratación privada, la cual se rige por las disposiciones de la ley civil que le son pertinentes.

2.1.1. AVANCES DE LA LEY 80 RESPECTO DEL ESTATUTO ANTERIOR

Con el objeto de destacarlos, citamos algunos de los “avances significativos” de la Ley 80 respecto del estatuto anterior (decreto-ley 222 de 1.983), según los señala un conocido profesor y tratadista del derecho administrativo:¹

1. Su aplicación en *todos* los ámbitos y órdenes territoriales e institucionales (lo que no ocurría con el 222).
2. La eliminación de algunos trámites dispendiosos y poco necesarios para perfeccionar los contratos.
3. La inclusión en el régimen de la contratación estatal de los *principios de transparencia, economía y responsabilidad*.
4. La más amplia aplicación del principio del *equilibrio financiero* de los contratos y de su restablecimiento, en caso de ruptura, por medio de mecanismos de solución directa como la amigable composición, la conciliación, la transacción y el arbitramento.
5. Definir que el *incumplimiento* del contratista es la *única* causal de la caducidad.
6. La clasificación de los contratos en *de mínima y menor cuantía* para definir cuándo

deben ser escritos y cuándo deben someterse a licitación o concurso públicos, en aplicación del principio de transparencia.

7. El establecimiento del *registro único de proponentes* en la cámara de comercio de la jurisdicción del oferente (con el estatuto anterior, los proponentes debían inscribirse en cada una de las entidades estatales en cuyos contratos estuvieran interesados).
8. La solución por vía administrativa directa de los reclamos de los contratistas, evitando así los procesos jurisdiccionales (que se presentaban con frecuencia con el estatuto anterior).
9. El establecimiento del control de los contratos estatales por parte de la comunidad, en cumplimiento de lo que señala la Constitución Nacional (lo que no estaba claramente definido en el decreto-ley 222).
10. La obligación de las entidades estatales de *hacer las provisiones presupuestales* para atender los eventuales intereses y extracostos de los contratos.
11. La creación de *uniones temporales* para precisar y limitar las responsabilidades de los integrantes de consorcios.
12. El establecimiento de la *garantía única* que deben otorgar *los contratistas* en favor de la entidad contratante para responder por eventuales perjuicios económicos que le causen en el desempeño de sus obligaciones contractuales (anteriormente eran garantías múltiples). Para *los proponentes*, continúa vigente la obligación de presentar la *póliza de seriedad de la propuesta* que deben anexar a los documentos de su oferta.
13. La mayor precisión de *las responsabilidades* penales, civiles y disciplinarias de los funcionarios contratantes, que se hacen *extensivas* a los contratistas, interventores, consultores y asesores.

2.1.2. LA INSCRIPCIÓN O REGISTRO ÚNICO DE PROPONENTES

Quienes desean contratar con el Estado, deben inscribirse primero en el *registro único* de proponentes en las oficinas de la Cámara de Comercio de la jurisdicción del interesado. Allí se les entrega un formulario e instrucciones anexas para que el proponente lo diligencie y se auto-califique en calidad de *constructor, consultor o proveedor*, en las clasificaciones según su especialidad. La Cámara de Comercio revisará los datos y si los encuentra correctos, expedirá el certificado de inscripción, el cual contiene las calificaciones del puntaje del inscrito respecto de *su experiencia*, de *su capacidad de organización en salarios mensuales mínimos legales vigentes* y de *su capacidad técnica* en cada especialidad en las que aquél se inscribe.

Este registro único, que debe renovarse anualmente, es válido para que el inscrito pueda presentar propuestas para concursos o licitaciones de cualquier entidad estatal *en cualquier lugar de Colombia, si en el momento de hacerlo no se encuentra impedido* para hacerlo.

2.1.3. CAPACIDAD Y COMPETENCIA PARA CELEBRAR CONTRATOS

Las normas legales definen que pueden contratar *con el Estado* las personas a quienes la ley otorgue capacidad para obligarse por sí mismas, incluyendo a los *consorcios y uniones temporales*.

No pueden hacerlo quienes estén impedidas por circunstancias que dan lugar a *inhabilidades o incompatibilidades*.

Las primeras se refieren a circunstancias que *son imputables al contratista*, por ejemplo estar privado por la ley de sus derechos y funciones públicas, o tener vigente aún una sanción de caducidad de contrato por parte de alguna entidad estatal, o ser servidor público, o haberse abstenido de firmar un contrato estatal después de adjudicado.

Las segundas se refieren a circunstancias *que circunscriben el impedimento del contratista a una determinada entidad por un tiempo determinado*, por ejemplo: el ex-funcionario a nivel directivo de la entidad contratante, por un lapso mínimo de un año desde su retiro como tal; o quien tiene vínculos de parentesco o de interés con alguno de sus funcionarios activos que puedan influir de alguna manera en la adjudicación del contrato.

Por parte del Estado, se dice que tienen *competencia* para contratar los funcionarios que están señalados por la ley para el efecto, como el presidente de la República (que es el único que puede hacerlo a nombre de la Nación), los ministros del despacho, los directores de departamentos administrativos, los jefes de unidades administrativas especiales, los gobernadores y los alcaldes, y algunos otros que se omiten para abreviar.

2.1.4. PRINCIPIOS QUE RIGEN LA LICITACIÓN PÚBLICA²

- **Principio de automaticidad**, según el cual la entidad pública contratante está obligada a celebrar el contrato con el oferente que haya hecho la propuesta más favorable a la administración una vez concluido el proceso licitatorio, salvo los casos previstos en la ley. Señala también que la entidad debe dar plazos perentorios y preclusivos para las varias etapas de la licitación. Por ejemplo, los pliegos de condiciones deben fijar las fechas de adjudicación y de firma del contrato; además, establece que la adjudicación es irrevocable y obliga a la entidad y al adjudicatario.
- **Principio de publicidad**, que obliga a la entidad a hacer pública la invitación a personas indeterminadas. Este carácter público debe presidir todo el proceso licitatorio, sin perjuicio del secreto que debe proteger a todas las propuestas hasta la apertura de las mismas.
- **Principio de la igualdad**, que establece que todos los oferentes tienen los mismos derechos, condiciones y obligaciones, sin ventajas ni preferencias.
- **Principio de libre acceso**, según el cual todas las personas que reúnan los requisitos básicos exigidos en el pliego de condiciones (licitación) o en los términos de referencia (concurso), tienen derecho a presentar propuestas.
- **Principio de concurrencia** o de oposición, que determina que la licitación y el concurso deben procurar que se presenten ofertas diferentes, que permitan su cotejo en un cuadro comparativo.
- **Principio de cumplimiento** del pliego de condiciones, al que deben sujetar sus ofertas los proponentes, sin perjuicio de que puedan presentar alternativas y excepciones técnicas y económicas que no signifiquen condicionamiento para la adjudicación. Se establece que debe efectuarse una audiencia pública para explicar

a los oferentes el contenido y el alcance del pliego de los términos dentro de los tres días hábiles siguientes al inicio del plazo para presentar las propuestas.

2.1.5. PRINCIPIOS DE LA CONTRATACIÓN ESTATAL

- **Principio de transparencia** que garantiza la imparcialidad y, por consiguiente, la escogencia objetiva de contratista, aún en los casos de contratación directa o urgente. Prevé también que los interesados pueden ejercer el derecho de contratar, por lo cual las actuaciones de las autoridades deben ser públicas, lo que incluye el acto de adjudicación del contrato en audiencia pública. Asimismo establece que los pliegos de condiciones o los términos de referencia deben definir claramente las reglas de juego, de tal manera que pueda hacerse una selección objetiva de la propuesta ganadora.
- **Principio de economía**, según el cual los requisitos y condiciones del contrato para las diversas etapas de su desarrollo se deben interpretar de tal manera que no haya lugar a crear trámites o requisitos distintos de los expresamente previstos. Se subraya que los trámites contractuales deben adelantarse con austeridad de medios, tiempo y gastos y debe impedirse que se presenten retardos en la ejecución de la obra que perjudiquen los intereses del Estado o del contratista. Dispone que no debe exigirse sellos ni autenticaciones innecesarias y establece la póliza única de garantía, así como la figura del “*silencio administrativo*” en favor del contratista en el caso en que la entidad estatal no se pronuncie *dentro de los dos meses siguientes a la formulación de peticiones o autorizaciones de naturaleza contractual*.
- **Principio de responsabilidad**, que señala que los servidores públicos están obligados a cumplir los fines de la contratación vigilando la correcta ejecución de lo contratado y velando por la protección de los derechos de la entidad y del contratista. Dispone que la responsabilidad de la dirección de la actividad contractual y del proceso de selección se atribuye al jefe de la entidad y que los contratistas, asesores, consultores e interventores deben responder civil y penalmente por las conductas dolosas o culposas en que incurran en su actuar contractual.

2.1.6. PODERES EXCEPCIONALES DEL ESTADO EN LA CONTRATACIÓN

Los poderes de las entidades estatales contratantes que están contenidos en las llamadas *cláusulas excepcionales* del contrato estatal son:

- **Interpretación unilateral:** la entidad podrá interpretar, mediante acto administrativo motivado (una resolución, por ejemplo) susceptible del recurso de reposición, las estipulaciones del contrato que sean objeto de diferencias con el contratista si no llegare a un acuerdo con él, con el fin de evitar perjuicios al interés público.
- **Modificación unilateral:** la entidad podrá, mediante acto administrativo motivado, adicionar o suprimir obras, trabajos, suministros o servicios, para evitar la afectación grave del servicio que se busca con el contrato. Si esta modificación altera el valor del contrato en un veinte por ciento (20%) o más, el contratista podrá renunciar a su ejecución, caso en el cual la entidad ordenará su liquidación y procederá a tomar las medidas que garanticen su terminación.

- **Terminación unilateral:** la entidad podrá disponer la terminación anticipada del contrato cuando las exigencias del servicio público lo requieran o la situación del orden público lo imponga, o cuando la persona-contratista desaparezca por muerte (si es persona natural), o por disolución de la persona jurídica, o cuando se declare la quiebra del contratista.
- **Caducidad administrativa:** la entidad podrá, mediante acto administrativo motivado, dar por terminado el contrato y ordenar su liquidación en el estado en que se encuentre, únicamente en el caso en que el incumplimiento de las obligaciones del contratista afecte grave y directamente su ejecución y evidencie su paralización. En este caso, el contratista no sólo no tendrá derecho a ninguna indemnización, sino que se hará acreedor a las sanciones e inhabilidades previstas en la Ley.
- **Reversión:** es aplicable a los de explotación o concesión de bienes del Estado y establece que dichos bienes pasan a ser propiedad del Estado, sin compensación alguna para el contratista, cuando termina el contrato respectivo.
- **Sometimiento a las leyes nacionales:** la Ley 80 modificó el contenido del estatuto anterior que establecía que los contratos del Estado colombiano con personas extranjeras estaban sometidos a la jurisdicción de los tribunales colombianos y que aquéllas debían renunciar a la reclamación diplomática respecto de sus obligaciones y derechos originados en el contrato salvo en el caso de denegación de justicia. La nueva Ley establece que los contratos del Estado colombiano celebrados en el exterior se pueden regir por las reglas del país donde se suscriba, excepto si se cumplen en Colombia; y que los celebrados en Colombia y desarrollados en el exterior podrán someterse a la ley de ese país.
- **Poderes de dirección inspección y control:** se considera que estos poderes son inherentes a la potestad del Estado y que abarcan cuatro aspectos: *a)- material*, que atiende a que el contratista cumple los actos o ejecuta los hechos que constituyen la prestación de su servicio; *b)- técnico*, que determina que el contrato se ejecuta de acuerdo con todos los requisitos técnicos de las reglas del arte, como planos aprobados y especificaciones sobre la calidad de materiales y de acabados, etc.; *c)- financiero*, que verifica el respeto a las inversiones, tarifas, reajustes, etc.; y *d)- jurídico*, que vela por el cumplimiento de las condiciones jurídicas impuestas en el contrato (*todos estos poderes se materializan a través de la interventoría del contrato*).

2.1.7. EL PROCEDIMIENTO DE LA SELECCIÓN DEL CONTRATISTA

Para hacer la selección del contratista, la entidad debe tener el estudio completo del proyecto: planos, especificaciones y factibilidad; tener clara su conveniencia y oportunidad, su adecuación a los planes de inversión, al presupuesto y a la apropiación respectiva.

Se resume a continuación el procedimiento para seleccionar el contratista entre los licitantes o concursante ante una entidad estatal.

1. El jefe o representante de la entidad estatal ordena la apertura de la licitación o del concurso mediante resolución motivada.
2. La entidad interesada elabora el pliego de condiciones o los términos de referencia, en los cuales se detalla el objeto del contrato, los derechos y obligaciones de las partes, los

factores objetivos de la selección y todo lo que se considere necesario para garantizar reglas de juego claras y completas.

3. Oportunamente (10 a 20 días antes de la apertura de la licitación o del concurso), se publican hasta 3 avisos en un medio de comunicación de amplia circulación en la jurisdicción de la entidad con intervalos de 2 a 5 días calendario.
4. Si lo solicita al menos uno de las personas que hayan retirado los pliegos o los términos de referencia, dentro de los 3 días hábiles siguientes a la apertura de la licitación o del concurso la entidad celebrará una audiencia para precisar el contenido y alcance de dichos documentos y oír a los interesados, de la cual se levantará un acta. Si es necesario, la entidad expedirá las modificaciones o aclaraciones que convenga hacer como resultado de dicha audiencia. Esto no impide que los interesados puedan solicitar después otras aclaraciones, que la entidad deberá responder por escrito y dar a conocer a todos los que retiraron los pliegos o los términos.
5. En los pliegos o en los términos debe indicarse el plazo para presentar las propuestas. Por solicitud de por lo menos las dos terceras partes de las personas que retiraron los pliegos o los términos, la entidad podrá prorrogar el plazo hasta la mitad del inicial.
6. Las propuestas deben sujetarse a las condiciones del pliego o de los términos, pero los proponentes podrán presentar alternativas si éstas no significan condicionamientos para la adjudicación.
7. Los pliegos o términos deben indicar el plazo dentro del cual la entidad evaluará técnica, económica y jurídicamente las propuestas y para solicitar aclaraciones o explicaciones a las mismas.
8. Los informes de evaluación permanecerán 5 días hábiles en la secretaría de la entidad para que los oferentes presenten sus observaciones, pero no podrán adicionar, mejorar o modificar sus propuestas.
9. Los pliegos o términos deben indicar los plazos para la adjudicación y la firma del contrato. Pero el jefe o representante de la entidad podrá prorrogarlos *hasta por la mitad de los plazos iniciales* si lo exigen las condiciones de la administración. Dentro del término de adjudicación, la entidad podrá declarar desierta la licitación o el concurso, medida que sólo podrá tomarse si en el proceso se presentan causales que impidan la selección objetiva del contratista.
10. La adjudicación debe hacerse *en audiencia pública*, a la que asistirán el jefe de la entidad o su delegado, los funcionarios públicos que hayan elaborado los estudios, los proponentes y todas las personas que quieran asistir. De dicha audiencia se levantará un acta.
11. La adjudicación se hará mediante *resolución motivada* que se notificará personalmente al favorecido y se informará a los demás proponentes dentro de los 5 días-calendario siguientes. *La adjudicación es irrevocable y obliga a la entidad y al adjudicatario.*
12. Si el adjudicatario no suscribe el contrato dentro del término fijado, se le hará efectiva la póliza de seriedad de la propuesta, sin perjuicio de que se le adelanten las acciones legales conducentes al reconocimiento de los perjuicios que no cubra dicha póliza. En este caso, la entidad podrá adjudicar el contrato al proponente que ocupó el segundo

lugar en la lista de calificaciones de las ofertas dentro de los 15 días siguientes, si ello le resulta igualmente favorable.

2.1.8. PERFECCIONAMIENTO DEL CONTRATO

El Artículo 41 de la Ley 80 expresa que el contrato del Estado se perfecciona “cuando se logre acuerdo sobre el objeto y la contraprestación y éste (el contrato) se eleve a escrito”.

Para la ejecución se requiere de la aprobación de la garantía y de la existencia de la apropiación presupuestal.

2.1.9. CONTRATOS ESTATALES

El Artículo 32 de la Ley 80 de 1993 define el contrato estatal como todo acto jurídico generador de obligaciones que celebre la entidad a la que se refiere dicho estatuto, previsto en el derecho privado o en disposiciones especiales, o derivado del ejercicio de la autonomía de la voluntad, así como los que, para *lo que nos atañe*, se enuncian a continuación:

- **Contratos de obra:** son “los que celebran las entidades estatales para la construcción, mantenimiento, instalación y, en general, para la realización de cualquier otro trabajo material sobre bienes inmuebles, cualquiera que sea la modalidad de ejecución y pago”.
- **Contratos de consultoría:** son “los que celebren las entidades estatales referidos a los estudios necesarios para la ejecución de proyectos de inversión, estudios de diagnóstico, pre-factibilidad o factibilidad para programas o proyectos específicos, así como a las asesorías técnicas de coordinación, control y supervisión.” “Añade que “son también contratos de consultoría los que tienen por objeto la interventoría, asesoría, gerencia de obra o de proyecto, dirección, programación y la ejecución de diseños, planos, anteproyectos y proyectos”.
- **Contratos de prestación de servicios:** son “los que celebren las entidades estatales para desarrollar actividades relacionadas con la administración o funcionamiento de la entidad”, los cuales “sólo podrán celebrarse con personas naturales cuando dichas actividades no puedan realizarse con personal de planta o requieran conocimientos especializados”.
- **Contratos de concesión:** son “los que celebren las entidades estatales con el objeto de otorgar a una persona llamada concesionario la prestación, operación, explotación, organización o gestión, total o parcial, de un servicio público, o la construcción, explotación o conservación, total o parcial, de una obra o bien destinados al servicio o uso público, así como todas aquellas actividades necesarias para la adecuada prestación o funcionamiento de la obra o servicio, por cuenta y riesgo del concesionario y bajo la vigilancia y control de la entidad concedente, a cambio de una remuneración que puede consistir en derechos, tarifas, tasas, valorización, o en la participación que se le otorgue en la explotación del bien,

o en una suma periódica, única o porcentual y, en general, en cualquier otra modalidad de contraprestación que las partes acuerden”.

Respecto de los *contratos de obra*, el Artículo citado (32 de la Ley 80) añade que *la interventoría deberá ser contratada con una persona independiente de la entidad contratante y del contratista*, quien responderá por los hechos y omisiones que le fueren imputables.

Y respecto de *los contratos de consultoría*, que “ninguna orden del interventor podrá darse verbalmente...”.

2.1.10. FORMA DE PAGO DE LOS CONTRATOS DE OBRAS PÚBLICAS

El estatuto de contratación administrativa anterior a la Ley 80 de 1.993 define las formas de pago de los contratos de obras públicas, *que en su esencia no ha modificado ésta*, así:

- **Por un precio global:** el contratista recibe a cambio de la prestación de sus servicios, que realiza en su propio nombre y por su cuenta y riesgo, una suma global fija, que incluye sus honorarios. En este tipo de contratos se podrá pactar la revisión periódica del precio global a la luz de las variaciones que por causas imprevistas puedan presentarse durante su desarrollo, las cuales se calcularán mediante una fórmula matemática previamente definida que las evalúe y cuyo total no podrá exceder de un valor dado.
- **Por precios unitarios:** el contratista recibe a cambio de sus servicios, que como en el caso anterior realiza en su propio nombre y por su cuenta y riesgo, una suma que resulta de multiplicar los precios unitarios pactados de los productos definidos en los términos del contrato, por la cantidad realizada y aprobada de dichos productos durante un determinado período. En este caso, se podrá pactar también una revisión periódica de los precios unitarios con una fórmula matemática prevista que pondera los factores que hayan influido en la variación de los precios durante el período analizado. La suma total de las variaciones también está limitada por la Ley: 50% del valor inicial del contrato.
- **Por administración delegada:** son aquellos en que el contratista, por cuenta y riesgo del contratante, se encarga de la ejecución del objeto del contrato. El contratista es responsable de los subcontratos que celebre; escogerá los trabajadores de la obra, a los que deberá manifestar su condición de intermediario entre ellos y la entidad “*so pena de responder solidariamente (con ella) por el pago de las obligaciones respectivas*”. Deberá pagar a los mismos con fondos del contrato (los cuales se consignan, por lo general, en una entidad bancaria como fondo rotatorio). Los honorarios del administrador delegado se pactarán en forma de porcentaje o de precio fijo.
- **Por reembolso de gastos y pago de honorarios:** son aquellos en los cuales el contratista, con cargo a su propio peculio, ejecuta las obligaciones a que se comprometió y en los que, con la periodicidad acordada, la entidad contratante le va reintegrando sus gastos y le paga los honorarios causados, los cuales se fijan de acuerdo con las

tarifas establecidas por las asociaciones de profesionales que tengan el carácter de cuerpo consultivo del Gobierno.

- **Por concesión:** como quedó definido en el numeral anterior.

2.1.11. MENOR CUANTÍA Y URGENCIA MANIFIESTA DE LOS CONTRATOS

El Artículo 24 de la Ley 80 establece, en cumplimiento del *principio de la transparencia*, la obligación de la entidad estatal de que la selección del contratista se haga a través de licitación o concurso públicos, *salvo casos* en los cuales *puede contratar directamente*, como los siguientes:

- Menor cuantía.
- Urgencia manifiesta.
- Declaratoria de desierta la licitación o el concurso.
- Cuando no existe pluralidad de ofertas.
- Prestación de servicios profesionales.
- Bienes y servicios requeridos para la defensa nacional.

De los dos primeros casos anteriores, se aclara lo siguiente:

- La *menor cuantía* del valor de un contrato estatal *depende del presupuesto anual de la entidad contratante* expresado en salarios mínimos legales mensuales. (Ver el Artículo citado).
- El Artículo 42 del estatuto comentado establece que hay *urgencia manifiesta* de un contrato en los casos en que la continuidad de la prestación de un servicio exige un rápido suministro de bienes, o la necesidad de la rápida ejecución de una obra cuando se trata de conjurar situaciones de emergencia, de calamidad o constitutivas de fuerza mayor, casos estos en los cuales le está permitido a la entidad prescindir, como se anotó, de los procedimientos normales de selección del contratista con el fin de acelerar su proceso.

2.1.12. TERMINACIÓN ANORMAL DEL CONTRATO

El contrato estatal puede darse por terminado en los casos siguientes:

- **Por mutuo acuerdo.**
- **Por incumplimiento del contratista.** En este caso, la entidad contratante puede decidirse a o abstenerse de decretar la caducidad del contrato.
- **Por modificación unilateral del contrato,** en el caso que la modificación altere su valor en un 20% o más y el contratista renuncie por tal motivo a continuar con su ejecución.
- **Por terminación unilateral,** como prerrogativa de la entidad estatal cuando las exigencias del servicio público o del orden público lo exijan.
- **Por fuerza mayor;** ajena a la voluntad de las partes, como la desaparición del objeto del contrato.
- **Por “hecho de la Administración”,** entendido como la conducta de entidades

públicas distintas de la contratante, cuando sus decisiones, así sean de carácter general, llegan a afectar de tal modo los intereses del contratista que le hacen gravosa su situación económica al romper el equilibrio financiero del contrato hasta el punto que no puede continuar ejecutándolo.

- **Por la excepción de contrato no cumplido**, basada en el Código Civil, que establece que ninguno de las partes de un contrato está en mora de cumplir lo pactado mientras la otra no lo cumpla por su parte.
- **Por inhabilidad sobreviniente** (incluye la incompatibilidad sobreviniente), cuando no es posible la cesión del contrato. (Hasta aquí las referencias a la Ley 80/93).

2.2. ANTICIPO DEL VALOR DEL CONTRATO - REAJUSTES

Algunos contratos de obras pactados *por precio global o a precios unitarios* establecen que el contratista puede disponer de una suma de dinero equivalente a un predeterminado porcentaje del valor del contrato como *anticipo* de pago de la obra que va a ejecutar con el fin de que pueda atender los gastos iniciales de la obra que la entidad le apruebe previamente. Este anticipo es depositado en una cuenta bancaria por la entidad contratante, que supervisa su correcto manejo a través del interventor. Pero, además de este control, por lo general se exige que la garantía única del contrato cubra el riesgo del manejo de dicho anticipo.

De otra parte y tal como se mencionó en el numeral 2.1.10, en algunos contratos por precio global o por precios unitarios (normalmente aquellos cuya duración sea tal que en el transcurso se puedan presentar incrementos de los costos de construcción), se prevé el *reajuste* de dichos precios mediante la aplicación de fórmulas previamente diseñadas según el tipo de la obra, en las que intervienen los parámetros de mayor incidencia en el mismo.

Así, por ejemplo, en los contratos de carreteras la fórmula de reajuste contiene factores relacionados con la adquisición, la operación y la depreciación de los equipos, los precios de los combustibles, lubricantes y llantas, además de los jornales y prestaciones sociales de los operadores y ayudantes; en los de construcción de estructuras de concreto: los precios del cemento, de los agregados, del hierro de refuerzo, de la madera y demás insumos que intervienen en la actividad, además de los jornales y prestaciones de los oficiales y ayudantes.

En los contratos que prevén el pago de un anticipo, la fórmula de reajuste lo excluyen del valor del contrato que se reajusta.

A continuación se indican dos fórmulas, de las cuales la primera reajusta todo el valor del contrato y la segunda sólo parcialmente:

$$P = P_0 \times I / I_0 \quad (1)$$

$$P = P_0 [a + b \times I / I_0] \quad (2)$$

En las cuales:

P: es el valor reajustado.

- P₀:** es el valor contratado
- I₀:** es el índice que indica la variación de los costos de la construcción respecto de un índice tomado como base, en la fecha que se presentó la oferta por parte del proponente.
- I:** es el índice que indica dicha variación, pero esta vez calculada en la fecha en que se va a hacer el reajuste.
- a:** en el caso en que se paga un *anticipo*, es la fracción decimal de su valor respecto del total de la propuesta; por lo tanto, dicho valor se excluye de los reajustes. Así, por ejemplo, si el anticipo pactado es el 30% del valor total de la propuesta, $a = 0,30$.
- b:** en el mismo caso anterior, es la fracción decimal del total de la propuesta que sí se reajusta; o sea, para el ejemplo dado: $b = 1 - a = 0,70$.

En la fórmula (1) *el factor de reajuste* es, por lo tanto, el valor de la relación $[I / I_0]$

En la fórmula (2), es $[a + b \times I / I_0]$.

En los contratos que incluyen ítems de obra cuyos precios tienen componente en dólares u otra moneda extranjera, se utilizan fórmulas de reajustes especiales que contienen factores adecuados a cada caso. Pero en todos, el propósito del reajuste no es otro que el de conservar el equilibrio financiero del contrato cuando se presentan variaciones comprobadas de los costos de construcción que no pueden ser cuantificadas *en el momento de elaborar la propuesta*.

2.3. TÉRMINOS DE REFERENCIA DEL CONCURSO

Se dijo atrás (numeral 1.2) que el Concurso de Méritos es la invitación formal de la entidad contratante para que las personas interesadas y sin impedimentos para hacerlo (añadimos ahora) le presenten sus propuestas para realizar estudios, diseños, asesorías, consultorías e interventorías. El documento que contiene la información completa a los posibles proponentes acerca del objeto del concurso y de las condiciones y requisitos que la entidad contratante exige para que aquéllos puedan concursar, se conoce como los *términos de referencia* del concurso.

A continuación se indican algunas de dichas condiciones y requisitos.

2.3.1. INFORMACIÓN GENERAL

Este capítulo debe contener la información sobre el objeto del concurso, la resolución que autorizó su apertura, las leyes y disposiciones vigentes que regirán el proceso de adjudicación, las normas que se aplicarán, la localización y descripción del proyecto, lugares, fechas y horas de la apertura y del cierre del concurso, el valor de adquisición de los términos de referencia, los requisitos que deben reunir los proponentes, la forma de pago del contrato, instrucciones sobre garantía de seriedad de la propuesta, el plazo y el criterio para la adjudicación del contrato y las condiciones que determinarán la imposición

de multas o la aplicación de la cláusula penal o para que sea declarado desierto el concurso.

2.3.2. ALCANCE DEL OBJETO DEL CONTRATO

Indica los trabajos que debe adelantar el contratista y la forma de presentar sus resultados y conclusiones, su programación, la información parcial y final y los documentos que debe entregar al contratante.

2.3.3. ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DE LOS TRABAJOS

Las entidades contratantes están exigiendo en los términos de referencia el aseguramiento de la calidad de los trabajos ofrecidos por los contratistas, para lo cual fijan las condiciones en que deben hacerlo, entre otras: normas que regirán la calidad, plan inicial (proponente) y definitivo (contratista), requisitos que debe cumplir el plan, control de documentos y datos, áreas en las que se aplicará el control.

2.3.4. FORMULARIOS DE LA PROPUESTA

Son las formas modelo que la entidad contratante diseña para unificar la presentación de los datos que solicita a los proponentes tales como la carta de presentación de la propuesta, informaciones varias como la experiencia de la firma concursante y la del personal técnico exigido, la relación de los costos directos del personal y de otros costos directos que presenta el proponente a la consideración de la entidad estatal para deducir de ellos el valor total de su propuesta.

2.3.5. ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL

Objeto del estudio, alcances, caracterización ambiental del área estudiada, etc.

2.3.6. DOCUMENTOS DE LA PROPUESTA

Los proponentes deben preparar y presentar sus propuestas siguiendo las instrucciones solicitadas en los siguientes documentos:

- Carta de presentación de la propuesta.
- Póliza de seriedad de la propuesta o constancia de depósito a favor de la entidad contratante con el mismo propósito.
- Copias del Certificado de Existencia y Representación Legal y de la Inscripción en el Registro Único de Proponentes de la Cámara de Comercio del proponente.
- Información sobre contratos vigentes y adjudicados.
- Experiencia de la firma y del personal profesional ofrecido.
- Plan de calidad ofrecido por el proponente de acuerdo con las normas respectivas exigidas.
- Cálculo detallado del valor de la propuesta, que incluye:
- Costos directos del personal profesional, técnico y administrativo (las prestaciones sociales las cubre el Factor Multiplicador).

- Otros costos directos tales como: viáticos, transportes, alquiler de equipos de topografía, de laboratorio y vehículos), costos de ensayos especiales, alquiler de oficinas y sus dotaciones, gastos de reproducción de documentos, de comunicaciones y de insumos para el normal desarrollo de los trabajos.
- Honorarios o beneficio económico del consultor por sus servicios, los cuales están cubiertos por el Factor Multiplicador.
- Impuesto IVA o del Valor Agregado.
- Los costos directos del personal, los otros costos directos, las prestaciones sociales, los costos indirectos, los honorarios y los ajustes constituyen el valor básico de la propuesta. El valor total de la misma se obtiene sumando al valor básico el valor del IVA.
- Cálculo del Factor Multiplicador (que, como se deduce de lo expuesto, es el coeficiente por el que se amplifica el valor de los gastos por concepto de sueldos y salarios básicos del personal técnico y administrativo para cubrir sus prestaciones sociales más los honorarios y el beneficio del contratista).
- Copia del comprobante de pago por la compra de los Término de Referencia.
- Carta de información de consorcios o uniones temporales.

2.3.7. EVALUACIÓN DE LAS PROPUESTAS Y ADJUDICACIÓN DEL CONTRATO

La evaluación de las propuestas se suele hacer analizando inicialmente el aspecto técnico de las mismas con el fin de calificarlas con los puntajes previstos en los términos de referencia para ponderar su calidad (personal, equipos, experiencia, alcance de los trabajos, programación de los mismos, conclusiones, informes, etc.); una vez obtenido el orden de esta calificación, se procede a revisar la propuesta económica del proponente que ocupa el primer lugar y, si es del caso, a acordar con éste las condiciones económicas definitivas que convengan a las partes. Si no es posible este acuerdo, se procedería a intentarlo con el proponente cuya propuesta técnica ocupa el segundo lugar, e incluso con el tercer lugar si la entidad lo juzga conveniente.

2.4. PLIEGO DE CONDICIONES DE LA LICITACIÓN

Se dijo (numeral 1.2) que la licitación es la invitación formal del contratante para que los interesados le presenten sus propuestas para ejecutar *trabajos de construcción, reparación o mantenimiento de obras*. El documento que contiene la información completa acerca del objeto de la licitación y de las condiciones y los requisitos que dicha entidad exige a los posibles proponentes para elaborarla y presentarla, conforman el llamado *pliego de condiciones* de la licitación. A continuación se indica *alguna* información que debe suministrar el Pliego y *algunos* requisitos y condiciones que se exigen a los proponentes y al contratista:

1. Objeto de la licitación
2. Descripción y localización de la obra
3. Información, valor y consulta de los pliegos
4. Datos sobre fechas y lugares de apertura y cierre de la licitación

5. Glosario de términos
6. Audiencia para precisar contenido y alcance de pliegos
7. Póliza de seriedad de la propuesta
8. Plazo de ejecución de la obra
9. Personal técnico y equipo mínimo exigidos al contratista
10. Programa de la obra y memoria técnica explicativa del programa
11. Preparación de la propuesta.
12. Valor de la propuesta.
13. Criterios de evaluación para adjudicación
14. Audiencia pública para adjudicación
15. Legalización y perfeccionamiento del contrato
16. Póliza única de garantía
17. Forma de pago. (anticipo y reajustes, si los hay)
18. Interventoría de la obra. Procedimientos y relaciones entre interventoría y contratista.
19. Liquidación del contrato.
20. Formularios de la propuesta³

¹ RODRÍGUEZ R. Gustavo Humberto, NUEVOS CONTRATOS ESTATALES, Librería Jurídicas Wilches, 1.994, pág. 5.

² RODRÍGUEZ R. Gustavo Humberto, Ob. Cit.

³ Tales como: carta de presentación de la propuesta, minuta del contrato, análisis de precios unitarios, análisis del factor A. D. U. (Administración, Dirección y Utilidades), relación de personal técnico directivo y de los equipos ofrecidos, informes de experiencia de la firma, de contratos ejecutados y en ejecución, programa de inversiones, lista de cantidades de obra, etc.

CAPÍTULO 3

LA CONSTRUCCIÓN

3.1. RAMAS DE LA CONSTRUCCIÓN

En términos generales, los temas de la Construcción se pueden agrupar en tres ramas principales:

- *Administración de la Construcción* (Organización y operación).
- *Movimiento de Tierra* (“Construcción horizontal”).
- *Edificación* (“Construcción vertical”).

3.2 . ALGO SOBRE LA ADMINISTRACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN

3.2.1. CARACTERÍSTICAS DE LA CONSTRUCCIÓN

- La construcción es una industria que tiene unas características especiales que dificultan su administración y la obtención de una buena y uniforme calidad de su producto (la obra), y que la diferencia de otras industrias, como se deduce de la enunciación de algunas de ellas:¹
- Es de carácter nómada en la que la constancia de las materias primas y procesos son más difíciles de conseguir que en otras industrias de carácter fijo.
- Crea productos únicos y no seriados.
- No es aplicable en ella la producción en cadena (productos móviles que pasan por operarios fijos, sino la producción concentrada (operarios móviles alrededor de un producto fijo).
- Es muy tradicional (muy inerte a los cambios).
Utiliza mucha mano de obra poco calificada, que tiene pocas posibilidades de promoción.

- Trabaja a la intemperie y, por lo tanto, está sometida a sus inclemencias.
- El producto de la construcción es único o casi único y la experiencia del usuario poco influye ulteriormente.
- Emplea especificaciones complejas y a menudo contradictorias.
- Las responsabilidades se encuentran dispersas y esto genera sombras en su calidad.
- El grado de precisión con que se trabaja en construcción es menor que en otras industrias.
- A las anteriores características podría añadirse su sensible dependencia de ciertas condiciones en que se desarrolla la construcción de la obra y que tienen que ver con la posibilidad de poder contarse, durante el proceso, con una buena calidad de los recursos necesarios para su ejecución como son: personal técnico competente, mano de obra calificada, buenos equipos e, incluso, buenos materiales, factores que inciden en la buena calidad de la obra.

Por ejemplo:

1. La economía general del país: si es buena, es posible que se presente un excelente volumen de obras y, por consiguiente, que haya dificultad para conseguir buenos recursos.
2. Las condiciones laborales de la empresa constructora: un trabajador satisfecho rinde más que otro que no lo está. (Esta condición se hace cada vez más difícil de cumplir en nuestro medio debido, entre otras razones, a los bajos salarios que se pagan y a la inestabilidad laboral de nuestros trabajadores de la construcción, que son contratados casi siempre por términos definidos, algunos muy cortos, por lo que no sienten apego alguno a la empresa y trabajan “por cumplir”, sin mayores esfuerzos).
3. Las condiciones de la obra: si es aseada, si está bien organizada, si tiene buenos y eficientes equipos y si sus instalaciones son cómodas, se facilitan los trabajos.
4. Supervisión del proyecto: tanto de parte del mismo constructor como de su interventoría.
5. Clima del sitio de la obra: temperatura, humedad, lluvias.

3.2.2. PARTICIPANTES EN EL PROCESO DE LA CONSTRUCCIÓN

Los principales participantes en el proceso de la construcción son:

- El promotor.
- El proyectista.
- El fabricante.
- El constructor.
- El subcontratista.
- El interventor.
- El propietario.
- El usuario.
- Los organismos de control.

- Los laboratorios.
- Las garantías o pólizas de cumplimiento.
- La forma de contratación.
- La formación de los técnicos.
- La investigación.
- La legislación de la construcción.
- Las agremiaciones profesionales de la construcción.
- La administración (en todos los ámbitos).

3.2.3. MENCIÓN DE ALGUNAS TEORÍAS SOBRE LA ADMINISTRACIÓN

La administración es una ciencia sobre la cual se han elaborado numerosas teorías, especialmente a partir de las ideas planteadas por Frederick Taylor, 1.845-1.915 (que dieron origen al estudio de tiempos y movimientos que aún se emplean en el campo de la producción), y de los principios que rigen la administración de una empresa enunciados por Henri Fayol, 1.841-1.925, aún vigentes:

- Pronóstico
- Planeamiento
- Organización
- Dirección
- Coordinación
- Control

Respecto de estos principios, Van Ettinger (1.943) consideró que el principio “*Control*” de Fayol cerraba el proceso sin dar lugar a sacar conclusiones de la experiencia y propuso que se cambiara por “*Evaluación*”, para dejarlo abierto al análisis y a la crítica de tal manera que dicho proceso pudiera revisarse cíclicamente y a partir de cada revisión, replantear un mejor pronóstico, un mejor planeamiento, una mejor organización, etc.

Posteriormente se han formulado nuevas teorías entre las cuales cito, con el riesgo de omitir algunas otras importantes: “*Ciclo del Desarrollo*” (Van Ettinger), “*Relaciones Humanas*” (Elton Mayo), “*Administración por Objetivos*” (Peter Drucker), “*Teoría de las Decisiones*” (Herbert Simon) y más recientemente, entre otras, análisis *FADO* (Fortalezas, Amenazas, Debilidades y Oportunidades de la empresa), y las técnicas japonesas conocidas como “*Justo a Tiempo*” y “*Reingeniería*”.

Todas estas teorías suponen que una de las bases más importantes del éxito de una empresa es su buena organización y que ésta sólo se puede lograr si sus propietarios o directores tienen:

- Un propósito común
- Un sistema de comunicación
- Voluntad de cooperación

Respecto de las dos últimas técnicas mencionadas:

Justo a Tiempo, JAT, es una “*filosofía industrial*” según sus entusiastas defensores, que busca la eliminación de todo lo que implique desperdicio en el proceso de producción, desde las compras hasta la distribución. Y como componentes de este propósito, se predica la idea de “*hacerlo bien la primera vez*” y de hacer partícipes del proceso a los empleados².

Reingeniería plantea que las nuevas empresas se construyan sobre el concepto de la *reunificación de las tareas más simples* y básicas del trabajo industrial que Adam Smith señaló como *fundamento de su organización y funcionamiento*, que durante doscientos años ha tenido vigencia, para formar procesos coherentes, entendiéndose cada uno de éstos como la serie de actividades que, tomadas conjuntamente, producen un resultado valioso para el cliente de la empresa: por ejemplo, desarrollar un producto nuevo³.

3.2.4. ORGANIGRAMA DE LA EMPRESA DE CONSTRUCCIÓN

En razón de su objetivo, la empresa de construcción realiza actividades que se inscriben en las áreas siguientes:

- Ingeniería y diseños
- Construcción en campo
- Administración y control.

Modelos de organigramas de una empresa de construcción y de una de sus obras, se muestran en las figuras 3.1 y 3.2. En empresas y proyectos pequeños, una sola persona puede manejar varias de las funciones indicadas en las mismas. La tabla siguiente (3.1), atribuida a Fayol y tomada de “*Contractor’s Organization*”, Howard P. Maxton, presenta los porcentajes de habilidades requeridas de un director de una empresa según su tamaño:

Tabla 3.1 HABILIDADES REQUERIDAS (Porcentajes)

TAMAÑO DE LA EMPRESA	Gerencial	Técnica	Comercial	Financiera	Seguridad	Contable	Total
Una persona	15	40	20	10	5	10	100
Pequeño	25	30	15	10	10	10	100
Mediano	30	25	15	10	10	10	100
Grande	40	15	15	10	10	10	100
Muy grande	50	10	10	10	10	10	100
E estatal	60	8	8	8	8	8	100

Obsérvese que a medida que crece el tamaño de la empresa su director requiere más habilidades gerenciales y menos habilidades técnicas. Sin embargo, la necesidad de las demás habilidades varía poco, en especial las financieras y contables.

Nótese que las empresas de carácter estatal exigen mucha habilidad gerencial del director y no tanta en las demás. Los organigramas mostrados en las siguientes figuras corresponden a la organización de una empresa de construcción (Fig. 3.1) y a la de una cualquiera de sus obras (Fig. 3.2).

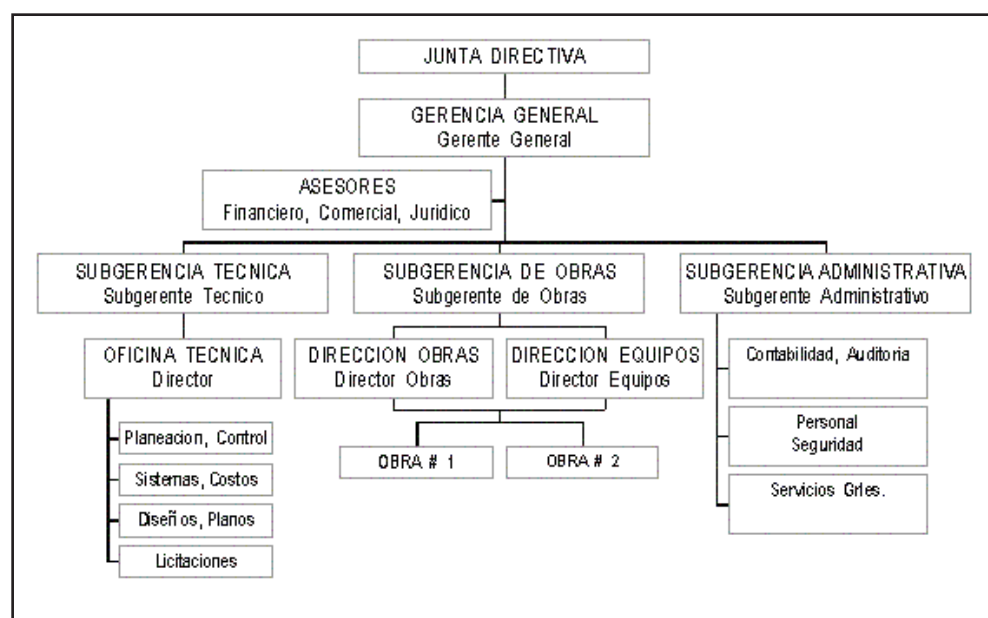


Figura 3.1
Organigrama General

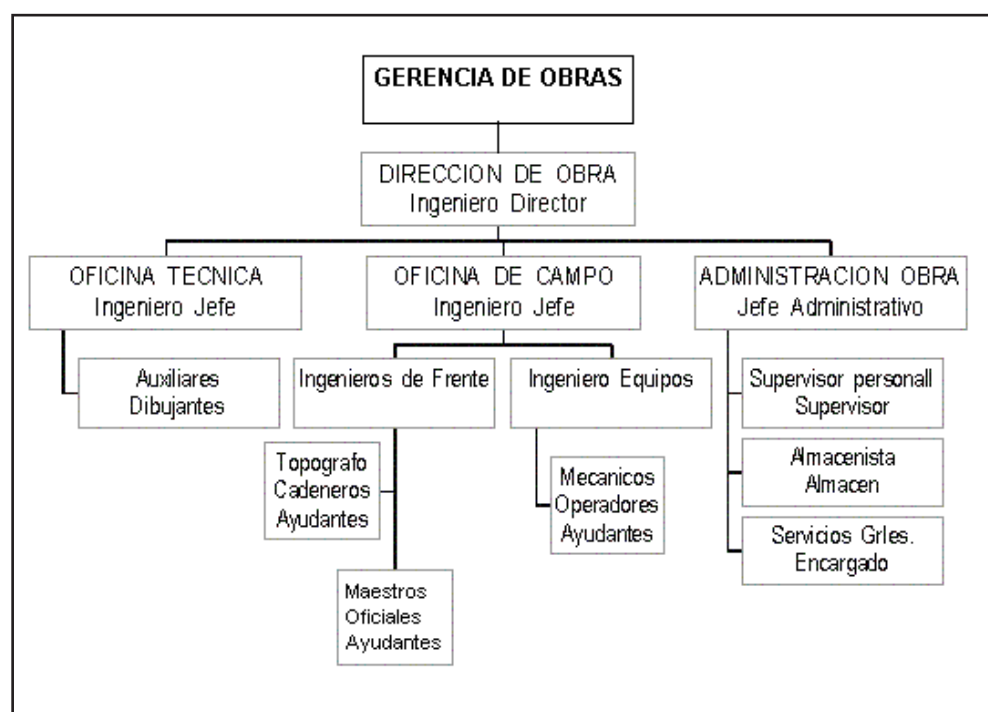


Figura 3.2
Organigrama de Obra

3.2.5. PROCEDIMIENTOS Y FORMATOS

A manera de guía, a continuación se hace una lista de los procedimientos para llevar a cabo una serie de actividades administrativas de una empresa de construcción, *la mayor parte de las cuales demanda la utilización de formatos cuyo diseño varía de acuerdo con las necesidades de cada empresa.*

Almacén: requisición, compra y salida de elementos

A - Proceso

- Requisición de suministro de almacén
- Solicitud de cotizaciones
- Planilla de cotizaciones
- Orden de compra
- Remisión del proveedor
- Factura del proveedor
- Entrada de almacén
- Tarjeta de kárdex (registro de entrada y salida)
- Vales de salida de almacén
- Planilla semanal (control de salidas de almacén)
- Informe mensual de movimiento de almacén

B - Control

- Tarjetas de control de elementos devolutivos
- Transferencias de materiales y equipos
- Paz y salvo de almacén
- Sellos de almacén (Fechador, Entregado, Recibido, Anulado)
- Comprobante de entrega de dotación al personal
- Planilla-resumen de liquidación y facturación mensual

Personal: Ingreso, Retiro, Control Nómina

A - Proceso para admisión

- Requisición de personal
- Hoja de vida del aspirante: certificados de trabajo y recomendaciones de los últimos 6 meses
- Aprobación de ingreso, cargo y asignación
- Examen de sangre
- Orden para examen médico de admisión
- Renuncia de pre-existencias en Oficina de Trabajo
- Fotocopia de documentos para ingreso: cédula, libreta militar, pasado judicial, licencia de conducción (si necesaria), certificado de vecindad
- Contrato de trabajo
- Afiliación al ISS
- Afiliación a la Caja de Compensación Familiar
- Carta para apertura cuenta de ahorros para pagos
- Boleta de remisión al frente de trabajo asignado

B - Proceso para Retiro

- Documentos para retiro: llamadas de atención, carta de renuncia, carta de terminación de contrato.
- Paz y salvo de almacén
- Liquidación final de prestaciones sociales
- Examen médico de retiro
- Expedición de certificado de trabajo
- Expedición certificado de ingresos y retenciones
- Retiro del ISS
- Retiro de la Caja de Compensación Familiar
- Carta de cancelación cuenta de ahorros por pagos.

C - Control de Personal

- Cuadro de remuneraciones del personal
- Reloj-control de tiempo
- Control diario de asistencia
- Autorización horas extras, dominicales Y festivos
- Boletas para permisos al personal
- Tarjeta de distribución de horas-hombre por fase de construcción
- Informe de accidente de trabajo al ISS
- Tabla para aportes al ISS
- Tabla para retención en la fuente

D - Nómina y Planilla de Pago

- Planilla de horas trabajadas
- Relación de horas extras
- Liquidación para pago
- Elaboración de nómina y planilla
- Finiquitos de pago
- Carta a banco con valores a cancelar
- Planilla-resumen liquidación y facturación/mes.

Servicios Generales - Equipos y herramientas

- Listado y programa de equipos (necesidades)
- Tarifas alquiler de equipos (plena, horas extras, disponibilidad⁴)
- Requisición de equipos y herramientas
- Control de horas trabajadas
- Control de combustibles
- Control de mantenimiento
- Control de reparaciones
- Informe de siniestros a compañía aseguradora
- Planilla-resumen de facturación y liquidación/mes.

Administración - Contabilidad

- Solicitud de giro de cheques
- Comprobantes recibos de ingresos de caja
- Comprobantes de pago o egreso
- Facturas
- Notas débito y crédito
- Liquidación de prestaciones sociales
- Reembolso de caja menor
- Notas de gasto
- Comprobantes de diario
- Sellos: Empresa, Pagado, Anulado, Fechador
- Tabla de retenciones en la fuente actualizada.

Oficina Técnica

A - Actividades preliminares

- Distribución de instalaciones provisionales contratista
- Cuadrillas típicas: Personal directo e indirecto
- Revisión de planos de construcción
- Revisión de especificaciones
- Revisión de cantidades de obra
- Programas de obra: Barras preliminar, definitivo, C.P.M. (de Ruta Crítica)
- Métodos de construcción
- Presupuesto de obra: Costos directos, Costos indirectos
- Listado de materiales básicos de obra
- Listado de equipos básicos de obra
- Subcontratos
- Diseño de formaleas
- Despiece de hierro de refuerzo. Cuadros
- Esquemas y detalles de construcción

B - Control de avance de obra

- Distribución de fases: Fases directas, indirectas
- Control diario de Fases
- Control diario de personal y equipos
- Informe semanal de avance de obra
- Informe mensual de avance de obra
- Informe Técnico Mensual
- Registro fotográfico
- Control de ensayos de laboratorio: concreto, suelos, refuerzo, otros)
- Registro de operaciones especiales (por ejemplo, hinca de pilotes).

C - Control de Facturación

- Desarrollo de planillas-resumen de liquidación y facturación
- Cuadro del desarrollo de las Fórmulas de Reajustes
- Memorias de cálculo del avance de la obra

- Actas de Avance de Obra: Básica, de Reajuste
- Cuadro de control de facturación y pagos
- Ordenes de Cambio⁵

D - Subcontratos

- Autorización Interventoría para subcontratar la actividad
- Cotizaciones de los subcontratistas invitados
- Planilla de análisis cotizaciones presentadas
- Autorización comité para celebrar el subcontrato
- Minuta del subcontrato
- Firma, autenticación, registro y timbre subcontrato
- Póliza de garantías del subcontratista.

3.3. LOS COSTOS DE LA OBRA

Entre los procedimientos y formatos mencionados en el numeral anterior son de especial importancia los que tienen que ver con los costos de la obra, es decir, con los controles de los insumos cuyo valor constituye el costo total de la ejecución de los trabajos de la obra.

Dichos costos se clasifican en dos grupos:

- Costos directos
- Costos indirectos

Los costos directos, tal como lo indica su nombre, son los que se relacionan directamente con el proceso de la producción, o sea los correspondientes a:

- Materiales
- Equipos y herramientas
- Mano de obra

Los costos indirectos son los que corresponden a la administración y la dirección de la obra, no solamente los que se causan en el sitio de ésta sino (en la parte proporcional a su participación en la misma) los de la oficina central de la empresa: personal técnico y administrativo, arriendos, equipos y enseres de oficinas, impuestos, intereses, transporte, comunicaciones, etc.

Para poder presentar a la entidad licitante su oferta para ejecutar una obra, el proponente debe analizar los costos de la ejecución de las diferentes fases de ella, cualquiera que sea la modalidad del respectivo contrato: a precio global, por precios unitarios, etc. Cada fase puede estar compuesta de uno o más ítems de obra. Así, por ejemplo, la fase “túnel de desviación” del río (para construir la presa de una central hidroeléctrica, por ejemplo) comprende su localización, su perforación, el retiro de escombros, el suministro y la colocación de los soportes y del acero de refuerzo del concreto, el revestimiento de concreto, las inyecciones, los drenajes, etc. Pero la manera como el proponente presenta el precio de ejecutar dicho túnel depende de lo que exijan los documentos de la licitación. Éstos

pueden solicitar el precio global de la fase, o que cada sub- ítem se presente por separado.

El costo total de ejecutar un ítem como “concreto Clase A para el revestimiento del túnel de desviación” está compuesto, como se anotó antes, de costos directos y de costos indirectos.

A los primeros pertenecen: el suministro en sitio y la colocación y el curado del concreto (lo que incluye, además, materiales, equipos, herramientas y mano de obra para su fabricación y su transporte hasta dicho sitio), y el suministro en el sitio, la colocación y posterior remoción y reparación (si se requiere) de la formaleta (lo que incluye, además, materiales, equipos, herramientas y mano de obra para su fabricación). Los costos indirectos de dicho ítem son *la fracción* del total de los gastos indirectos de la dirección y la administración *de toda la obra que corresponda al ítem en mención*. Dicha fracción se obtiene multiplicando *el costo directo del ítem considerado* por el cociente de dividir *el total de los gastos previstos para administrar y dirigir toda la obra por el total de los gastos directos de toda la obra*.

Así, por ejemplo, si *el total de los costos indirectos* calculados para ejecutar una obra es \$10.000.000 y *el total de los costos directos* de todos los ítems de la obra es \$50.000.000, el factor de costos indirectos que se aplicará *al costo directo* de cada uno de los ítems será 0,20 o veinte por cientos (20%).

3.3.1. ANÁLISIS DE COSTOS

Casi todas las empresas de construcción de hoy utilizan bases de datos obtenidos de su propia experiencia que archivan en sus ordenadores para manejar ágilmente los costos directos de muchos y muy diversos ítems de obra. Además, ya hay varias empresas dedicadas al estudio y a la producción y venta de software o de boletines impresos con dicha información, actualizada periódicamente. Con estas herramientas, el estudio de los costos directos de la ejecución de una obra que antes demandaba un análisis minucioso de todos sus pormenores se ha tornado para quienes las utilizan en un proceso con alto contenido de automatización, que ofrece ventajas y desventajas. No hay duda de que las ventajas son para los que tienen una directa información sobre métodos, rendimientos y costos de construcción obtenida *de su propia -y ojalá amplia- experiencia* en la ejecución de obras similares a las que cotiza y por lo tanto pueden manejar con habilidad dicha información. Las desventajas a las que se alude se refieren, principalmente, a las que significa confiar con exceso imprudente en los datos suministrados por empresas dedicadas a producir este tipo de información, cuyos argumentos y parámetros pueden corresponder a la consideración de condiciones y circunstancias no siempre similares a las que se tienen o se tendrán en la obra que se va a licitar. (Nota: Más adelante se hará un análisis de precio unitario para una actividad compleja).

3.3.2. ALGO MÁS SOBRE COSTOS DIRECTOS

Se anotó antes que los costos directos de construcción son los que corresponden *a los materiales, los equipos y herramientas y la mano de obra*.

Respecto de los *materiales*, no sobra decir que su costo debe incluir el impuesto IVA y los gastos de transporte y manipulación. Además, las pérdidas y los desperdicios previ-

sibles debidos a estos movimientos y/o a los procesos necesarios para su empleo en obra. (Ejemplos: los agregados del concreto; la madera para las formaleas).

Respecto de los *equipos*, más adelante se echará una ojeada acerca de su costo.

En cuanto a las *herramientas*, puede aplicarse el precio total de cada grupo de ellas según el tipo de obra en la que se emplean a la cantidad total de las obras respectivas (más un porcentaje del mismo para atender los gastos de sus reparaciones). Por ejemplo, si se trata de herramientas para el concreto estructural, se dividirá el precio total en obra (más el porcentaje para reparaciones) de, por ejemplo, vibradores de concreto, boquias, plomadas, palustres, etc., por el volumen total del concreto. Para las excavaciones a mano: el precio total en obra de carretillas, picas, palas, etc., por el volumen total de la excavación a mano.

En lo que se refiere a la *mano de obra*, por considerarlo de interés y porque el procedimiento bien podría aplicarse a nuestros propios estimativos de los rendimientos de dicho recurso, a continuación resumo el criterio que expone John S. Page en su obra "*Estimator's General Construction Man-Hour Manual*", Gulf Publishing Company, como argumento explicativo de los datos que suministra en este interesante Manual sobre rendimientos de la mano de obra en diversas actividades de la construcción, algunos de los cuales incluyo, vertidos al sistema decimal (los errores que puedan resultar de estas versiones son de responsabilidad del autor de estas notas de Construcción). Se conserva el sistema inglés en los casos en que es frecuente utilizarlo⁶.

Ante todo, el señor Page se refiere a cinco condiciones especiales que pueden servir de escenario a la ejecución de una obra de construcción y que inciden en su desarrollo. A continuación se enumeran:

- Relaciones laborales
- Condiciones del sitio de trabajo
- Economía general
- Supervisión de la obra
- Clima
- Equipos.

El citado Manual las califica de acuerdo con una escala que va desde 10 a 40% para la condición "muy baja", hasta 91 a 100% para la condición "excelente", pasando por: "baja" (41 a 60%), "mediana" (61 a 80%) y "muy buena" (81 a 90%). De estas cinco calificaciones parciales se obtiene un promedio aritmético, que es el *coeficiente de productividad* de la mano de obra analizada y que aplica a los datos *básicos* de su rendimiento en diversas actividades de la construcción. En su caso, Page *llegó al coeficiente 0,70* que aplicó a los *rendimientos básicos* de la mano de obra de todas las actividades de la construcción *excepto para las de la mampostería de ladrillo, que calculó con el factor 0,55*. O sea que si queremos utilizar los datos de su Manual para estimar el rendimiento de la mano de obra en un trabajo para el que hemos calculado un coeficiente de productividad 0,65 (5% menos que el utilizado por Page en su Manual), el dato que encontramos en éste para un ítem tal como "excavación a mano" u otro distinto de los que tienen que ver con

la mampostería de ladrillo, deberá multiplicarse por 1,05. A continuación, se transcriben y/o se adaptan algunas tablas de dicho Manual (aquí numeradas de la 3.2 a la 3.10).

Tabla 3.2 EXCAVACIONES A MANO

SUELO	CONDICION	HORAS-HOMBRE POR M3		
		NIVEL 1	NIVEL 2	NIVEL 3
BLANDO	Seco en general	1,40	1,86	2,47
	Húmedo en gral.	2,10	2,79	3,70
	Muy seco	1,75	2,33	3,10
MEDIANO	Seco en gral.	2,10	2,86	3,70
	Húmedo en gral.	2,80	3,73	4,96
	Muy seco	2,62	3,26	4,33
DURO	Seco en gral.	3,50	4,64	6,17
	Húmedo en gral.	4,20	5,58	7,43
	Muy seco	3,85	5,11	7,46
MUY DURO	Seco en gral.	4,90	6,50	8,64
	Húmedo en gral.	5,60	7,44	9,90
	Muy seco	5,25	6,97	9,27

NOTAS: Nivel designa aquí el rango de profundidad de excavación:

Nivel 1: 0-0,80 m; Nivel 2: 0,80-1,60 m; Nivel 3: 1,60-2,40 m.

H-h incluyen: picar y aflojar el suelo, palearlo fuera al borde de la excavación (Niveles 2 y 3) o cargarlo directamente a volqueta, o a carretilla para retirarlo (Nivel 1).

Tabla 3.3 EXCAVACIONES EN ROCA

TIPO DE ROCA	OPERACION	UNIDAD	HORAS-HOMBRE				
			Ayudante	Perforador	Operador Equipo	Dinamitero	TOTAL
Blanda	Perforación Ø2,5" P.N.*	pie	0,06	0,06	0,06	-	0,18
	2,0" P.N.	pie	0,04	0,04	0,04	-	0,12
	2,0" W.D.**	pie	0,01	-	0,07	-	0,08
	Voladura	Yd3	0,04	-	-	0,02	0,06
Mediana	Perforación Ø2,5" P.N.	pie	0,08	0,08	0,08	-	0,24
	2,0" P.N.	pie	0,07	0,07	0,07	-	0,21
	2,0" W.D.	pie	0,03	-	0,10	-	0,13
	Voladura	yd3	0,06	-	-	0,02	0,08
Dura	Perforación Ø2,5" P.N.	pie	0,10	0,10	0,10	-	0,30
	2,0" P.N.	pie	0,09	0,09	0,09	-	0,27
	2,0" W.D.	pie	0,05	-	0,15	-	0,20
	Voladura	yd3	0,09	-	-	0,04	0,13

NOTAS: * Con perforador neumático manual.

** Con equipo Wagon Drill.

Tabla 3.4

DEMOLICIÓN DE MAMPOSTERÍA

I T E M	UNIDAD	HORAS-HOMBRE			TOTAL
		Ayudante	Operador	Herramienta.	
MUROS SÓLIDOS					
. Con M.N. *	M3	0,30	0,30		0,60
. A mano	M3	1,75	-		1,75
MUROS HUECOS					
. Con M.N.	M3	0,23	0,23		0,46
. A mano	M3	1,71	-		1,71
ABERTURA BOQUETES					
. Con M.N.		-	-		-
. A mano	M3	6,55	-		6,55

NOTA: * Con martillo neumático manual.

Tabla 3.5

DEMOLICIONES DE CONCRETO (h-H/unidad indicada)

I T E M	UNID.	HORAS-HOMBRE					TOTAL
		Ayudante	Operador Herramienta	Operador Compresor	Engrasador	Herramienta	
Grúa y bola:*							
Losas en suelo	M3	-	-	0,11	0,11	-	0,22
Losas elevad.	M3	-	-	0,10	0,10	-	0,20
Cimientos, muros	M3						
Pavimento concr.							
Con M.N.**	M2	0,15	0,30	0,15	-	-	0,60
Con macho	M2	3,20	-	-	-	-	3,20
Losas elevadas							
Con M.N.	M3	3,28	1,36	1,36	-	-	6,00
Con macho	M3	16,22	-	-	-	2,35	18,57
Muros concr.							
Con M.N.	M3	1,03	1,03	1,03	-	-	3,09
Con macho	M3	14,39	-	-	-	-	14,39
Sardinel concr							
Con M.N.	ML	-	0,23	0,13	-	-	0,36
A mano	ML	1,47	-	-	-	-	1,47
Abrir boquets.							
Con M.N.	M3	-	5,30	2,65	-	-	7,95
Con puntero	M3	18,30	-	-	-	-	18,30
Losa de muelle	M3	1,96	1,57	1,11	-	0,52	5,16

NOTAS: * Grúa con bola de impacto para demolición

** Con martillo neumático.

Tabla 3.6

**HINCADO DE PILOTES DE MADERA Y
DE ACERO CON PILOTEADORA**
No incluye instalación, ni retiro del equipo, ni bombeo.

I T E M	UNID.	HORAS-HOMBRE						TOTAL
		Carpint.	Ayudante	Operad. Equipo	Mecánico	Ayudte. Mecán.	Herrero	
Madera: >6 m*								
Erecc.,hınca	9,3 m2	2,0	5,0	4,0	2,0	2,0	-	15,0
Extracción	9,3 m2	-	2,0	1,6	0,8	0,8	-	5,2
Acero: >6 m*								
Erecc.,hınca	9,3 m2	-	3,4	2,4	1,25	1,25	-	8,3
Extracción	9,3 m2	-	1,8	1,3	0,75	0,75	-	4,6
Corte oxiacet	30 ml	-	-	-	-	-	7,2	7,2

NOTA: * Longitud pilotes.

Tabla 3.7

CORTE Y RETIRO DE ÁRBOLES

PROCEDIMIENTO	DIÁMETRO ÁRBOL	HORAS-HOMBRE (Ayudante)
A Mano	8 a 12"	7,88
	14 a 18"	10,50
	20 a 24"	16,50
Sierra mecánica	8 a 12"	1,97
	14 a 18"	2,63
	20 a 24"	4,13

Tabla 3.8

FORMALETA DE MADERA PARA MUROS CONTINUOS

ALTURA MUROS (m)	ACTIVIDAD	HORAS-HOMBRE/M2			TOTAL
		Carpintero	Ayudante	Chofer *	
0 a 2,40	Fabricac.	0,32	0,09	-	0,41
	Colocac.	0,48	0,13	0,02	0,64
	Retiro**	0,08	0,31	0,02	0,41
	Total	0,88	0,53	0,04	1,46
2,40-2,80	Fabricac.	0,32	0,09	-	0,41
	Colocac.	0,55	0,14	0,02	0,71
	Retiro**	0,10	0,36	0,02	0,48
	Total	0,97	0,59	0,04	1,60
4,80-6,00	Fabricac.	0,32	0,09	-	0,41
	Colocac.	0,65	0,17	0,02	0,84
	Retiro**	0,11	0,42	0,02	0,55
	Total	1,08	0,68	0,04	1,80

VER: notas generales para formaletas de madera más adelante.

Tabla 3.9

FORMALETA DE MADERA PARA COLUMNAS

Columna	Actividad	HORAS-HOMBRE/M2			TOTAL
		Carpint.	Ayudte.	Chofer	
Exterior	Fabricac.	0,31	0,14	-	0,45
	Colocac.	0,56	0,28	0,01	0,85
	Retiro **	0,11	0,28	0,01	0,40
	Total	0,98	0,70	0,02	1,70
Interior	Fabricac.	0,39	0,14	-	0,53
	Colocac.	0,70	0,36	0,01	1,07
	Retiro **	0,11	0,28	0,01	0,40
	Total	1,20	0,78	0,02	2,00

VER: notas generales para formaletas de madera más adelante.

Tabla 3.10 FACTORES DE RE-USO DE FORMALETAS DE MADERA***

REPARACIONES PARA RE-USO	HORAS-HOMBRE		TOTAL
	Carpintero	Ayudante	
Primer re-uso	0,01	0,003	0,013
Segundo re-uso	0,02	0,004	0,024
Tercer Re-uso	0,03	0,006	0,036
Siguientes re-usos	0,04	0,007	0,47
Engrase (cada re-uso)	-	0,005	0,005

NOTAS generales para tablas de formaletas de madera

* Chofer del camión que transporta la formaleta.

** El Retiro incluye la limpieza de la formaleta.

*** En los re-usos, cambiar datos de Fabricación de las dos primeras Tablas por las horas-hombre indicados en esta última.

Los rendimientos de estas Tablas se basan en uso de tableros de triplex y marcos en cuarteronera de 2" para muros, provistos de orificios para instalación. Las horas-hombre corresponden a la fabricación, transporte, colocación y fijación de la formaleta, pero no incluye el tiempo para su atraque.

3.3.3. OTROS DATOS SOBRE RENDIMIENTO DE MANO DE OBRA

Se complementan los datos de las Tablas anteriores, con los indicados en la tabla 3.11 que aparece adelante, los cuales están contenidos en el documento del curso "Iniciación a la Programación Manual Aplicada" del Arq. Enrique Sinisterra (Profesor de la Universidad del Valle) con base en datos de licitaciones del Coliseo Cubierto y del Velódromo de Cali.

3.3.4. OBSERVACIÓN FINAL SOBRE RENDIMIENTOS DE MANO DE OBRA

Debido a que las condiciones de la construcción en Colombia en los últimos años han llevado a que muchas empresas del ramo no puedan mantener una nómina básica estable de trabajadores tal que les permita conocer sus rendimientos de producción promedia individual y de grupo en las diversas actividades de esta industria, no es fácil que dispongan

de una base de datos confiable al respecto que sea el resultado de promediar numerosas experiencias, por lo cual se ven obligadas a utilizar datos ajenos o no actualizados.

Hoy muchas empresas constructoras acostumbran *subcontratar* la mano de obra de sus obras comunes (que no requieren mano de obra especialmente calificada) con maestros de la construcción que suministran, cada vez que se les solicita, su conocido grupo de oficiales, quienes a su vez tienen y aportan sus equipos de ayudantes. Pero cuando hay pocas obras, estos equipos se disgregan. Y luego, cuando son requeridos, es difícil que los maestros localicen oportunamente a sus oficiales y éstos a sus ayudantes, de tal manera que optan por reclutar personal poco conocido por ellos, con frecuencia inexperto. No hay que decir que esta circunstancia genera problemas en la obra, cuyas consecuencias debe asumir la empresa contratista, que es la responsable de los subcontratos que celebre.

Tabla 3.11 HORAS-HOMBRE POR UNIDAD INDICADA

ITEM	UNIDAD	Hr.-Oficial	Hr.-Ayudte.	Hr.-Operar.*
PRELIMINARES:				
Campamento	m2	0,10	0,10	0,10
Red eléctrica provisional	ml	1,00	1,00	1,00
Red de agua provisional	ml	2,00	2,00	-
EXCAVACIONES				
Excavación a máquina	m3	0,01	0,02	0,025
Excavación a mano	m3	0,20	2,00	-
CIMENTACION				
Mezcla concreto a mano	m3	1,00	1,00	-
Mezcla concr. a máquina	m3	-	0,60	-
ESTRUCTURAS				
Formaleta zapatas	m2	0,80	0,80	0,50
Formaleta muros	m2	1,00	1,00	0,50
Formaleta losa aligerada	m2	0,80	0,80	0,50
Formaleta escaleras	m2	1,30	1,30	0,80
Formaleta columnas	m2	0,90	0,90	0,90
Formaleta vigas	m2	0,90	0,90	0,90
Concreto zapatas (1)	m3	5,00	5,00	- **
Concreto muros	m3	6,00	6,00	- **
Concreto losa aligerada	m3	6,50	6,50	- **
Concreto escalera	m3	7,00	7,00	- **
Concreto columnas	m3	6,00	6,00	- **
Concreto vigas	m3	8,00	8,00	- **
Refuerzo: fleje, colocac.	Ton	25,00	25,00	10,00
Colocac. casetón, bloque	m2	0,10	0,40	- ***
MUROS				
Ladrillo común soga	m2	0,50	0,50	-
Ladrillo común tizón	m2	1,00	1,00	-
Ladrillo farol # 5	m2	0,70	0,70	-
Ladrillo visto soga	m2	1,50	1,50	-
Ladrillo visto tizón	m2	2,00	2,00	-
Bloque concreto	m2	0,70	0,70	-

* : Operario de pluma o malacate

** : El equipo se estima por separado

*** : El equipo de taller se estima por separado

(1): Datos de concreto para métodos convencionales de colocación

NOTAS: * Operador de pluma o malacate

** El equipo se estima por separado

*** El equipo de taller se estima por separado

(1) Datos de concreto para métodos convencionales de colección.

3.3.5. ALGO MÁS SOBRE COSTOS INDIRECTOS

Repetamos que todos los *gastos necesarios* que demanda la ejecución de cualquier actividad de la construcción *que sean distintos* de los *costos directos* a los que se ha hecho referencia atrás, se pueden agrupar bajo el título de *costos indirectos* de la actividad.

O sea que son *costos indirectos* los que se hacen para *administrar (A)* y *dirigir (D)* la obra, tales como: sueldos y prestaciones del personal administrativo y directivo, viáticos, arriendos y alquileres de las instalaciones con sus dotaciones necesarias, servicios, comunicaciones, impuestos, intereses y demás gastos financieros (hoy debe incluirse el tres por mil del valor de las transacciones bancarias) y pólizas de garantía; los gastos de la preparación de la propuesta y de la legalización del contrato; los gastos de movilización para instalación en la obra y para retiro de la misma, de la vigilancia de ésta y de la seguridad de los trabajadores.

No debe olvidarse el impuesto IVA sobre bienes y servicios suministrados para la ejecución de la obra. Todos estos costos indirectos se agrupan en lo que se suele designar como costos de Administración y Dirección (AD) y su valor total se expresa como un valor porcentual del total de los costos directos.

3.3.6. COSTO TOTAL

El costo total de la obra será, entonces, la suma del total de los costos directos y del total de los costos indirectos. Hasta no hace mucho se admitía como procedimiento corriente que, además de los costos directos e indirectos de la obra, los proponentes presentaran en su oferta, *por separado*, un valor total de costos imprevistos (I) que se expresaban como un porcentaje del total de los costos directos y cuyo valor variaba alrededor del 5% en obras públicas normales (cifra sin explicación razonable para quien escribe estas notas) aunque se conocieron casos en que llegaron a valores mucho más altos, como en algunos contratos de obra en zonas de alto riesgo de inseguridad. Hoy no se acepta, por lo general, dicha presentación *por separado* y el proponente debe incluirlos, si lo considera conveniente, en los costos AD).

3.3.7. UTILIDAD

La utilidad *U* es, por supuesto, el beneficio económico que espera el contratista al ejecutar los trabajos de la obra. Se expresa también como *un valor porcentual del total de los costos directos*.

3.3.8. FACTOR ADU

Es la suma de los porcentajes de los costos *AD* y de la Utilidad *U* respecto del total de los costos directos.

3.3.9. PRECIO UNITARIO

Precio unitario de un ítem es el valor que cobra el contratista al propietario de la obra por ejecutarlo. De acuerdo con lo indicado atrás, el precio unitario del ítem es la suma del costo total de su ejecución (costo directo + costo indirecto) más el valor de la utilidad (calculada sobre el costo *directo* de dicho ítem).

3.3.10. CANTIDADES DE OBRA

Construir una obra implica ejecutar todos los trabajos necesarios para realizar el proyecto respectivo en todos sus detalles. Generalmente, para los efectos de su control y de su pago, dichos trabajos *se clasifican de acuerdo con las características que los distinguen unos de otros*; por ejemplo: excavar a mano en tierra, excavar con máquina en conglomerado bajo agua a una profundidad determinada, excavar en roca, preparar y colocar concreto en las zapatas, o en las columnas a cierto nivel (no es lo mismo en el primer piso de un edificio que en el vigésimo quinto, por ejemplo), suministrar y colocar hierro de refuerzo, levantar muros de ladrillo en tizón, o en soga, aplicar pintura sobre estuco, instalar ventanas, o puertas, etc.

Ejecutar cada uno de estos trabajos significa suministrar determinados materiales o elementos, ayudarse de equipos o de herramientas apropiadas, ocupar mano de obra hábil en dicho trabajo y utilizar un procedimiento o un método de construcción adecuado.

En estos casos, el proyectista lleva a cabo la clasificación de los trabajos como se acaba de indicar y calcula *las cantidades de obra* que debe ejecutar el contratista de cada uno de ellos.

Estas cantidades se indican en un formulario especial del Pliego de Condiciones, que no solamente dimensionan la obra sino que sirven, además, como base de comparación de los valores de las ofertas de los proponentes cuando se van a evaluar.

3.3.11. PRECIO TOTAL DE CADA ÍTEM Y DE LA PROPUESTA

El precio total de cada ítem de obra será el resultado de multiplicar su precio unitario por la cantidad de obra respectiva. Por lo tanto, el valor de la propuesta de un licitante será el resultado de sumar los precios de todos los ítems de la obra.

¹ GARCÍA MESEGUER Alvaro, CONTROL Y GARANTÍA DE CALIDAD DE LA CONSTRUCCIÓN, Memoria del Curso dictado en la Universidad del Valle, 1.989.

² EDWARD J. HAY, “Justo a Tiempo”. Editorial Norma 1.989

³ MICHAEL HAMMER & JAMES CHAMPY, “Reingeniería, Grupo Editorial Norma, 1.994

⁴ Disponibilidad es el tiempo de inactividad de una máquina durante su horario de trabajo previsto en la obra, por causas distintas a daños o reparaciones.

⁵ Orden de Cambio es el documento que, debidamente legalizado para efectos contractuales, modifica las cantidades o las especificaciones técnicas de una parte de la obra, sin modificar el objeto del contrato.

⁶ Los datos de las tablas de rendimientos de mano de obra vienen dados, generalmente, en horas-hombre (h-H). Si la labor que se analiza es efectuada por una cuadrilla de trabajadores de varias categorías (por ejemplo oficiales y ayudantes), el costo de la hora-cuadrilla (h-C) se calcula ponderando la incidencia en él de cada categoría de los trabajadores. Por ejemplo, si la cuadrilla está compuesta de dos oficiales (a \$ 2000/h) y seis ayudantes (a \$ 1600/h), el valor de la h-H (h-C en este caso) sería $(2 \times \$2000 + 6 \times \$1600)/8 = \$1700$.

MOVIMIENTO DE TIERRAS

4.1. GENERALIDADES

Todas las obras de construcción del hombre afectan de una u otra manera a ese medio en que se apoyan, transmitiéndole las cargas que las afectan: *el suelo*; y reciben, a cambio, su reacción.

Por lo general, la construcción de una obra requiere movimientos de tierra, bien sea porque esta actividad constituye su esencia (vías, canales, represas de tierra) o porque debe adecuarse el suelo que la sustenta. Esto implica la ejecución de excavaciones, perforaciones o terraplenados, trabajos estos que, precisamente, se designan bajo el nombre genérico de movimientos de tierra.

Los suelos que interesan al ingeniero civil conforman la parte superior de la estratigrafía de la corteza terrestre que participa del proceso de cambio llamado “ciclo de la roca” causado por la acción de los agentes que lo producen a través del tiempo tales como organismos, oxidación, clima, agua, viento. Dicho ciclo se inicia con la cristalización del magma que aflora a la superficie y que al enfriarse se convierte en roca ígnea o volcánica, la cual está expuesta a la meteorización por los agentes atmosféricos; las aguas corrientes transportan las partículas producto de este fenómeno que en los meandros se decantan y se litifican como rocas sedimentarias. Éstas a su vez sufren el cambio causado por los mismos agentes ambientales y se convierten en rocas metamórficas las cuales, al profundizarse lo suficiente por efectos diversos, pueden llegar a la fusión para convertirse en magma, cerrándose así dicho ciclo, el cual, por supuesto, puede tener cualquier otra secuencia según el orden de acción de los agentes ambientales.

Antes de continuar con el tema sobre el movimiento de tierra, veamos algunas definiciones que precisan el significado de ciertos términos de uso común en esta actividad:¹

- **Suelo**, son los sedimentos o las acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas producidas por la desintegración física y la descomposición química de rocas, que pueden contener o no materia orgánica.
- **Roca**, es un material mineral natural sólido, duro, que se presenta en grandes masas o en fragmentos de tamaño considerable. (Esta definición difiere de la que se acepta en Geología, que es: todo agregado natural de partículas minerales, sin reparar en su grado de cohesión o de dureza, ni en el tamaño de la masa o de los fragmentos).
- **Suelo grueso**: gravas gruesas (3" a 4"); gravas finas (3/4" a 4,76 mm (tamiz # 4)).
- **Suelo granular**: Arenas gruesas (# 4 a # 10); arenas medianas (# 10 a # 40); arenas finas (# 40 a # 200).
- **Suelo fino**: Limos y arcillas (menores que tamiz # 200).
- **Suelo orgánico**: con contenido de materia orgánica.
- **Peso unitario** (en Mecánica de Suelos es sinónimo de Densidad): peso por unidad de volumen.
- **Granulometría** o análisis granulométrico: proceso para determinar la proporción de los distintos tamaños de granos o partículas presentes en un suelo, o sea su gradación.
- **Compactación**: densificación de un suelo por medios mecánicos para darle mejores propiedades para la construcción.
- **Suelo compactado**: en consecuencia, es el suelo que ha sido sometido a compactación.
- **Contracción por compactación** de un suelo es el cociente de la relación entre su volumen compactado y su volumen en banco. También, el cociente de la relación entre su peso unitario en banco y su peso unitario compactado.
- **Suelo en banco**: se dice del suelo que se encuentra en su estado natural, sin haber sido disturbado, al menos durante un largo tiempo.
- **Esponjamiento** de un suelo (o porcentaje de expansión): es el aumento de volumen que experimenta un suelo en banco cuando es removido de su sitio de tal manera que sus partículas tienen algún grado de disgregación tal que permite que el aire penetre entre ellas. El grado de esponjamiento se expresa como el porcentaje de dicho incremento respecto del volumen en banco.
- **Suelo suelto**: es la porción del suelo removido que ha experimentado un esponjamiento.
- **Humedad natural** de un suelo: es el contenido de agua que tiene un suelo en su estado natural. Se mide como el porcentaje de este peso respecto del peso del suelo seco. (El concepto de suelo seco es relativo y se considera que en ensayos corrientes una muestra de suelo está seca si ha estado en un horno a temperatura de 105 a 110 °C durante 24 horas).
- **Humedad óptima**: de un suelo es el grado de humedad con el cual puede compactarse a su máxima densidad.
- **Límites de Atterberg**: Son los límites líquido (entre los estados líquido y plástico de un suelo), plástico (entre los estados plástico y semi-sólido de un suelo) y de

retracción (entre los estados semi-sólido y sólido de un suelo), introducidos por el investigador del mismo nombre para definir arbitrariamente las fronteras entre los mencionados estados de un suelo.

- **Acuífero:** estratos de suelos o de rocas relativamente permeables que contienen agua subterránea. Los más importantes son los acuíferos de arena, gravas y areniscas.
- **Agua freática:** es la que se encuentra acumulada en el interior de un terreno llenando sus poros, sobre un manto impermeable.
- **Nivel freático:** es la superficie que forman los puntos de una masa de agua freática en los que su presión hidrostática es igual a la presión atmosférica. Se dice también que es el nivel libre que alcanza el agua freática en un pozo de observación.
- **Permeabilidad** de un suelo es la propiedad que tiene de dejar pasar un fluido a través de él.

4.2. ESTADOS DEL SUELO Y SUS RELACIONES ENTRE SÍ

La figura 4.1 muestra esquemáticamente una operación que consiste en excavar 1 m^3 de un suelo (limo-arenoso, por ejemplo) cuyo peso en su estado natural es 1.500 kg (o sea que su peso unitario en banco es 1.500 Kg/m^3), el cual se deposita provisionalmente a un lado de la excavación y luego se lleva para rellenar una depresión contigua, en donde se coloca en capas de igual espesor que se van compactando una a una de tal manera que la densidad del material de relleno es mayor que cuando estaba en banco.

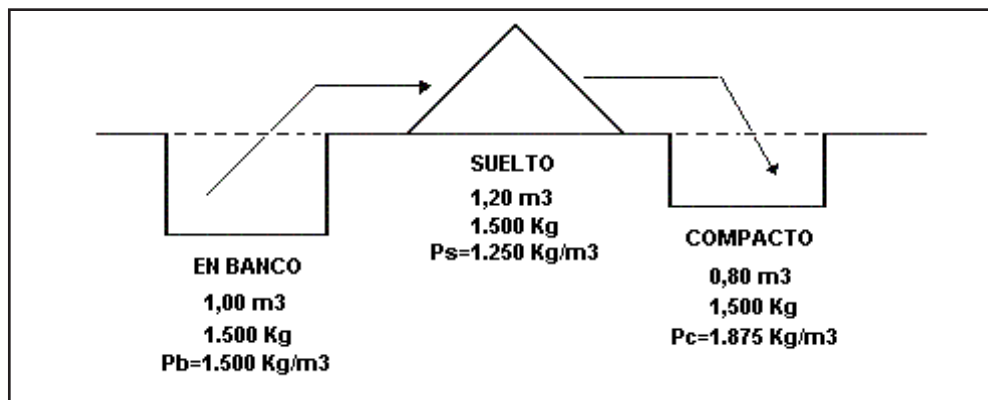


Figura 4.1

Se puede constatar que el metro cúbico en banco experimenta un incremento de su volumen (*esponjamiento e*) cuando está suelto, por ejemplo a $1,20 \text{ m}^3$ y que una vez bien compactado se reduce, por ejemplo a $0,80 \text{ m}^3$.

Si se supone que en la operación completa no se pierde ninguna partícula del material, los pesos del material suelto y del material compactado seguirán siendo 1.500 Kg . O sea

que los pesos unitarios (peso por unidad de volumen), serán los indicados en la figura.

La relación entre el peso unitario suelto P_s y el peso unitario en banco P_b de un suelo determinado [o, lo que es equivalente, entre el volumen en banco V_b y el volumen suelto V_s] es una característica de dicho suelo y se conoce como *factor de carga* o *factor de conversión* F_c . Y la relación entre el peso unitario en banco P_b y el peso unitario compactado P_c de un suelo determinado (o, lo que es equivalente, entre el volumen en banco y el volumen compactado V_c) es una también una característica de dicho suelo, que se llama *factor de contracción por compactación* F_{cc}

O sea que:

$$F_c = \frac{P_s}{P_b} = \frac{V_b}{V_s} \quad (1)$$

y que

$$F_{cc} = \frac{P_b}{P_c} = \frac{V_c}{V_b} \quad (2)$$

Por otro lado:

$$\text{Esponjamiento } e = \left[1 - \frac{V_b}{V_s} \right] \times 100 \quad (3)$$

$$F_c = \frac{100}{100 + e} \quad (4)$$

Ejercicio # 1

Se quiere construir un dique de sección trapezoidal que tiene 2 m de ancho de corona, 6 m de base y 2 m de altura; la longitud del dique es 250 m. Se utilizará un material que debe ser extraído de una zona de préstamo cercana que, según el laboratorio que lo examinó, tiene un peso unitario en banco de 1.500 Kg/m³, 1.250 Kg/m³ suelto y, compactado al grado de compactación que se exige para el dique, 1.875 Kg/m³.

¿Cuál es el costo directo total de hacer este relleno si la volquetada de material más su transporte se paga a \$ 3.000/m³ y su compactación a 4.000/m³?

Solución

El volumen compacto es $V_c = [2 \times (2+6) / 2] \times 250 = 2.000 \text{ m}^3$

y el costo de la compactación: $2.000 \times 4.000 = \$ 8.000.000,00$

El material y su transporte se paga en m³ sueltos, por lo que, de acuerdo con las fórmulas anteriores:

$F_{cc} = 1.500 / 1.875 = 0,80$ y $V_b = 2.000 / 0,80 = 2.500 \text{ m}^3$

Y según (1): $V_s = V_b \times P_b / P_s = 2.500 \times 1.500 / 1.250 = 3.000 \text{ m}^3$

Costo material + transporte = $3.000 \times 3.000 = \$ 9.000.000,00$

Y costo directo total = \$ 17.000.000,00

4.3. LAS MÁQUINAS QUE MUEVEN TIERRA

De acuerdo con lo expresado atrás, se entiende por movimiento de tierra las operaciones que se efectúan *para excavarla, para transportarla y/o para compactarla*.

Por lo tanto, las máquinas que llevan a cabo estas operaciones se clasifican de acuerdo con su función principal y así hay máquinas excavadoras (excavadoras frontales, retroexcavadoras, bulldozers o topadoras, dragas, etc.), transportadoras de tierra (volquetas, traíllas, dumptrors, etc.) y compactadoras estáticas o de impacto, (cilíndricas o aplanadoras, de llantas, etc.), aunque varias de las nombradas pueden efectuar otras tareas además de la principal: así por ejemplo, el bulldozer puede empujar el material que ha excavado para transportarlo hasta cierta distancia con aceptable eficiencia e, incluso, extenderlo; y la traílla autopropulsada puede, eficientemente, excavar tierra (ayudada por uno o más bulldozers), transportarla hasta una distancia apreciable y extenderla. La mayor parte de estas máquinas realiza su tarea moviéndose hasta cierta distancia con la masa de tierra que transporta, acción que ejecuta en un determinado tiempo. O sea efectuando un trabajo en dicho tiempo, lo que requiere que esté dotada de la potencia suficiente para hacerlo. El movimiento de estas máquinas se hace por medio de uno de los dos sistemas de locomoción siguientes:

- Sobre llantas
- De carriles sobre orugas (o de orugas)
(Se exceptúan de esta clasificación algunas máquinas que pueden mover tierra sin necesidad de que ellas mismas deban desplazarse, como es el caso de las cintas transportadoras).

4.3.1. RESISTENCIAS QUE VENCE LA MÁQUINA QUE MUEVE TIERRA

Las resistencias que se oponen *externamente* al movimiento de la máquina que mueve tierra son de dos tipos:

- Resistencia al Rodamiento
- Resistencia de la Pendiente.

A - Respecto de la Resistencia al Rodamiento (R_r):

Indudablemente las fricciones que se desarrollan entre las partes internas de la máquina presentan resistencia a su movimiento. Pero su magnitud es pequeña y, de todas maneras, la potencia se mide o bien en las ruedas propulsoras (equipos sobre llantas), o en la barra de tiro (equipos sobre orugas). Para los equipos sobre llantas puede presentarse la que ofrecen, en exceso sobre lo normal, unas llantas mal infladas, pero esta condición es superable y, además, tampoco es considerable.

Quedan dos factores que sí inciden apreciablemente en la resistencia al rodamiento:

- El peso **P** que actúa sobre el eje de las ruedas y
- La deflexión del piso sobre el cual ruedan las llantas.

A mayor peso sobre ruedas **P** corresponde una mayor deflexión del piso (que depende de sus características y que se mide en términos de un *factor de resistencia al rodamiento*

f_{RR} que se expresa en Kg/tonelada de peso sobre las ruedas) y, por lo tanto, una mayor Resistencia al Rodamiento R_R). O sea que:

$$R_R(\text{Kg}) = f_{RR}(\text{kg/Ton}) \times P(\text{Ton}) \quad (1)$$

Los equipos de orugas portan consigo una carrilera apoyada en las orugas que, por decirlo así, constituye un suelo duro y firme; sus carriles metálicos ruedan sobre esta carrilera, de tal manera que la resistencia al rodamiento en este caso es nula.

Es decir que para equipos de orugas: $R_R = 0$

B - Respecto de la Resistencia de la Pendiente (R_p):

Es proporcional al grado de la pendiente (S) y al peso sobre llantas o sobre carriles (P).

Experimentalmente se ha encontrado que la constante de proporcionalidad o factor de resistencia de la pendiente es 10 kg por tonelada de peso sobre llanta o carriles por cada 1% de pendiente. O sea que:

$$R_p(\text{Kg}) = [10 (\text{kg/Ton})/1\%] \times S (\%) \times P (\text{Ton}) \quad (2)$$

Si el equipo *baja* por la pendiente, R_p será una acción que tiene el sentido contrario a R_R y favorece el movimiento (los signos de estos valores son contrarios). Si $R_p > R_R$, será necesario aplicar el freno.

Si la Resistencia Total que debe vencer la máquina que mueve tierra es R_T :

$$R_T(\text{Kg}) = R_R(\text{Kg}) + R_p(\text{Kg}) \quad (3)$$

En donde, repetimos: $R_R = 0$ para los equipos sobre orugas.

(Ver tabla 4.1)

Ejercicio # 2

Un bulldozer (topadora) de orugas que pesa 20.500 Kg hala de una trailla (sobre llantas) cuyo peso vacía es 16.000 Kg y que está cargada con 15 m³ de tierra seca que pesa 1.200 Kg/m³ suelto, sube por un camino de arcilla dura con surcos ($f_{RR} = 50 \text{ Kg/Ton}$) que tiene una pendiente del 6%.

¿Cuál es la Resistencia Total que debe vencer el bulldozer?

Tabla 4.1

FACTORES DE RESISTENCIA AL RODAMIENTO (f_{RR})

TIPO DE CAMINO	$f_m(\text{Kg/Ton})$
Duro,parejo: concreto o que no cede bajo peso	20
Firme:grava, macadam; cede poco al peso s/llantas	32
Arcilla dura con surcos; cede $\pm 1"$ al peso s/ll.	50
Tierra sin estabilizar: cede $\pm 4-6"$ al peso s/ll.	75
Tierra blanda, fangosa y con surcos; arena	100-200

Solución

El bulldozer sobre orugas, que ejerce la fuerza que mueve todo el sistema propuesto, debe vencer las resistencias totales que se ejercen sobre sí y sobre la traílla.

Para el bulldozer: $R_{TB} = R_{PB} = 10 \times S \times P$ (puesto que $R_R = 0$)

o sea: $R_{TB} = 10(\text{Kg/Ton/1\%}) \times 6\% \times 20,5 (\text{Ton}) = 1.230 \text{ Kg}$

Para la traílla: $R_{TT} = R_{RT} + R_{PT} = [f_{RR} \times P] + [10 \times S \times P]$

o sea: $R_{TT} = [50(\text{Kg/Ton}) \times (16 + 1,2 \times 15)\text{Ton}] + [10\text{Kg/Ton/1\%} \times 6\% (16 + 1,2 \times 15)\text{Ton}]$.

$$R_{Ti} = 3.740 \text{ Kg}$$

Y la Resistencia Total del conjunto es: $R_T = 4.970 \text{ Kg}$

Ejercicio # 3

¿Qué ocurre en el ejemplo anterior si el equipo conformado por bulldozer-traílla *vacía* baja por la pendiente?

Solución

En este caso, $R_{ri} = 50 \times 16 = 800 \text{ Kg}$ (+, por ejemplo)

$R_p = -10 \times 6 \times [20,5 + 16] = - 2.190 \text{ Kg}$

Y $R_T = - 1.390 \text{ Kg}$: el equipo deberá frenar.

4.3.2. LA PENDIENTE EQUIVALENTE O COMPENSADA

Los factores de resistencia al rodamiento f_{RR} de los distintos suelos están expresados, como se vio, en Kg/Ton de peso. De otro lado, el factor de resistencia de la pendiente es la constante 10 Kg/Ton/1%. Es posible convertir f_{RR} en una pendiente virtual simplemente dividiendo su valor por el de esta constante. o sea buscando una pendiente que presente la misma resistencia que la de rodamiento.

Así, para el caso del suelo del Ejercicio # 2 anterior en que $f_{RR} = 50$ Kg/Ton:

$$\text{pendiente virtual} = \frac{50 \text{ Kg} / \text{Ton}}{10 \text{ Kg} / \text{Ton} / 1\%} = 5\%$$

Con este artificio, los factores de resistencia al rodamiento y de resistencia de la pendiente se pueden sumar y se obtiene una única pendiente equivalente. En el caso del ejercicio # 2, ésta sería 11% (6% que es la real del terreno + 5% que es la virtual).

¿Qué utilidad tiene dicho artificio? Que se pueden elaborar ábacos o gráficas con los parámetros de entrada peso total sobre llantas (o carriles) y pendiente equivalente, sin necesidad de considerar las pendientes virtual y real separadamente.

4.3.3. FUERZA REQUERIDA. POTENCIA DISPONIBLE Y POTENCIA UTILIZABLE

Mover tierra implica, como se acaba de ver, que el agente por medio del cual se ejerce la fuerza (*fuerza requerida*), vence el efecto de la fuerza total que se opone a ese movimiento y transporte la carga a cierta distancia; es decir, que debe realizar un *trabajo*. Y si se añade que este trabajo debe realizarlo en un tiempo determinado, estamos hablando de *la potencia* de esta máquina. En la práctica, el motor de estos equipos desarrolla su potencia en varias opciones de fuerza y velocidad. Se tiene que:

$$\begin{aligned} \text{Trabajo} &= \text{Fuerza} \times \text{distancia} \\ \text{y Potencia} &= [\text{Fuerza} \times \text{distancia}] / \text{tiempo} \end{aligned}$$

O sea que:

$$\text{Potencia} = \text{Fuerza} \times \text{velocidad}$$

Por esto, figuras y tablas, como las utilizadas en el siguiente ejercicio, están elaborados para cada máquina en particular, con su respectiva potencia, que en la práctica puede desarrollar en varias opciones del producto de dos variables: una *fuerza disponible* y una *velocidad*. Estas opciones corresponden a varios “*cambios*” o relaciones en la caja de cambios del motor.

Ejercicio # 4

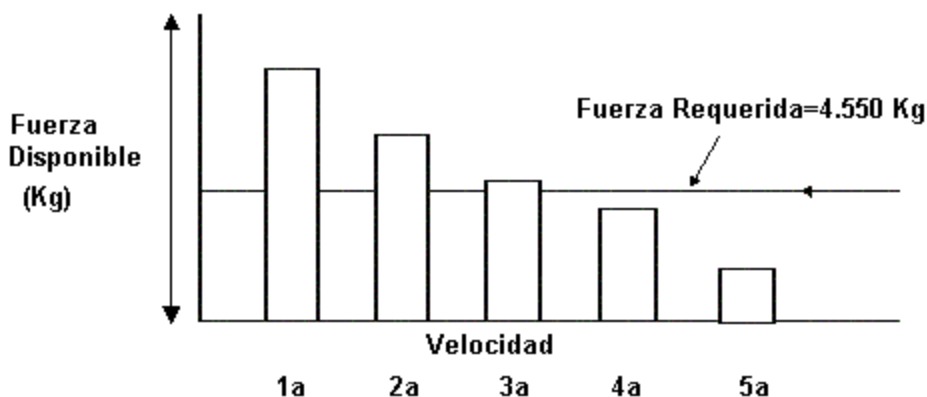


Figura 4.2

Tabla 4.2

			FUERZA DE TRACCION EN RUEDAS *			
Cambios	Km/h	mph	Nominal Kg	Lb	Máxima Kg	Lb
1a.	4,2	2,6	17.550	38.670	22.270	49.100
2a.	8,0	5,0	9.070	20.000	11.520	25.390
3a.	8,0	5,0	5.530	12.190	7.020	15.465
4a.	22,2	13,8	3.260	7.185	4.140	9.115
5a.	36,4	22,6	1.980	4.375	2.520	5.550

NOTA: * De "Fundamentals of Earthmoving", Caterpillar Tractor Co.

El gráfico y la tabla anteriores (4.2) pertenecen al manual de operación de un tractor-trailla Caterpillar (sobre llantas) que debe vencer una resistencia total (*fuerza requerida*) de 4.550 Kg. Se trata de definir la relación fuerza-velocidad más conveniente en la que debe operarse. *La solución* puede hallarse en la información que suministran los datos de la gráfica y/o de la tabla del manual de operación, las cuales indican que, *en principio*, la opción más conveniente es trabajar la máquina en el cambio que corresponde a la 3ª (8 Km/hora promedio) que tiene una fuerza (*disponible*) de 5.530 Kg, apenas un poco mayor que la necesaria.

4.3.4. LA TRACCIÓN EFECTIVA Y LA ALTITUD

Con frecuencia vemos un automóvil liviano que trata de arrancar sobre un piso resbaloso y que sólo logra que patinen sus llantas motrices. Para evitar que esto ocurra, se acude a tratar de hacer menos resbaloso el suelo (colocando piedras debajo de las llantas, por ejemplo) o a pedirle a las personas cercanas que suban todas las que quepan en el vehículo

para aumentar el peso. Lo que se está tratando de hacer es aumentar la fricción *entre las llantas motrices y el suelo*, (o “agarre”) para que la tracción disponible del vehículo pueda moverlo sin que patinen sus llantas motrices. El valor de la tracción que puede desarrollar el vehículo antes de empezar a patinar se conoce como la *tracción efectiva*.

Si en el tractor del ejemplo la solución es darle mayor peso sobre las llantas motrices, es posible que con éste ya no pueda trabajar en 3ª velocidad, sino en 2ª o en 1ª, o a que sea necesario un tractor de mayor potencia para que pueda mover el nuevo peso total. O sea que aunque el primer tractor seleccionado *dispone* de la potencia suficiente para mover la carga *inicial*, no se puede *utilizar* en las condiciones ideales inicialmente planteadas, debido a las características resbalosas del suelo

Otro factor que debe tenerse en cuenta antes de decidir si el tractor del ejemplo es la

Tabla 4.3 COEFICIENTES DE AGARRE O TRACCIÓN EFECTIVA*

TIPO DE SUELO	LLANTAS	ORUGAS
Hormigón	0,90	0,45
Arcilla y marga secas	0,55	0,90
Arcilla y marga mojadas	0,45	0,70
Arcilla y marga con surcos	0,40	0,70
Arena seca	0,20	0,30
Arena mojada	0,40	0,50
Cantera	0,65	0,55
Grava suelta	0,36	0,50
Tierra firme	0,55	0,90
Tierra suelta	0,45	0,60
Carbón amontonado	0,45	0,60

NOTA: * De “Fundamentals of Earthmoving”, Caterpillar Tractor Co.

solución buscada se relaciona con el hecho de que la mayor parte de las máquinas que mueven tierra funcionan con motores de combustión. Si éstos no están provistos de un dispositivo que inyecte el combustible al motor, el agente que lo hace es la presión atmosférica, la cual depende de la altitud del sitio de trabajo. Es necesario, por lo tanto, revisar el efecto de la altitud sobre el rendimiento del motor de aspiración natural de las máquinas.

Respecto del concepto del “agarre”, la tabla 4.3 muestra, para algunos tipos de suelos, los coeficientes de “agarre” o de tracción efectiva.

Y respecto de la altitud: se ha establecido que las máquinas con motores sin inyector o turbo-alimentador de combustible pierden, *por encima* de los 1.000 m de altura sobre el nivel del mar, el 1% de su potencia por cada 100 m de mayor altitud².

Los conceptos “agarre” o *tracción efectiva* de las llantas motrices o de las orugas al suelo y *altitud* del sitio de trabajo, nos llevan necesariamente a la noción de *potencia utilizable* de una máquina que, en definitiva, será la que ejecuta el trabajo.

Lo anterior significa que no obstante que el motor de una máquina tenga una potencia

intrínseca determinada, las condiciones del sitio de trabajo relacionadas con el tipo del suelo y con la altura del sitio sobre el nivel del mar pueden limitar su efectividad. Un ejemplo nos puede aclarar estos dos últimos conceptos.

Ejercicio # 5

La resistencia total que debe vencer un bulldozer sobre orugas para efectuar un trabajo en cierta obra a 2.600 m de altitud, es 20.000 Kg. El bulldozer, cuyo motor para el caso se supone que no está provisto de inyector de combustible, tiene una potencia disponible que le permite ejercer una fuerza hasta 26.800 Kg. Se trata de ver cuál es el comportamiento de esta máquina si en la obra debe hacerlo:

- sobre tierra firme
- sobre tierra suelta.

Solución

Si no se dispone de la tabla de operación de la máquina, aceptemos la norma citada atrás que establece que su motor pierde el 1% de su potencia por cada 100 m de exceso de la altitud del sitio de trabajo sobre los 1.000 m.

O sea:

$$\begin{aligned}\text{Fuerza efectiva del bulldozer} &= \\ &= [100\% - (2.600 - 1.000) \times 1\%/100] \times 26.800 = 22.350 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Y los “agarres” del suelo serán:

- sobre tierra firme: $22.350 \times 0,90 = 22.115 \text{ Kg}$
- sobre tierra suelta: $22.350 \times 0,60 = 13.410 \text{ Kg}$

Los resultados anteriores indican que:

- Por lo que respecta a la altitud del sitio de la obra, el bulldozer *podría, en teoría*, efectuar el trabajo, pues es capaz de ejercer hasta 22.350 Kg efectivos.
- Por lo que respecta a trabajar sobre tierra firme, el bulldozer *sí puede* efectuar el trabajo, porque sólo patinaría si la resistencia total requerida fuera mayor de 22.115 Kg.
- Finalmente, por lo que respecta a trabajar sobre *tierra suelta*, el bulldozer *no puede* efectuar el trabajo, porque empezará a patinar al ejercer una fuerza mayor de 13.410 Kg.

Con lo expuesto en este numeral y en el ejercicio anterior, podrá entenderse con más claridad el concepto de *potencia utilizable*, que en últimas debe ser la mínima necesaria para realizar el trabajo según nuestros planteamientos y *lo que exigen las condiciones reales de la obra*.

4.3.5. EL CICLO DE LA MÁQUINA

Acabamos de referirnos a la potencia de las máquinas que mueven tierra. Por lo tanto, también al concepto *tiempo o duración* del trabajo que efectúan. Para realizar su trabajo, una máquina cualquiera debe efectuar y repetir una serie de operaciones en un orden determinado. Así, la volqueta que va a transportar tierra es primero cargada con el material, luego hace el viaje de ida llevándolo a su destino, y finalmente retorna vacía para disponerse a recibir otra carga de tierra, con lo cual estará iniciando otra serie de las mismas operaciones.

El tiempo necesario para que efectúe *una* serie completa de operaciones se llama *tiempo del ciclo*. Si se conoce este tiempo se puede saber cuántos ciclos realiza por hora; y con el dato de lo que produce la máquina en cada ciclo, *se deduce su producción horaria*. La mejor manera de conocer el tiempo del ciclo de una máquina que va a trabajar en una obra determinada es medirlo en el sitio cronometrándolo varias veces para obtener un promedio confiable. Conviene registrar los tiempos parciales de cada operación (tiempo de cargue, tiempo de transporte con carga, etc.) con el fin de detectar posibles demoras en ellas. Pero si sólo se trata de preparar el presupuesto de un movimiento de tierra, lo más viable es basarse en la experiencia o consultar el manual de operaciones del equipo para conocer los datos que permitan estimar dicho tiempo.

El tiempo del ciclo es la suma de:

- El tiempo fijo y
- El tiempo variable

Se designa como ***Tiempo Fijo*** el que emplea la máquina *en todo lo que no sea* acarreo y retorno. Incluye el tiempo para cargar, descargar y maniobrar mientras realiza su trabajo, que incluye, por ejemplo, los tiempos para levantar y bajar el platón, para cambiar de velocidad, para “cuadrarse” convenientemente para ser cargado. Estos tiempos son más o menos constantes en un tipo de máquina y los suministran los respectivos manuales de operación.

Tiempo Variable es el invertido por la máquina en el acarreo desde el sitio de cargue hasta el de descarga y el de retorno, que dependen de la velocidad, la distancia y, ¡ojo!, de los obstáculos que se puedan presentar en los trayectos.

Algunos tiempos fijos y los tiempos variables pueden reducirse mediante una buena planeación de los trabajos. Por ejemplo, el tiempo de cargue puede reducirse si se dispone adecuadamente la posición de las volquetas respecto del cargador; el tiempo de acarreo disminuye si se estudian las rutas para que sean cortas y se evite el tránsito por vías de tráfico pesado.

Ejercicio # 6

¿Cuántas volquetas se necesitan para transportar 15.000 m³ de tierra suelta de la obra a un botadero situado a 2 Km del sitio de ésta por una vía de arcilla dura con surcos, si en el sentido obra-botadero los primeros 600 m tienen una pendiente en contra del 3% y los 1.400 m restantes son planos, si las volquetas son del tipo 769C Cat³ (peso vacía = 30.845 Kg y capacidad = 20 m³), si la máquina que las carga es un cargador de llantas

50B Cat. con un balde de $2,4 \text{ m}^3$ (3 yd³) y el tiempo de su ciclo de 0,50 minutos?⁴

El peso suelto de la tierra es 1.250 Kg/m^3 .

Solución directa

En toda planeación de la *operación conjunta* de las varias máquinas que realizan un trabajo determinado se debe tener en cuenta que la pérdida de tiempo de una cualquiera de ellas perjudica el desempeño de las demás, por lo cual es necesario “acomparar” su trabajo. En el ejemplo que nos ocupa, esto quiere decir que el *número ideal* de volquetas que se designen para efectuar el transporte de la tierra debe ser tal que el cargador pueda cargarlas ininterrumpidamente, o sea que cuando una volqueta que acaba de ser cargada arranca hacia el botadero, otra, *una sola*, debe estar efectuando la maniobra *final* para “cuadrarse” al pie del cargador para ser cargada, y así sucesivamente.

La solución del ejercicio exige conocer el tiempo de ciclo de una volqueta que es mayor que el del cargador. Si se conoce el primero, bastará dividirlo por el segundo y sumar al resultado.

El Handbook Cat suministra gráficas de los tiempos de viaje de las volquetas con base en la distancia de recorrido en una dirección y la resistencia total (rodamiento + pendiente) expresada como una pendiente equivalente, tanto para volqueta cargada como descargada.

Las gráficas son del tipo de la mostrada en el esquema siguiente (Figura 4.3).

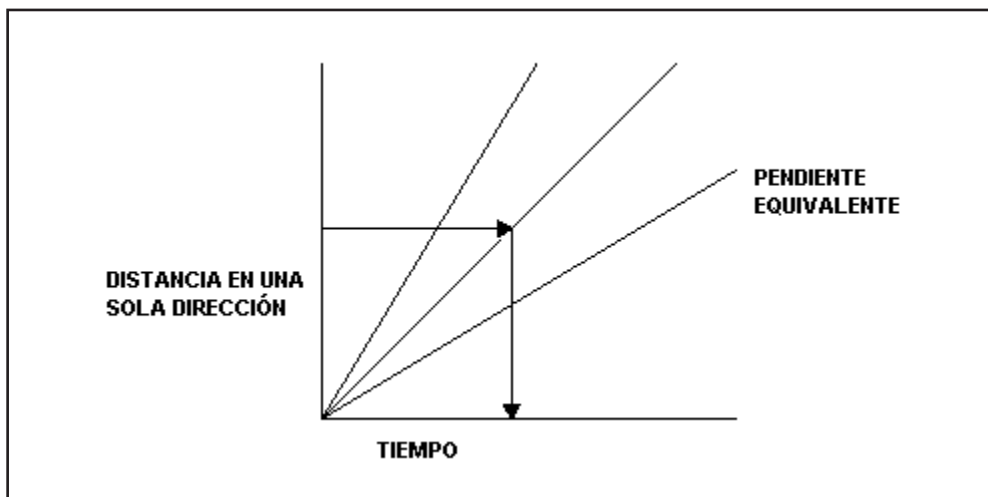


Figura 4.3

En el ejemplo, se encontrarán en la gráfica de volqueta cargada los tiempos en subida y en lo plano, y los correspondientes a volqueta descargada en la gráfica respectiva, para sumarlos.

Utilizando este procedimiento abreviado, se obtiene:

A) - Tiempos Variables

Volqueta cargada subiendo:	d = 600 m pend. equiv. = 8% (*)	tiempo 1 = 1,9 minutos
Volqueta en plano:	d = 1.400 m pend. equiv. = 5% (*)	tiempo 2 = 2,8 minutos
Volqueta descargada plano:	d = 1.400 m pend. equiv. = 5% (*)	tiempo 3 = 1,8 minutos
Volqueta bajando:	d = 600 m pend. equiv. = 2% (*)	tiempo 4 = 1,5 minutos

Total Tiempos Variables = 8,0 min.

B) - Tiempo Fijo

El *Handbook* señala los siguientes:

Maniobras en zona de cargue: 6 a 8 minutos, sean 7,0 minutos

Maniobras en zona de descarga: 1,2 minutos

Total tiempo fijo 8,2 minutos

Total Tiempo Ciclo: 16,2 minutos

NOTAS: * Pendiente virtual = (50 kg/ton) / (10 kg/ton/1%) = 5%

Pendiente del terreno: 3%

Pendiente equivalente: 8%

No. DE VOLQUETAS = (16,2 / 0,50) = 33

(Conviene, además, disponer de otra volqueta adicional que pueda servir de reemplazo de alguna que se averíe).

Solución indirecta

En el caso de no contarse con gráficas como la # 4.3 mostrada en la solución anterior, sería necesario utilizar tablas (o ábacos) como las que se utilizaron en el Ejercicio # 4 que permiten encontrar las relaciones de velocidad (cambios) a las que puede trabajar la volqueta cargada y descargada en cada tramo (pendiente y plano), con las cuales se pueden deducir los tiempos respectivos puesto que se conocen las distancias y, por lo tanto, el tiempo variable del ciclo. A éste se suma el tiempo fijo (que se encuentra en el manual). El siguiente (Figura 4.4) es uno de estos ábacos para solucionar el ejercicio por un método indirecto.

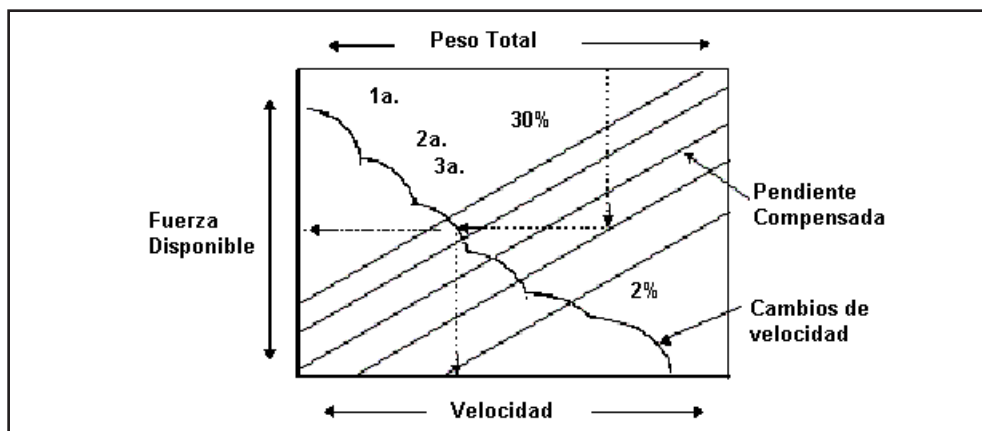


Figura 4.4

El dato del peso total que actúa sobre llantas se localiza en la escala superior del ábaco que corresponda (hay uno para volqueta cargada y otro para volqueta descargada), de donde se baja una perpendicular hasta que intercepta la línea que corresponde a la pendiente equivalente (inclinada); desde esta intercepción se traza una línea horizontal y la primera curva que ésta encuentre determina el cambio en que debe trabajar la volqueta. La velocidad a la que lo puede hacer se encuentra en la escala inferior de velocidades al pie de la vertical bajada desde el punto señalado por la horizontal en el cambio y la fuerza disponible de la máquina a esta velocidad está determinada por el corte de la prolongación de esta horizontal con la escala vertical izquierda).

Nota: No olvidar verificar la potencia utilizable en cada tramo.

4.3.6. PRODUCCIÓN DE LOS EQUIPOS DE CONSTRUCCIÓN

La producción de una máquina en un tiempo determinado es igual al producto de lo que produce en cada ciclo multiplicado por el número de ciclos que realiza en dicho tiempo. En los movimientos de tierra se utiliza generalmente la hora como medida del tiempo. Pero se trata de la *hora efectiva* de trabajo de la máquina (número de minutos que realmente trabaja por cada hora), que depende de diversos factores tales como el control que ejerce la dirección de la obra, las características del trabajo, el mantenimiento de los equipos, la habilidad del operador, etc. Como regla general se acepta que los tractores y otras máquinas sobre carriles (orugas) trabajan 50 minutos por hora y las máquinas sobre llantas, 45. El cociente de la división de la hora efectiva trabajada (min/hr) entre la duración real de la hora (60 min/hr) se llama *factor de eficiencia* (f_{EFIC}). *Producción efectiva/hr = Producción/ciclo x # ciclos/hr x f_{EFIC} .*

Ejercicio # 6A

Un tractor sobre llantas hala una trailla de 26,75 m³ sueltos de capacidad en una obra situada a 2.700 m de altitud. El material transportado es gravilla (peso unitario suelto = 1.720 kg/m³ y esponjamiento = 14%) que se utilizará en un terraplén para una vía que

dista 2 km de la excavación. El tractor pesa 31.325 kg y la traílla vacía 18.160 kg. Cuando está cargada, el 40% del peso total va a las llantas propulsoras. ¿Cuántos m³ en banco se producirán en 10 horas de trabajo? El carreteable entre la excavación y la vía tiene el 3% de pendiente y su suelo es grava suelta (factor de resistencia al rodamiento como pendiente equivalente = 10%; factor de “agarre” o de tracción: 0,30, según tablas).

El tiempo fijo del equipo es, según el manual de operación, 1,8 minutos.

Solución

El manual de operación del tractor da los siguientes datos:

Cambio	Velocidad (kmph)	Empuje en barra de tiro
Primera	11	17.250 kg
Segunda	27	7.950 kg
Tercera	36	3.180 kg

1. Peso total tractor-traílla cargada: $18.160 + 31.325 + 26,75 \times 1.720 = 95.500$ kg
2. Peso total sobre llantas propulsoras: $0,40 \times 95.500 = 38.200$ kg
3. Fuerza de tracción requerida para traílla cargada: $38.200 \times 0,30 = 11.460$ kg (1er. Cambio)
4. Peso tractor-traílla vacía: $31.325 + 18.160 = 49.485$ kg
5. Peso tractor-traílla vacía sobre llantas propulsoras: $49.485 \times 0,40 = 19.795$ kg
6. Fuerza de tracción requerida para traílla vacía: $19.795 \times 0,30 = 5.940$ kg (2o. Cambio)
7. Corrección por altitud: $100\% - (2.700 - 1.000) \times 0,01 = 83\%$
8. Fuerza efectiva del tractor en 1o. cambio: $17.250 \times 0,83 = 14.315$ kg > 11.460 kg: (ok)
9. Fuerza efectiva del tractor en 2º. Cambio: $7.950 \times 0,83 = 6.600$ kg > 5.940 kg: (ok)
10. Pendiente total equivalente: $10\% + 3\% = 13\%$
11. Fuerza requerida para traílla cargada: $95.500 \times 0,13 = 12.415$ kg < 14.315 kg: (ok)
12. Fuerza requerida para traílla descargada: $49.485 \times 0,13 = 6.435$ kg < 6.600 kg: (ok)
13. Tiempo de viaje con traílla cargada: $2 \text{ km} / 11 \text{ kmph} = 10,90$ minutos
14. Tiempo de viaje con traílla descargada: $2 \text{ km} / 27 \text{ kmph} = 4,40$ minutos
15. Tiempo total del ciclo: $10,90 + 4,40 + 1,80 = 17,10$ minutos
16. Número de ciclos por hora (trabajando 45 minutos/hora) = $45 / 17,1 = 2,63$
17. Producción por hora = $26,75 \text{ m}^3/\text{ciclo} \times 2,63 \text{ ciclos/hora} = 70,35 \text{ m}^3$ sueltos
18. Producción en m³ banco en 10 horas = $70,35 \times (1 - 0,14) \times 10 = 605 \text{ m}^3$ (B)

4.3.7. PRODUCCIÓN DE ALGUNAS OTRAS MÁQUINAS

A - El bulldozer (topadora)

La actividad principal del bulldozer es excavar, que se lleva a cabo si se inclina la cuchilla y se hinca su borde inferior por medio de gatos hidráulicos accionados por mandos, con lo cual se consigue cortar el suelo a medida que avanza la máquina; cuando el material cortado llega a la altura de la cuchilla, el operador coloca la

cuchilla en posición vertical rasando el piso y continúa su marcha acarreando el material cortado hasta el sitio de depósito.

Se fabrican cuchillas de varios tipos según el trabajo que se quiera ejecutar. Las más usuales en movimientos de tierra son las tipo “U” (universal), que puede manejar cargas voluminosas a distancias apreciables, aunque su corte profundiza poco en suelos duros; y la tipo “S” (straight), más pequeña que la anterior, muy manejable y versátil, con excelentes condiciones de hincado.

Los manuales de estos equipos contienen curvas de producción para el caso de estar provistos con cuchilla “U” o con cuchilla “S” y *para ciertas condiciones de trabajo que se tuvieron en las pruebas de fábrica*. Si las que se encuentran en la obra real difieren de aquéllas, deberá introducirse algunos factores de corrección a los datos de dichas curvas. Se esquematiza enseguida una de estas gráficas del Handbook Caterpillar (sólo se dibujan dos curvas de varias que contiene).

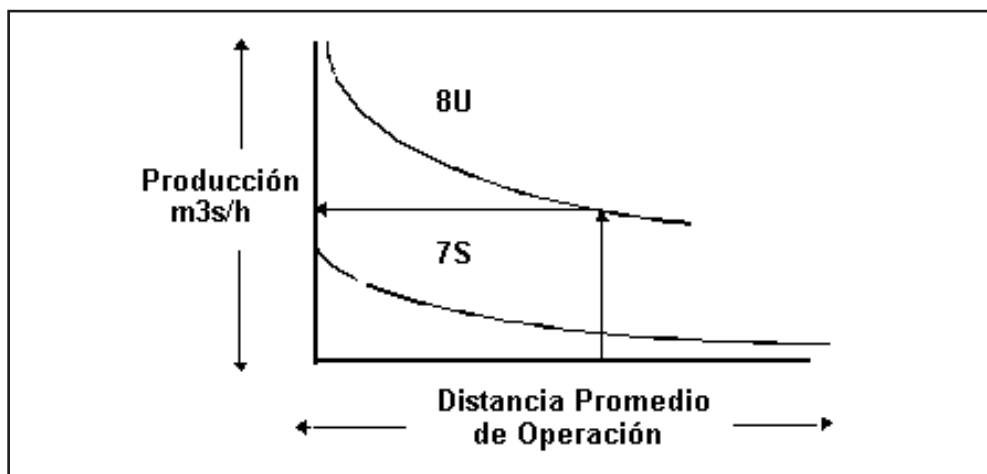


Figura 4.5

En el esquema de la Figura 4.5, las curvas representan la variación de la producción en m^3 sueltos por hora de dos bulldozers: Cat D8 (con cuchilla “U”) y D7 (con cuchilla “S”) en función de la distancia de operación de las máquinas. Los datos están dados para *las condiciones de trabajo* en que se realizaron las pruebas en fábrica, entre las cuales cabe señalar:

- El factor de eficiencia considerado (minutos trabajados/hora).
- Peso unitario del material utilizado.
- El coeficiente de tracción (“agarre”) del suelo en las pruebas.
- El tiempo fijo de la máquina.
- Un factor según el estado del material que se corta y/o se acarrea (suelto, duro, etc.).
- El bulldozer corta los primeros 15 m de su operación y el resto de su distancia de operación acarrea la carga.

Además de lo anterior, el manual presenta otros factores de corrección, como la habilidad del operador, la visibilidad del sitio de trabajo, la forma de realizar el corte del suelo, como por ejemplo: por cortes adyacentes, o “en cuña” (este último consiste en dejar un ancho de cuchilla de suelo sin cortar intermedio entre dos cortes vecinos y luego cortando el central), el grado de angulosidad de la cuchilla, el grado de dureza del suelo, la pendiente del terreno, etc. En todos los casos, el factor de corrección particular será el cociente de la relación entre el factor real en obra y el supuesto en fábrica. Y el factor total de corrección de la producción obtenida de la gráfica será el producto de todos los factores de corrección parciales. Para determinar experimentalmente la producción del bulldozer se procede así:

- Hacer el levantamiento topográfico del terreno antes y después que el bulldozer ejecute el trabajo, teniendo cuidado de medir el tiempo. Se obtendrá así la producción en m^3 en banco/hora.
- Con la medida del tiempo del corte, hacer el levantamiento del material excavado por el bulldozer. El dato suministra el volumen en m^3 sueltos/hora.
- Medir el volumen cortado y acarreado por la cuchilla así: hecho un corte y acarreado, el operador conforma la carga para lograr una forma geométrica regular de la misma sobre el suelo, aplanando suavemente con la cuchilla la parte superior para dejarla horizontal. Tomar la altura promedio H, el ancho promedio A y la longitud más larga del montón L y aplicar la fórmula empírica: $m^3 \text{ sueltos} = 0,0138 \times L \times A$.

B. - Las excavadoras: retro, frontal, pala mecánica, dragline

La producción de estas máquinas depende tanto de su capacidad de trabajo (potencia) y de los dispositivos mecánicos auxiliares que emplea (capacidad volumétrica del balde o cucharón) como de las condiciones en que debe trabajar: tipo y características del suelo, profundidad o altura de corte, ángulo de giro de la pluma, distancia de descarga, visibilidad, habilidad del operador, etc. Los manuales de operación suministran tablas, ábacos y gráficas de producción en las que intervienen estos factores (más adelante se analizará un ejemplo de movimiento de tierra en el que se ampliará un poco este tema).

C. - Compactadores

La producción de un compactador depende de su capacidad para efectuar su trabajo (peso, impacto) y de la gradación y el grado de humedad del material. Muchos compactadores son unidades de arrastre que realizado un tractor sobre llantas o sobre orugas, aunque los hay auto-propulsados. La compactación se efectúa por la presión contra el suelo ejercida por su aparato de rodamiento (ruedas metálicas cilíndricas o llantas), la cual se debe a su peso propio y, eventualmente, a una tara o al efecto de impacto que puede suministrarle a la unidad un dispositivo vibratorio). El Manual de Rendimiento Caterpillar (Edición 27) suministra un esquema sobre la utilización de compactadores según el tipo de suelo, que se muestra simplificado a continuación.

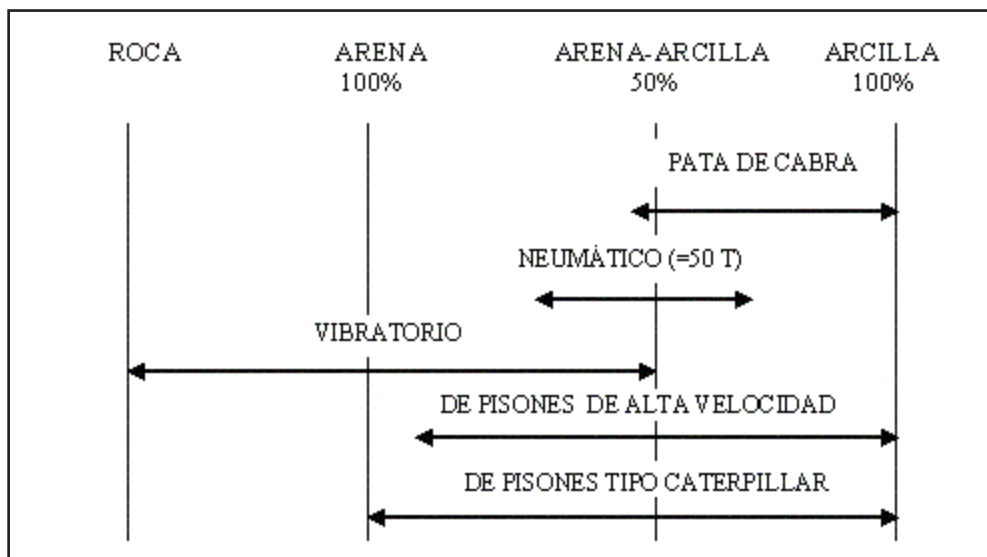


Figura 4.6
Equipo de compactación adecuado según tipo de suelo.

Los compactadores se clasifican en uno de los grupos siguientes (Manual Cat citado):

- De pata de cabra
- Vibratorios
- Neumáticos
- De pisones de alta velocidad
- De ruedas cortadoras (utilizado en rellenos sanitarios)

La producción de un compactador está expresada en la siguiente fórmula (Manual Cat citado):

$$m^3c / h = \frac{A \times V \times C}{P}$$

En la cual: m^3c/h es el número de metros cúbicos compactados por hora; A es el ancho de compactación por pasada; V es la velocidad promedio del compactador en km/h; C es el espesor de la capa de suelo una vez compactada; y P es el número de pasadas del compactador para obtener la compactación especificada.

D - Cargadores

Los hay sobre llantas y sobre orugas. Los primeros son más rápidos que los segundos, en tanto que los segundos trabajan mejor en suelos de muy bajo factor de tracción.

Su rendimiento también es, como ya resulta repetitivo, función de su capacidad, del tamaño del balde que maneja y de las condiciones generales de trabajo.

Los fabricantes presentan ábacos y gráficas de producción que relacionan varios parámetros de más frecuente uso, como los ciclos por hora, capacidad del balde, factor de llenado de éste, densidad del material, etc.

4.4. LOS COSTOS DE PROPIEDAD Y DE OPERACIÓN DEL EQUIPO

El objeto comercial del uso de una máquina que mueve tierra, como la de cualquiera otra actividad, es obtener el mejor resultado económico, *que se obtiene con su máxima producción al menor costo posible*. Es difícil calcular con exactitud cuál será el costo total de un equipo, pues depende de numerosas variables: su costo inicial, las condiciones de mayor o menor severidad del trabajo, el número de horas y de años que trabaje (que tiene que ver con el cuidado que se tenga para mantenerlo en buenas condiciones), los precios de las llantas, los combustibles y lubricantes y de los repuestos, las tasas de interés comercial, los impuestos y aranceles, la devaluación de la moneda local respecto de la del país de origen del equipo y algunas otras.

El costo total de operar una máquina está determinado por la suma de:

- Los costos de propiedad
- Los costos de operación.

Hay varios métodos de calcular los costos del equipo. Algunos fabricantes incluyen en sus manuales de operación instrucciones detalladas y formatos para guiar y facilitar su cálculo. Quien lo hace debe revisar a la luz de las condiciones de su localidad.

Algo de lo que sobre esta materia se va a decir a continuación se basa en el procedimiento que la Asociación Colombiana de Ingenieros Contratistas (ACIC) utiliza en su estudio para estimar las tarifas y los arrendamientos de los equipos de construcción en Colombia, los cuales publica anualmente en un boletín especial. Dado el carácter de esta Asociación como cuerpo consultivo del gobierno nacional en la materia, dichas tarifas se aceptan normalmente como oficiales.

4.4.1. COSTO DE ADQUISICIÓN DEL EQUIPO

La inversión que debe hacerse para comprar un equipo importado incluye su precio en fábrica, su(s) transporte(s) hasta el sitio de destino final y los seguros respectivos, los impuestos de importación, los gastos de nacionalización y la devaluación del peso frente a la moneda del país fabricante durante el proceso de la compra (pues el comprador debe adquirir con pesos su valor en moneda extranjera), los costos financieros de la operación comercial y los gastos imprevistos.

Recuérdese que la suma del precio en fábrica del equipo más los gastos necesarios hasta ponerlo a bordo del barco (o de otro medio de transporte) en el país de origen se llama precio FOB (free on board). Además, que la suma de este precio más los gastos de transporte y seguros durante el viaje hasta puerto del país de destino *antes* de su desem-

barque, se llama precio CIF (*costs, insurance and freights*).

Para ilustrar el método que sigue ACIC, veamos el caso de una máquina de determinadas características comprada en los Estados Unidos, cuyo precio en fábrica se supone que sea 100 con el fin de que los demás gastos necesarios para traerla a Colombia se puedan expresar como valores porcentuales. Los indicados en la Tabla 4.4 siguiente están tomados de una publicación de ACIC *no actualizada y no deben tomarse como ciertos hoy. Sólo se utilizan aquí como datos de la explicación* (recuérdese, además, que varios de estos porcentajes varían de acuerdo con el tipo, tamaño y peso del equipo y del renglón de su arancel):

Tabla 4.4

CONCEPTO	%
Precio en fábrica del equipo	100,00
Transporte a puerto extranjero y embarque *	2,00
Derechos consulares y legalización de facturas	2,00
Fletes marítimos	8,50
Seguros marítimos **	0,58
Apertura carta de crédito, gastos bancarios	3,00
Derechos empresa portuaria en Colombia (4% CIF)	4,52
Derechos de Aduana (9% CIF)	10,18
Impuesto a importaciones (8% CIF)	9,05
Fondo Nacional del Café (2% CIF)	2,26
Proexpo (5% CIF)	5,65
Transporte y seguros terrestres en Colombia	5,00
Impoventas [10%(CIF + derechos de Aduana)]	12,33
Devaluación, costos financieros, imprevistos ***	20,00
TOTAL	185,07

NOTAS: * Hasta aquí, precio FOB.

** Hasta aquí, precio CIF

*** Devaluación del peso frente al dólar desde la cotización formal inicial del equipo hasta su pago.

O sea que si los porcentajes indicados en esta Tabla *fueran ciertos hoy*, por cada cien dólares del precio en fábrica del equipo se pagarían ciento ochenta y cinco dólares más siete centavos de dólar para tener la máquina en la ciudad de destino final en Colombia. Este factor se llama *factor de conversión, que es propio* de cada máquina o grupo de

máquinas que tengan iguales porcentajes de gastos por los mismos conceptos indicados en el ejemplo.

Según lo anterior, si un equipo cuyo factor de conversión es 185,07 vale en fábrica de los Estados Unidos US\$ 100.000 y el dólar oficial se cotiza en el momento de la orden de compra a Col\$ 2.400, el equipo saldrá costando en Cali: $US\$ 100.000 \times 185,07 \times 2.400/100 = \text{Col\$ } 444.168.000$

4.4.2. VIDA ECONÓMICA ÚTIL DE LA MÁQUINA

Se define como vida económica útil de una máquina la que ha transcurrido hasta que el costo horario de poseerla y de operarla empieza a ser mayor que el costo promedio que se ha obtenido hasta ese momento. Podría decirse mejor que la vida económica útil de la máquina es el tiempo durante el cual *trabaja con un rendimiento económico justificable*. (Recuérdese que la vida económica útil de una máquina depende mucho de las condiciones del trabajo y del cuidado y el mantenimiento que se le preste). Cumplida esta vida útil de la máquina, el propietario debe deshacerse de ella, pues será más económico comprar una nueva que seguir operando la vieja.

ACIC acepta, como datos sobre la vida económica útil (o período de depreciación) de los equipos que trabajan en Colombia, los utilizados en los Estados Unidos, no obstante que éstos pueden ser un poco optimistas para nuestro medio.

El rango de dichos datos oscila *alrededor* de los cinco (5) años, *a razón de 2.000 horas/año*, o sea 10.000 horas (que es la vida económica útil de muchas máquinas), aunque son variables según el tipo de trabajo propio de cada máquina. Así, por ejemplo, para motobombas, mezcladoras de concreto portátiles y vibradores de concreto se estiman 3 años o 6.000 horas, en tanto que para plantas de asfalto 9 años o 18.000 horas, para plantas dosificadoras de concreto, plantas trituradoras portátiles, dragas, grúas y palas sobre camión de más de 60 toneladas 8 años o 16.000 horas, para cargadores sobre llantas, compactadores de llantas y otros 4 años, etc.

4.4.3. COSTOS DE PROPIEDAD

El propietario de una máquina debe pagar permanentemente unos costos por el sólo hecho de ser su dueño. Son los costos de propiedad, que corresponden a los siguientes conceptos: *a)- la depreciación de la máquina* (que ocurre aunque la máquina esté parada debido a que con el paso del tiempo se vuelve obsoleta), *b)- los intereses* del capital invertido en su adquisición (aunque haya sido pagada de contado), *c)- los impuestos y seguros* y *d)- el estacionamiento y el bodegaje*.

Respecto de la depreciación: la suma por depreciar es el valor inicial de la máquina (incluyendo gastos de transportes hasta su destino), menos el valor de salvamento, que se considera que es el 10% de esta suma si tiene más de 3 años de servicio. Para las máquinas sobre llantas, al valor inicial de la máquina se resta el de las llantas -cuyo desgaste se considera como un gasto de la operación del equipo- antes de calcular el 10%.

$$\text{Depreciación} = \text{Valor depreciable} / \text{Vida útil}$$

$$\text{Depreciación horaria} = \text{Valor depreciable} / (2.000 \times N)$$

N = número de años de vida útil.

$$\text{Valor depreciable} = \text{valor total} - \text{valor llantas} - \text{valor salvamento}$$

Respecto de intereses, impuestos y seguros: el propietario tiene derecho a incluir como costos de propiedad y durante el período de la vida útil del equipo, los intereses *que su inversión para adquirirlo le permitiría ganar en cualquier otra actividad económica* y lo que debe pagar por impuesto de patrimonio y por la póliza de seguros que proteja dicha inversión. Dentro del período de la vida útil, el propietario debe destinar también parte del producido por el trabajo de la máquina para amortizar su valor, o sea para recuperar en dicho período la inversión.

Este último concepto introduce la noción de la “inversión promedio de capital” o “valor medio” de la máquina en el cálculo de los gastos mencionados, que es el promedio aritmético de los valores calculados en libros a principio de cada año, o sea que:

$$\text{Valor medio} = (N + 1 / 2N) \quad [N = \text{número de años de vida útil}]$$

ACIC evalúa los costos de impuestos, intereses y seguros a partir de las disposiciones vigentes y los expresa en función de este valor medio de la máquina, cuyo análisis se omite.

Respecto de estacionamiento y bodegaje durante la inactividad esperada de una máquina, ACIC procede como en los costos anteriores y obtiene, también, otra fórmula similar a la anterior.

Sumando las fórmulas empíricas que expresan los valores de los costos de propiedad de una máquina según se ha indicado aquí someramente, ACIC ha llegado a resumirlos en la siguiente:

$$\text{Costos de propiedad} = C \times \text{Valor depreciable} / 1.000$$

Donde $C = [1 + 0,2175(N + 1)] / N$ para las disposiciones vigentes cuando se calculó, pero cuya variación dentro de ciertos niveles no afecta apreciablemente este valor. Y, con éste, ha elaborado la tabla 4.5 de la página siguiente.

4.4.4. COSTOS DE OPERACIÓN

La operación de una máquina que mueve tierra, que por lo general está accionada por un motor de combustión, requiere operador, combustibles, lubricantes, filtros, aceites, repuestos, llantas (si es el caso), mantenimiento y reparaciones.

A - Operador (mano de obra)

El operador de una máquina, como cualquier otro trabajador colombiano, devenga por sus servicios el salario diario convenido con su patrono más unas prestaciones sociales. El monto *mínimo* de estas últimas está regulado por las leyes laborales. O sea que en un año gana 365 veces esta suma. Pero el patrono recibe a cambio en tiempo efectivamente trabajado por el operador sólo una fracción de lo que le paga en total. Esto le significa que el costo real de la hora trabajada será el que resulte de dividir *el valor total que le paga entre el total de horas efectivamente trabajadas*.

Días pagados:

Jornales por año:	365,00
Cesantía:	30,00
Prima servicios:	30,00
ISS*:	65,45
Sena (2%):	7,30
Subsidio familiar (4%):	14,60
ICBF (2%):	7,30
Otras prestaciones **:	7,30
Interés cesantía ***:	3,60
<i>Total días pagados:</i>	<i>530,55</i>

Días trabajados (teóricamente):

Días calendario:	365
Menos	
Vacaciones:	15
Dominicales:	52
Feriados:	19
Ausencias remuneradas:	4
<i>Total días trabajados:</i>	<i>275</i>

Días pagados / Días trabajados (teóricos) =
1,929

Factor de prestaciones sociales =
0,929

Sin embargo, el estudio de ACIC señala que a los 294 días hábiles de trabajo al año (365 menos la suma de dominicales y feriados), deben restarse otros días de inactividad cuyos conceptos y número ha estimado así:

Lluvia:	27 días
Transportes mayores:	5 días
Reparaciones:	34 días
Organización trabajo:	8 días
<i>Suman:</i>	<i>74 días</i>

Que respecto de los días hábiles es: $(74/275) \times 100 = 27\%$

Para concluir que el costo total del operador del equipo (mano de obra) se obtiene a partir de su salario básico (S_b), así:

$$\text{Costo operador} = 1,929 \times 1,27 \times S_b = 2,45 \times S_b$$

Antes de pasar a otro ítem se nos ocurre decir aquí otra “verdad sabida”: que el propietario de una máquina costosa debe conservar *al mismo* buen operador al frente de ella, hasta donde le sea posible. No hay duda de que la “familiaridad” del operador con su máquina le permite trabajarla con mayor pericia y cuidado y percibirle hasta la menor señal preventiva de alarma que le indique que algo no marcha bien y que debe someterla a revisión inmediata. Las empresas de construcción lo saben y vinculan laboralmente a operadores expertos y cuidadosos mediante contratos a término indefinido, lo que contrasta con la tendencia general actual de contratar trabajadores de la construcción a término fijo.

B - Combustibles, lubricantes, aceites, filtros, repuestos, llantas, tanqueo, lubricación y reparaciones

El boletín de tarifas de arrendamiento de equipos de construcción de ACIC aplica las premisas y los parámetros que plantea en su estudio para obtener los consumos promedios de los insumos y servicios mencionados, los cuales incluye en dicha publicación (que invitamos a que se consulte) para varios tipos de máquina, consumos que dependen principalmente de su tamaño y potencia y de la clase de trabajo que realizan.

C - Tiempo de trabajo de la máquina

Para el cálculo de tarifas, se supone que los equipos trabajan 48 horas semanales y 192 horas mensuales. El mayor número de horas trabajadas sobre los anteriores se considera tiempo extra.

ACIC considera dos tipos de tarifas de arrendamiento de estos equipos:

D - Tarifas de alquiler

a) *tarifa diaria*, que incluye todos los costos de operador, combustibles, lubricantes y reparaciones y

b) *tarifas semanal y mensual*, que incluyen los costos de propiedad y de reparaciones; los costos del operador, los lubricantes y combustibles están a cargo del arrendatario durante el tiempo que use la máquina.

Se acepta que la *tarifa diaria* sea el 90% de 8 veces la tarifa horaria; la *tarifa semanal*, el 80% de 48 veces el costo de propiedad más reparaciones por hora; y la *tarifa mensual*, el 70% de 192 veces el costo de propiedad más reparaciones por hora.

E - Administración y utilidad

ACIC recomienda que por estos dos conceptos (AU) el propietario de la máquina puede percibir el 20% de su costo directo. Pone de presente que este porcentaje corresponde al propietario de la máquina por administración y utilidad de su equipo y no tiene nada que ver con los gastos generales de la obra, que ésta los liquida separa e independientemente. A continuación se plantea y se desarrolla un ejercicio muy sencillo en el que se analizan la planeación de las actividades y los costos directos respectivos de un trabajo que se describe en el enunciado y en las especificaciones que siguen en la otra página.

Ejercicio # 7

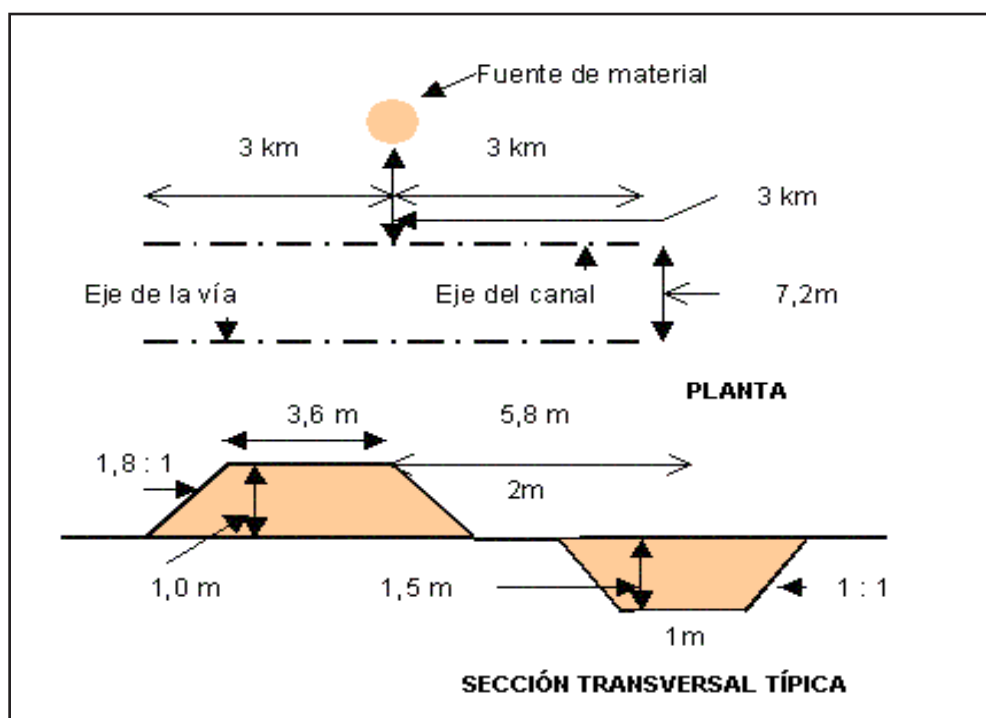


Figura 4.7

La planta y la sección típica transversal cuyos esquemas se indican arriba (Figura 4.7) muestran una obra cuyo presupuesto de construcción se solicita. Se trata de construir *en un terreno plano* un canal de conducción de agua y una vía paralela, en terraplén alto debido a ciertas condiciones que así lo exigen.

El canal se revestirá con una membrana bajo un contrato diferente al de esta propuesta.

La longitud del canal y de la vía será de 6 km. El análisis que se hará a continuación parte de que se cuenta con todos los planos y las especificaciones técnicas de la obra (anexas al pliego de condiciones) y que estas últimas definen las características del material para el terraplén de la vía y el procedimiento para su colocación con el fin de lograr como mínimo el grado de compactación señalado en las normas. Además, que el estudio geotécnico del consultor del proyecto también anexo al pliego, indica que el material excavado en el canal *puede utilizarse* para construir la vía y que si dicho material no alcanza podrá completarse con el que se extraiga de la fuente de material indicada en el dibujo de la planta, cuyas características son muy similares al de la excavación. Señala además que el nivel freático máximo en el área de la obra se encuentra a 2,50 m por debajo del nivel del terreno original, o sea a 1 m por debajo del fondo del canal.

Las características de los materiales de la excavación y de la fuente (según datos del estudio geotécnico) son las siguientes:

- Peso unitario en banco: 1.500 kg/m³
- Peso unitario suelto: 1.250 kg/m³
- Peso unitario compactado: 1.875 kg/m³
- Humedad natural: 8% al peso
- Humedad óptima para compactar: 12% al peso
- Espesor cada capa de material para la vía antes de compactar: 20 cm

El plazo de la obra es de 3 meses contados a partir de la fecha de entrega del anticipo.

Solución

A - Revisión de las cantidades de obra⁵

$$\begin{aligned} 1a: \text{Volumen del terraplén de la vía } V_T &= \frac{3,6 + 7,0}{2} \times 1,05,40 \text{ m}^3(\text{C})^* = \\ &= 8,10 \text{ m}^3(\text{S})^{**} \end{aligned}$$

1b: Volumen de la excavación del canal

$$V_B = \frac{1+4}{2} \times 1,5 = 3,75 \text{ m}^3(\text{B})^{***} / \text{ml} = 4,50 \text{ m}^3(\text{S}) (\text{secos})^{****}$$

$$1c: \text{Volumen del material de la fuente } \Delta = (8,10 - 4,50) = 3,60 \text{ m}^3(\text{s})/\text{ml}^{*****}$$

Expresiones en las cuales los asteriscos indican:

- * Volumen Compactado
- ** Volumen suelto (ver numeral 2.2.2 fórmulas 1 y 2)
- *** Volumen en banco
- **** El nivel freático está por debajo del fondo de la excavación
- ***** Diferencia entre volúmenes sueltos de terraplén para vía y corte en canal

CANTIDADES TOTALES DE OBRA (L = 6 KM)

Ítem	M ³ compactos	m ³ en banco	m ³ sueltos
Terraplén vía	32.400	-	48.600
Excavación canal	18.000	22.500	27.000
Diferencia (fuente)	14.400	-	21.600

B - Planeación del trabajo

B.1 - Consideraciones generales

Se supone que la obra se construirá en verano, pero que por lluvias ocasionales e imprevistos *se pierden 15 días*.

- Se plantea que para efectos del programa interno de la empresa constructora, los equipos trabajarán en la producción de obra 40 horas/semana a razón de 50 minutos/hora de trabajo efectivo (coeficiente de eficiencia = $50/60 = 0,83$) y que la obra tendrá una buena administración (coeficiente = 0,85), para un *coeficiente de producción* = $0,83 \times 0,85 = 0,70$.

Si el material excavado sirve para construir el terraplén de la vía, es conveniente que la máquina excavadora pueda el colocar el material que extrae del canal en la zona del terraplén sin tener que desplazarse. Por lo tanto, la apropiada será una retroexcavadora dotada de un brazo con un alcance suficientemente largo para lograrlo, por ejemplo 5,80 m. si se supone que lo coloca sobre la línea del hombro interior del terraplén (ver Figura del Ejercicio, página 73).

El contratista dispone de las siguientes retroexcavadoras Caterpillar: dos (2) tipo 215B (105 HP) y dos (2) tipo 225 (135 HP).

Puesto que el material de la excavación no alcanza para construir el terraplén de la vía, es necesario complementarlo con el que suministra la fuente de material, o sea que debe extraerse de ésta el faltante (21.600 m sueltos) y transportarlo hasta la vía.

La fuente de material faltante se encuentra en un sitio cuya topografía es similar a la zona del canal, por lo cual podría extraerse con una retroexcavadora de menor capacidad que la que excava el canal ya que el volumen de tierra que debe mover aquélla es menor. Sin embargo, pensando en que esta segunda retro pueda utilizarse como reemplazo de la primera en caso de daño temporal de la misma y dado el relativamente corto plazo de las obras que no encarece mucho esta opción, se plantea en principio utilizar en la fuente una retro similar a la del canal, pero dicha opción se revisará después.

B.2 - Selección de la retroexcavadora del canal

B.2.1 - Producción horaria de la máquina

Volumen suelto total del canal = 27.000 m³

Tiempo de ejecución = 2,5 meses x 4 semanas/mes x 40 horas/semana = 400 horas.

Producción *efectiva* de la excavación = $27.000 \text{ m}^3/400 \text{ hr} = 68 \text{ m}^3(\text{S})/\text{hr}$
 Teniendo en cuenta el coeficiente de producción, el tiempo efectivo de trabajo de la máquina será el 70% del disponible y, por lo tanto, *debe ser capaz* de excavar $68 / 0,70 \cong 100 \text{ m}^3(\text{S})/\text{hr}$.

B.2.2 - Alcance del brazo (mínimo: 5,80 m según lo indicado atrás).

El Manual Caterpillar informa que con brazo de 1800 mm (pluma de una pieza), el máximo alcance de la 215B a nivel del piso es 8,43 m y el de la 225 con brazo de 1980 mm (pluma de una pieza) es 9,24 m al mismo nivel.

B.2.3 - Capacidad del balde o cucharón.

La Tabla para estimar los ciclos de las retroexcavadoras del Manual Caterpillar informa que para el caso de descarga lejana del cucharón (y para una excavación cuidadosa que debe perfilar los taludes) el tiempo del ciclo de la 215B es de unos 25 segundos y para la 225 unos 30 segundos

Puesto que: $100 \text{ m}^3/\text{hr} = (60 \text{ min}/\text{hr}) \times (\text{Número de ciclos}/\text{min}) \times (\text{m}^3/\text{ciclo})$,
 para la retro 215 (ciclo de 25 seg) capacidad cucharón = $0,69 \text{ m}^3$ (la más próxima es la del balde 1405 mm de radio de volteo y 910 mm de ancho de corte, con capacidad colmada de $0,76 \text{ m}^3$); y para la retro 225 (ciclo de 30 seg) la capacidad cucharón = $0,83 \text{ m}^3$ (la más próxima es la del balde 1605 y 910 mm de ancho de corte con capacidad colmada de $0,96 \text{ m}^3$).

B.2.4 - Peso admisible de trabajo

(peso de cucharón lleno de material).

Peso (cucharón + material):

Cat 215 = $510 + 0,75 \times 1.250 = 1.450 \text{ Kg} < \text{peso admisible} *$

Cat 225 = $800 + 0,96 \times 1.250 = 2.000 \text{ Kg} **$

* 215B (trocha ancha), pluma de una pieza y brazo corto,
 peso admisible = 2.650 Kg

** 225 (tren largo), pluma de una pieza y brazo corto,
 peso admisible = 3.470 Kg.

Como revisión de seguridad: la capacidad de levante *** de la 215B con el brazo a 6,10 m del eje y girada 90 (descarga lateral) es $2.990 \text{ Kg} > 1.450 \text{ Kg}$.

Se selecciona la retro Cat 215B de trocha ancha, pluma de una pieza, brazo de 1800 mm y con cucharón 1405 de 910 mm.

*** La capacidad de levante mide el peso colgado del gancho del cucharón (adicional) que es capaz de levantar la máquina según la distancia de la carga al eje de la máquina.

B.3 - Extracción del material de la fuente: selección de la excavadora

- Se planteó atrás utilizar en la fuente de material una retroexcavadora igual a la seleccionada para el canal con el fin de contar con ella como reemplazo de ésta en caso de daño temporal.
- El volumen suelto que debe extraerse y transportarse a la zona del terraplén de la vía es 21.600 m^3 .
- Si tiempo de trabajo = $2,25^* \text{ meses} \times 4 \text{ semanas} \times 40 \text{ hr/semana} = 360 \text{ horas} \text{ (1)}$

- (1)* Se considera que el transporte del material faltante quede terminado 1 semana antes de colocado en la obra.
- La retro debe producir efectivamente $21.600 \text{ m}^3(\text{S})/360 \text{ hr} = 60 \text{ m}^3(\text{S})/\text{hr}$ con factor 100% y para factor de producción = 0,70: su capacidad nominal de producción = $60/0,70 = 85 \text{ m}^3(\text{S})/\text{hr}$
- La capacidad del cucharón, con ciclo de 20 segundos (0,33 min) debe ser 0,42 m^3 (la más próxima es la del cucharón de 1.405 mm de radio de volteo y 760 mm de ancho de corte, cuya capacidad colmada es 0,57 m^3).
O sea que se selecciona la retroexcavadora 215B de trocha ancha, pluma de una pieza y brazo de 1800 mm con cucharón (opcional) 1405 x 910 mm.

B.4 - Transporte del material adicional para la vía.

- El transporte del material desde la fuente hasta el sitio del terraplén se hará en volquetas de 8 m^3 (no se busca una capacidad mayor en este caso debido, entre otras razones, a la regular capacidad de soporte del suelo de la vía que comunica estos dos puntos).
 - El terraplén de la vía requiere que se suministren $120 \text{ m}^3(\text{S})/\text{hr}$, de los cuales la fuente debe producir 52.
La distancia promedia de acarreo es $(3 + 6)/2 = 4,5 \text{ km}$. Si se encuentra que la velocidad de la volqueta cargada es 30 km/hr y descargada 45 km/hr (regular estado de la vía), el tiempo de viaje es 15 minutos: El tiempo de la retro (ciclo de 20 seg) para cargar una volqueta de 8 m^3 es 4,68 minutos y sean 3,3 minutos el tiempo fijo de la volqueta, para un tiempo total del ciclo de la volqueta de 23 minutos, o sea que el número de volquetas necesario será $(23/4,68) = 5$ para 100% de factor de producción y $5/0,70 = 7$ volquetas para el factor real. Se adiciona una más de emergencia, para un total de 8.

B.5 - Construcción del terraplén de la vía.

Para construir el terraplén se procederá primero a extender el material en capas de 20 cm (ver datos del estudio geotécnico atrás), luego a humedecerlo de tal manera que su humedad pase del 8 al 12% en peso según el mismo estudio y finalmente a compactarlo al grado de compactación requerida. Según el laboratorio de suelos y lo verificado en ensayos previos en obra, al efectuar la compactación la capa de 20 cm de material suelto reduce su espesor a 10 cm.

B.5.1 - Extensión del material

- La extensión del material se hará con motoniveladora. Se dispone de varias máquinas. La Cat. 12B proporciona, de acuerdo con el Manual respectivo: potencia, 125 HP, velocidad máxima, 35,4 km/h; longitud de cuchilla, 3,66 m. Si la proyección frontal de la cuchilla angulada es 2,70 m. y requiere pasar 6 veces para extender el material a 20 cm de espesor con velocidad media de operación de 3,2 km/h, la producción horaria es $(2,70 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} \times 3.200 \text{ m/h})/6 = 288 \text{ m}^3(\text{S})/\text{h}$. para 100% factor y para 0,70 $\rightarrow 200 \text{ m}^3(\text{S})/\text{hr} > 120 \text{ m}^3(\text{S})/\text{hr}$,

OK. (La solvencia de la motoniveladora puede aprovecharse para utilizarla en el mantenimiento de la vía fuente de material-tierra).

B.5.2 - Humedecimiento del material

El humedecimiento se hará con carrotaque. La cantidad de agua por hora que se requiere para aumentar la humedad de 120 m³(S)/hr. de material (equivalentes a 100 m³(B)/hr) del 8% (humedad natural o del material en banco) al 12% al peso (humedad necesaria para obtener la compactación exigida) es: 100m³ x (12-8)% x 1.500 kg/m³ = 6.000 kg o 6.000 lt, que son 1.590 gls. Se podrá utilizar carrotaque de 2.000 galones. Se supone que éste se abastece de agua en sitio muy cercano a la obra, de tal manera que no se presentan demoras por este concepto.

B.5.3 - Compactación del material

Se dispone de compactadores Cat 815B, de cuya tabla de producción (Tabla 4.6) se dan los datos que suministra en sistema métrico decimal (se omiten los datos en sistema inglés de esta máquina y todos los del compactador 825C).

Tabla 4.6 PRODUCCION DEL COMPACTADOR CAT 815 (m³(C)/H)*
(Para espesores dados de capas compactadas)

No. Pasadas	Velocidad km/h	100 mm	150 mm	200 mm
3	6,5	419	628	837
	9,5	628	942	1.256
	13,0	837	1.256	1.675
4	6,5	314	471	628
	9,5	471	706	942
	13,0	628	1.232	1.643
5	6,5	251	377	502
	9,5	377	565	754
	13,0	502	754	1.005
6	6,5	286	314	419
	9,5	314	471	628
	13,0	419	628	837

NOTAS: * Producción en hora de 60 minutos

Según se indicó atrás en el ordinal C del numeral 4.3.7 (del Manual Cat - Edición 27):

$$M^3(c)/H = \frac{A \times V \times E \times C}{P}$$

A = ancho compactado por pasada en metros (igual a dos veces el ancho de una rueda del compactador, 0,98m)

V = velocidad media en km/h

C = espesor de la capa compactada en milímetros

P = número necesario de pasadas de la máquina para compactar (que debe ser verificado en obra).

El análisis que estamos haciendo verifica que el equipo debe hacer 6 pasadas para lograr la compactación requerida, que la velocidad a que debe operar es 6,5 km/h y, puesto que se tiene que el espesor compactado de la capa de material es 100 mm, la tabla nos da que la producción de 815B será 286 m³(C)/hr para factor 100%, o sea 200 m³(C)/hr con factor 0,70.

Esta producción excede en 67% la necesaria (120 m³/hr) según el planteamiento de la obra que se ha hecho hasta ahora, lo que llevaría a analizar un equipo de compactación de menor capacidad y, seguramente, más económico. Por ejemplo, el conformado por tractor agrícola + rodillo pata de cabra de arrastre. Aceptemos hacer este análisis y que el rodillo inicialmente seleccionado pese 6 ton de peso y mida 2,80 m de ancho.

La resistencia al rodamiento para el rodillo pata de cabra en tierra suelta es del orden de 250 kg/ton, lo que con las características del suelo permite seleccionar el tractor (de llantas) requerido y, por lo tanto, su velocidad de operación más adecuada. Si ésta es 5 km/h y se verifica que el rodillo debe pasar 8 veces para lograr la compactación, la producción en 60 minutos de este equipo es 2,80 m x 5.000m x 0,10/8 = 175 m³(C)/hr, o 122 m³(C)/hr, OK

Aunque esta segunda solución es más ajustada a las necesidades que la primera, antes de adoptarse deben tenerse en cuenta *otros factores además de su costo*; por ejemplo, que en tal caso es muy conveniente que se cuente con la disponibilidad de un segundo tractor que reemplace al primero *en el muy probable evento de fallas o daño* a causa de su trabajo intenso y continuo. No ocurre lo mismo con el compactador 815B, cuya alta producción permite que se disponga de un cómodo margen de tiempo para su buen mantenimiento y aún para sus reparaciones menores. En este presupuesto se supone que la solución del compactador 815B es la más conveniente, pero sería interesante analizar otra solución intermedia.

C - Análisis de costos directos

C.1 - Topografía

Esta obra requiere los servicios permanentes de la comisión topográfica.

El pliego de condiciones determina la forma como se pagará este servicio. En algunos casos se establece un ítem especial por una suma global (Localización y Control topográfico de las obras, por ejemplo), la cual se paga en contados mensuales iguales o según el porcentaje de obra ejecutada en cada mes. En otros, no se define dicho ítem en el pliego de condiciones y el proponente podrá incluir su costo en los costos directos o en los de la supervisión de la obra, o

Tabla 4.7 COSTOS DIRECTOS SUPUESTOS DEL EQUIPO UTILIZADO

EQUIPO (1 unidad)	C. D. TOTAL/MES	MESES	GRAN TOTAL
Retroexcavadora 215B	\$10.000.000	3	\$ 30.000.000
Compactador 815B	9.000.000	3	27.000.000
Motoniveladora 12B	12.000.000	3	36.000.000
Volqueta 8 m3	4.000.000	3	12.000.000
Carrotanque 2000 g/s	3.000.000	3	9.000.000

sea en los costos indirectos de la misma. Para este presupuesto supondremos este segundo caso, es decir, que el costo de la topografía quedará incluida en los costos indirectos de la obra.

C.2 - Equipos de construcción

La mayoría de empresas de construcción manejan la administración de sus equipos en un departamento especial de las mismas que los suministra a título de alquiler a las obras que adelantan, de tal manera que éstas deben pagar a dicho departamento el valor de su alquiler en forma similar a lo que harían si los equipos pertenecieran a terceros.

En el título *E del numeral 4.4.4* se indicaron las recomendaciones de ACIC para el cobro de dichos alquileres.

Para la contabilidad de la obra, el costo directo total mensual del equipo será la suma de su alquiler por mes, más los gastos en el mismo período por concepto de operador, combustibles, lubricantes, llantas, mantenimiento, transportes e impuesto IVA.

En este presupuesto que estamos elaborando (Tabla 4.7), *se supondrán* los siguientes costos directos (C.D.) totales mensuales por unidad:

Con estos costos totales y las cantidades de obra indicadas en el cuadro anterior (tabla 4.7) que están dadas en las unidades que se pagan en este contrato), se podrán determinar los costos directos unitarios y el costo directo total de la obra, lo que se resume en el cuadro siguiente:

C.2.1 - Excavación del canal.

Costo total del equipo:	\$ 30.000.000
Total cantidad de obra m ³ (B)*:	22.500
Costo directo canal/M ³ (B):	\$ 1.333

C.2.2 - Construcción del terraplén.

a: Extracción y transporte del material de la fuente

Total equipo excavador:	\$ 30.000.000
Total equipo transporte (8):	96.000.000
Suma equipo:	126.000.000
Total cantidad de material m ³ (S) **:	18.815
Costo directo suministro materia/M ³ (S):	\$ 6.700

b: Extensión, humedecimiento y compactación del material

Total equipo extensión:	\$ 36.000.000
Total equipo riego:	9.000.000
Total equipo compactación:	27.000.000
Suma equipo:	\$ 72.000.000
Total cantidad de obra m ³ (c):	32.400

Costo directo construcción terraplén/M³(C): \$ 2.222

La excavación se paga por m³ en banco.

* * Equivalentes a 18.815 m³(S) (de la fuente de material)

El *costo directo* total de la propuesta será el que se obtenga de la suma de los productos de cada costo directo unitario (del canal y del terraplén) por su respectiva cantidad de obra. (En este caso, dicho costo será el costo total de los equipos, porque no se ha considerado ningún otro).

C. Directo canal: 22.500 x 1.333,33 = \$ 30.000.000

C. Directo suministro de material: 13.275 x 9.492 = 126.000.000

C. Directo construcción terraplén: 32.400 x 2.222 = 72.000.000

Costo directo Total Obra* = \$ 228.000.000

* El costo de la topografía y de la supervisión técnica de la obra se consideran incluidos en los costos de dirección y administración en este caso.

D - Costos indirectos y utilidad

En estos costos deben incluirse, como ya se indicó antes, todos los gastos que son necesarios para la construcción de la obra que no forman parte de los costos directos, no solamente los que se causan en la obra sino, si es el caso (que vamos a suponer que *no es* el de este análisis) y *en la proporción que le corresponda a ésta*, los que ocurren en la oficina principal del contratista.

Mencionemos estos gastos: los sueldos más prestaciones sociales del personal directivo y administrativo de la obra, los costos de la topografía, arriendos, servicios, instalaciones provisionales en la obra y dotaciones, transportes, honorarios a terceros, gastos de laboratorio de suelos, papelería, comunicaciones, vehículos del ingeniero y de la comisión de topografía, gastos de preparación de la propuesta, póliza de la propuesta y del contrato, impuesto de timbre y demás gastos de legalización del contrato, impuesto IVA de bienes y servicios

no incluidos en los costos directos, intereses y costos bancarios y financieros, etc. La utilidad que un contratista quiera obtener con la ejecución de la obra depende, claro está, de su criterio comercial, pero también tiene que ver con el grado de complejidad y de dificultad de su ejecución.

Se dijo atrás que, por lo general, las entidades estatales no aceptan hoy (como consecuencia indirecta del nuevo estatuto de contratación) que los licitantes incluyan en sus propuestas un porcentaje de los costos directos para cubrir los gastos que eventualmente le pudieran causar situaciones imprevistas durante la ejecución de la obra; y prefieren que dichos costos no previsibles sean estimados e incluidos en el porcentaje de gastos de administración y dirección.

Para el Ejercicio que nos ocupa, supongamos que el total de gastos indirectos de la obra (administración y dirección “AD”) es \$41.000.000.

Factor AD. = (total gastos indirectos / total costos directos) x 100

O sea: Factor AD = 41.000.000 / 228.000.000 x 100 = 18%

Y si la utilidad (U) esperada es el 10% de los costos directos, se tendrá un factor *ADU del 28%*.

El cuadro final que resume la oferta puede ser el siguiente:

Item	Cantidad	Unid	Prec.Unit.*	Precio Tot.
Canal	22.500	m ³ B	\$ 1.706	\$ 38.385.000
Suministro material	21.600	m ³ S	8.576	185.241.600
Construcción Terraplén	32.400	m ³ C	2.844	92.145.600
<i>Total propuesta</i>				<i>\$315.772.200</i>

* Precio unitario = Costo directo x (1 + 0,28)

¹ Algunas tomadas de “*Propiedades Ingenieriles de los Suelos*”, GABRIEL MÁRQUEZ CÁRDENAS, Facultad Nacional de Minas, Medellín, 1.987.

² Los manuales de operación de algunos equipos para movimiento de tierra incluyen tablas que indican los porcentajes de pérdida de la potencia de sus máquinas según la altitud. El de la Caterpillar anota que la mayoría de sus equipos empiezan a perder potencia a partir de los 1.500 m de altitud y los que operan con turbo-alimentador de combustible, sólo a partir de los 3.000 m.

³ En estas notas se hace referencia frecuente a los equipos Caterpillar. La única razón que explica el hecho es que quien las escribe sólo dispone en el momento del Caterpillar Performance Handbook (Edición 15, hoy inactual pero útil para el propósito de estas Notas). Otras marcas de equipos suministran manuales con la información respectiva.

⁴ Todos los datos del equipo se han obtenido del Handbook Cat citado.

⁵ Normalmente el pliego de condiciones incluye una lista de las cantidades de obra, pero es muy conveniente que éstas sean verificadas por el proponente.

**PÁGINA EN BLANCO
EN LA EDICIÓN IMPRESA**

ALGUNOS MÉTODOS PARA EXCAVAR EN TIERRA A CIELO ABIERTO

Cuando se excava en tierra a cielo abierto, se puede presentar una de las dos condiciones siguientes:

- Que la excavación se hace en seco
- Que se efectúa con presencia de agua en ella.

5.1. EXCAVACIÓN EN SECO

En términos generales, la excavación en seco no presenta problemas para su ejecución, pues la operación se lleva a cabo en un suelo impermeable o que, si no lo es, se encuentra por encima del nivel freático. Si la excavación en seco se hace en un *suelo no cohesivo*, como arena, o predominantemente arenoso, la estabilidad del talud de pendiente i se logra si se cumple la condición $i < \tan \phi'$, donde ϕ' es el ángulo de reposo del suelo. En *suelos cohesivos* secos, la máxima profundidad a la que es posible excavar con seguridad se conoce como *altura crítica* (H_{cr}), la cual es directamente proporcional a la cohesión c del suelo, inversamente proporcional a su peso unitario P_u y es función del ángulo de fricción interna ϕ del mismo y de la pendiente i del talud (Figura 5.1): $H_{cr} = c/pu f(\phi, i)$

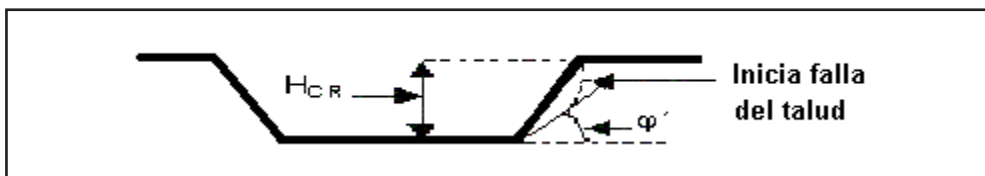


Figura 5.1

Téngase en cuenta que si se trata de excavar en suelos limosos situados por encima del nivel freático pero húmedos de agua infiltrada en sus poros, al ser expuestos a la intemperie se produce su exudación y puede erosionarse, presentándose la desestabilización del talud aunque la pendiente de éste sea menor que ϕ' .

Si las condiciones de la obra no permiten que las excavaciones en este mismo tipo de suelos se efectúen con taludes seguros ($i < \tan(\phi')$), es necesario construir una estructura que sirva de soporte contra los efectos del empuje de tierra que tiende a desestabilizarlos, o sea que debe *entibarse* la excavación apropiadamente, como esquemáticamente se indica en la Figura 5.2

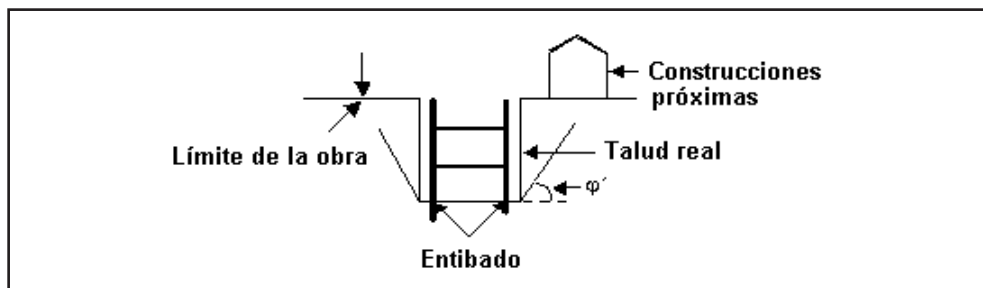


Figura 5.2

5.2 EXCAVACIÓN CON PRESENCIA DE AGUA

Si al excavar en un *suelo permeable* se presenta agua dentro de la excavación porque el nivel freático (NF) está por encima del fondo de la misma o porque a través de los poros del suelo fluye agua gravitacional, la excavación puede mantenerse *estable*: **a)** por algún sistema de drenaje por gravedad; o **b)** por bombeo, con la condición de que el agua bombeada no arrastre partículas finas del suelo hasta el punto de desestabilizarlo (Figura 5.3)

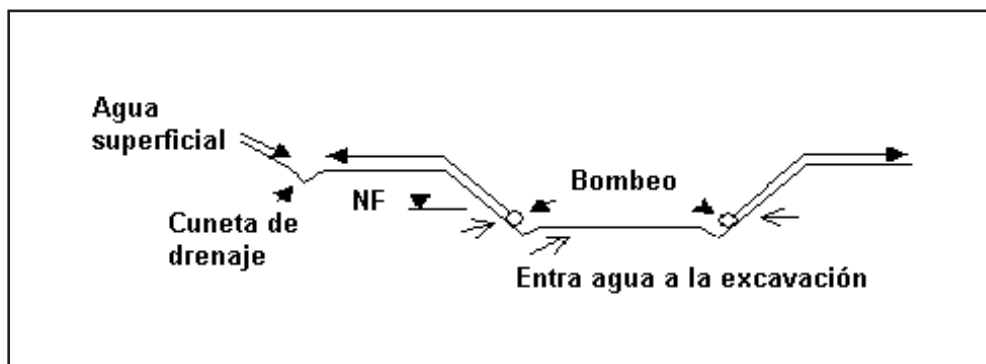


Figura 5.3

Si es necesario mantener la excavación seca o se requiere evacuar el agua de su interior en cualquier etapa del trabajo y al efectuar el bombeo se presenta arrastre de partículas que tiende a desestabilizar los taludes y el fondo de la misma, es necesario evitarlo utilizando, por ejemplo, uno de los métodos siguientes:

- **Impedir** el paso de las partículas por medio de *filtros* de gravas y/o de *geotextiles* pisados con gravas, seleccionados en forma conveniente para que su trama permita el paso del agua y no de las partículas del suelo.
- **Instalar o construir pantallas impermeables** o que impidan la entrada de agua a la excavación.
- **Abatir el nivel freático** hasta un poco por debajo del fondo de la excavación para evitar del todo la entrada de agua a la misma, o lo suficiente para que la velocidad de entrada de agua no produzca arrastre de partículas del suelo y para que la cantidad de agua que entre pueda manejarse económicamente.
- **Congelar** el agua freática alrededor de la zona que se va a excavar para que no fluya hacia el interior de la excavación.

5.2.1. FILTROS

La Figura 5.4 muestra esquemáticamente la construcción de filtros. En los dos casos, el agua freática pasa por el filtro pero éste retiene las partículas de suelo: no se produce socavación.

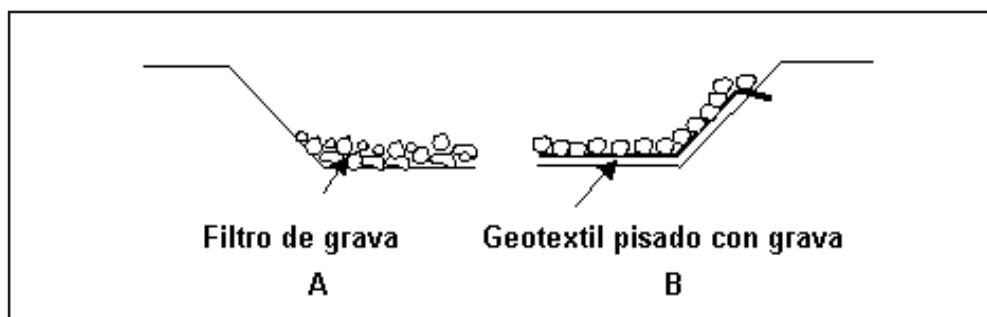


Figura 5.4

5.2.2. PANTALLA DE TABLESTACAS

La Figura 5.5 muestra el proceso de instalar una “pantalla” de tablestacas que conforman un recinto cerrado tal que a su interior no puede entrar *lateralmente* el agua, pues el ensamble de las tablestacas es hermético; la entrada de agua por el fondo de la excavación se evita, en el caso que se ilustra, con la construcción de otra “pantalla”, en este caso un sello de concreto vaciado bajo agua (tremie). El procedimiento indicado en este caso es el siguiente:

1. Hincar las tablestacas alrededor de la zona que se va a excavar hasta la profundidad previamente establecida, ensamblándolas por sus juntas. Si se sella el fondo con un

tapón de concreto tremie de espesor **e**, la excavación debe tener en cuenta la profundidad adicional necesaria para colocar este concreto¹.

2. Excavar bajo agua dentro de las tablestacas, las cuales deben ser apuntaladas desde el nivel del agua hacia arriba a medida que avanza la excavación para evitar su deformación o su falla.
3. Terminada la excavación y nivelado su fondo, se procede a vaciar el concreto bajo agua (tremie). Este concreto tiene unas características especiales: su “slump” o asentamiento debe ser alto (± 8 pulgadas), con el fin de que se comporte como un material semi-líquido que llene todas las cavidades y se auto-nivela, por lo cual: o su contenido de cemento es alto (400 a 500 kg/m³), o se utiliza menos cemento y se añade a la mezcla un aditivo fluidificante. El tamaño máximo del agregado grueso no debe ser mayor de 2 cm (3/4”), preferiblemente que sea canto rodado; y con el fin de que no queden juntas frías en la masa del concreto durante el vaciado que luego se constituyan en aberturas a través de las cuales puede pasar el agua debido a la subpresión cuando se vacíe el interior de la excavación, la mezcla debe contener un retardador del fraguado, cuya dosificación debe ser cuidadosa. El vaciado se hace por medio de un tubo metálico (que no flote) de 8” a 10” de diámetro, el cual debe introducirse en el agua verticalmente hasta el fondo evitando que entre agua a su interior (con un tapón inferior removible); pero si entra (porque no se colocó este tapón, por ejemplo), deberá desalojarse introduciendo en la boca superior, antes de empezar a vaciar el concreto, un balón resistente a la presión del agua a la profundidad de la excavación, de tal modo que al verter la mezcla empuje el balón y éste a su vez al agua, desalojándola; al salir por el fondo del mismo, el balón flotará. Se evitará que durante el vaciado penetre agua al interior del tubo manteniendo su boca inferior sumergida en el concreto fresco. Durante todo el mismo y hasta el final, se controlará cuidadosamente el nivel superior del concreto.
4. Éste fraguará en la condición ideal para el efecto (bajo agua tranquila) y, cuando tenga la resistencia prevista, se procederá a vaciar el agua del interior del recinto conformado por el tablestacado y el tapón de fondo, complementando el apuntalamiento de las tablestacas si es necesario, con el fin de efectuar finalmente los trabajos subsiguientes, como instalar una tubería, por ejemplo. Finalmente, se podrá extraer la tablestaca para que pueda re-utilizarse en otros trabajos.

5.2.3. PANTALLA DE MUROS COLADOS

A diferencia del tablestacado *que se instala* (hincando unas tablestacas prefabricadas), las pantallas de muros colados *se construyen*. La Figura 5.6 muestra en esquemas el proceso.

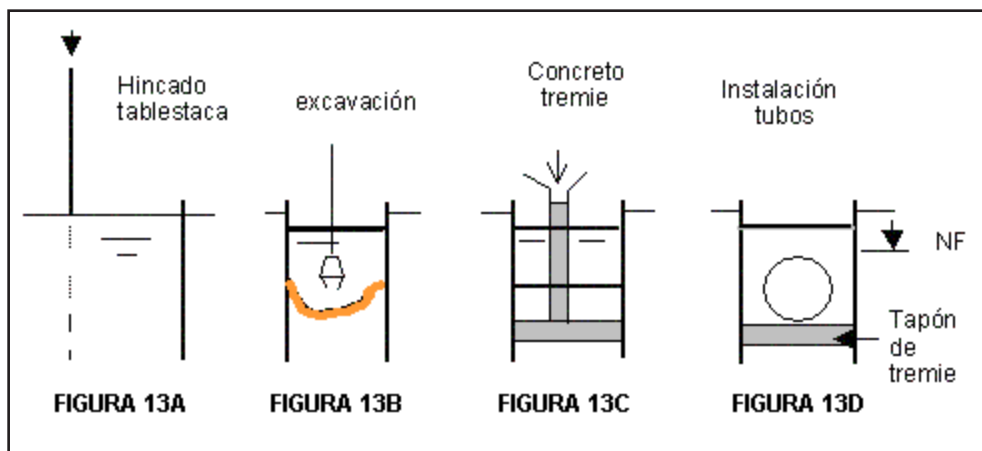


Figura 5.5
Tablestacado metálico y sello con concreto tremie

Éste se inicia excavando una zanja alrededor de la zona que se va a excavar, para lo cual se utiliza una almeja hidráulica manejada. La excavación se lleva hasta la profundidad que determine un estudio previo. En esta zanja, se construirá el muro colado. Si el suelo es inestable, desde el comienzo de la excavación -y a medida que ésta avanza- se va llenando con bentonita, que es una arcilla coloidal densa que ocupa rápidamente el espacio que deja la tierra que va retirando la almeja al tiempo que impermeabiliza las paredes de la excavación, que con esta doble protección se mantiene estable. La zanja se construye en tramos discontinuos, es decir, se excava un tramo de longitud igual a la de la cuchara, se deja un tramo intermedio sin excavar y se excava el que sigue; luego se excavará el intermedio, y así sucesivamente. Este procedimiento facilita la excavación y el confinamiento de la bentonita en tramos relativamente pequeños, lo que permite su fácil recuperación para que pueda ser reciclada.

Aclaración a la Figura 5.6 C:

Los separadores señalados son espigas de hierro colocados en tal forma que centran la malla de refuerzo en la excavación. Los tubos de PVC que se indican en la Figura 5.6 D se colocan verticalmente a lado y lado de cada uno de los dos paños discontinuos cuando están llenos de bentonita, con el fin de que no se vierta hacia el paño intermedio cuando éste se excave.

A continuación se explica un poco más todo el proceso:

1. Puesto que se excava bajo agua en un suelo permeable, la excavación se derrumbará al penetrar en ella el agua freática si no se utiliza algún procedimiento para evitarlo. Éste consiste en ir llenando la excavación a medida que avanza con un lodo impermeable preparado con una arcilla densa, la bentonita, que no sólo evita su derrumbe sino que impide la entrada del agua a su interior y ejerce presiones estabilizantes sobre las pare-

des de la excavación. La zanja y el muro se construyen en tramos cortos discontinuos, lo que facilita su ejecución y requiere menor cantidad de bentonita, pues se recicla.

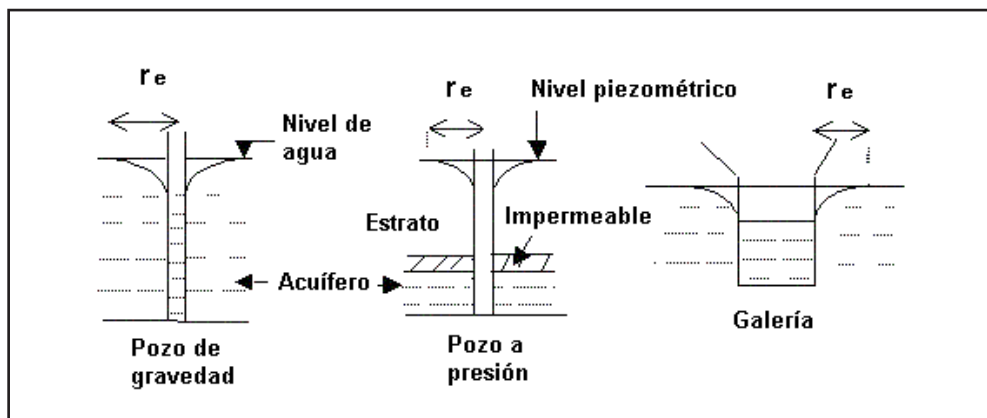


Figura 5.7

2. Terminada la excavación de cada tramo de pantalla, que entonces está llena de bentonita, se coloca la malla de refuerzo soldado y a través de un tubo tremie se vacía concreto bajo agua del fondo hacia arriba; por ser más denso que la bentonita, el concreto la desaloja obligándola a emerger por la boca de la excavación y permitiendo así su recuperación y reciclaje una vez que se someta a un proceso de limpieza por decantación.
3. Terminadas y fraguadas las pantallas, se procede a adelantar la excavación, ahora protegida lateralmente por aquéllas.
4. Si es necesario, se sellará el fondo con concreto tremie en la forma ya descrita atrás, después de lo cual es posible vaciar la excavación y ejecutar los trabajos subsiguientes.

5.2.4. ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO

Este procedimiento tiene la ventaja de permitir que sin necesidad de emplear pantallas impermeables como las descritas, se pueda construir en un medio seco o casi seco una obra localizada total o parcialmente por debajo del nivel freático. Esto se logra bajando o abatiendo dicho nivel mediante un bombeo adecuado, que debe iniciarse antes de dar comienzo a la construcción de la obra y mantenerse durante el tiempo que sea necesario.

El bombeo se efectúa en *pozos perforado*, que se construyen hasta 18 m de profundidad y 12 pulgadas de diámetro. Antes de decidir el empleo de dicho procedimiento, es absolutamente necesario conocer qué cantidad de agua y en qué tipo de subsuelo se va a trabajar, lo que supone que además del estudio de suelos se lleve a cabo un estudio geológico que permita conocer las características de los acuíferos del sitio y vecinos, lo cual puede lograrse por medio de pozos exploratorios y/o por prospección geofísica. Como es lógico, el abatimiento del nivel freático se logra si el bombeo de agua que se

efectúa en los pozos, diseñados y contruidos para el efecto, extrae más agua que la que fluye hacia los mismos.

Los pozos pueden ser: “*de gravedad*”, si la presión en la superficie del agua freática es la presión atmosférica; o “*a presión*” (artesianos), si se han perforado a través de un estrato impermeable que confina al acuífero que debe alcanzar y éste se encuentra sometido a una presión mayor que la atmosférica (ver Figura 5.7, en la que se indica también la galería de drenaje o cauce como un “pozo” grande especial que recibe el tributo de agua por ambos lados).

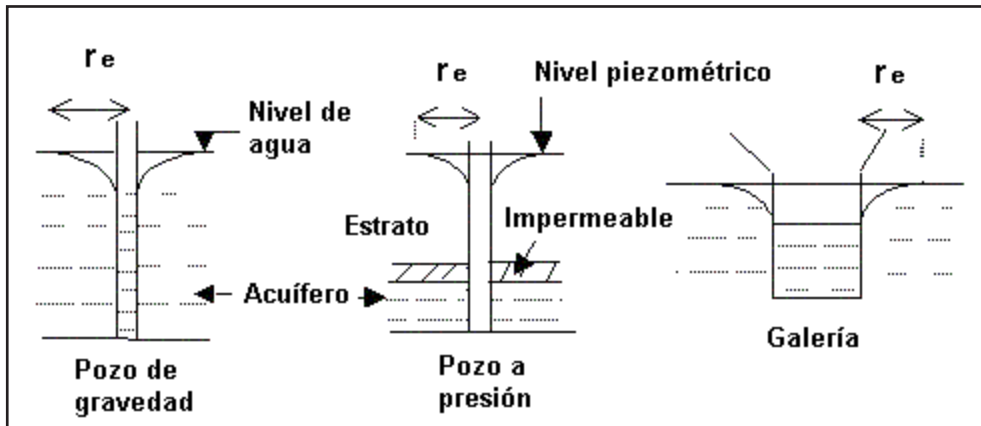


Figura 5.7

La determinación de la distancia r_e de abatimiento del nivel freático (medida desde los ejes de los pozos de gravedad y de presión y desde el borde de la galería) permite dar una separación funcional de los pozos de un sistema de bombeo diseñado para tal propósito, pues se trata de lograr la más eficiente resultante de todos los abatimientos parciales (véase la Figura 5.8 como explicación). Para el pozo de presión, el caudal Q que puede bombearse es proporcional, aproximadamente, a esta distancia r_e . Para el pozo a gravedad y la galería, el grado de aproximación de esta relación se reduce hasta la mitad.

Si el nivel freático no es profundo, es posible conectar las descargas de las bombas de los pozos a una tubería múltiple (manifold) que conduzca el agua al lugar de desagüe.

Y si ninguno de los pozos tiene más de 4,50 m de profundidad y están próximos entre sí, se pueden conectar mediante una tubería múltiple a una bomba de succión común (o más, si es necesario). Tal es el principio del sistema *wellpoint* o de pozos de punta que se verá a continuación.

5.2.5. WELLPOINT

Cuando se trata de abatir el nivel freático en suelos de arenas finas en los que resulte difícil y/o costosa la construcción y el mantenimiento de pozos perforados, se emplea el sistema de puntas coladoras o “*wellpoint*” (Figuras 5.8 y 5.9), conformado por una serie de tubos diseñados de forma especial que se hincan verticalmente en el suelo sumergido para que actúen como dispositivos de succión del agua freática a través de un cedazo co-

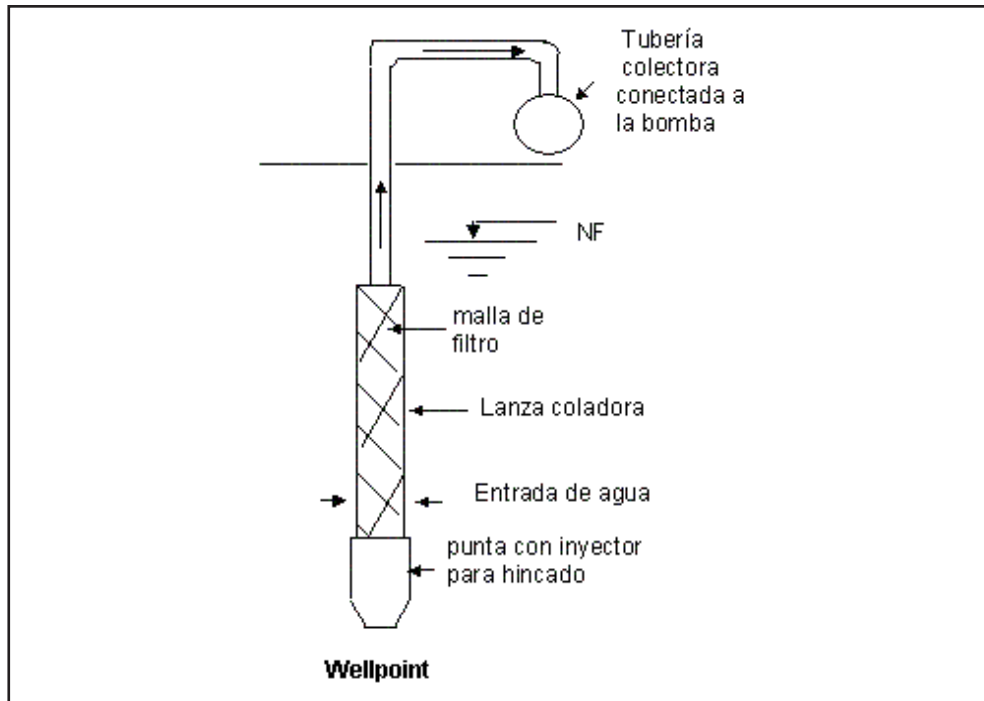


Figura 5.8

lador localizado en su extremo inferior si se conectan sus extremos superiores por medio de mangueras a una o más tuberías recolectoras conectadas, a su vez, a la operación de una o más bombas aspirantes. Si el sistema se diseña adecuadamente, la acción conjunta ejercida por la succión de todos estos tubos produce el efecto de abatir el nivel freático. Cada punta puede succionar de 0,5 a 1 l/seg.

Este sistema trabaja bien -ya se dijo- en suelos arenosos, pero puesto que el wellpoint corriente funciona por succión de las bombas, su efecto está limitado por la presión atmosférica del lugar que disminuye por las pérdidas hidráulicas en el sistema (normalmente se logran abatimientos entre 2,50 y 4 m). Cuando se requiere abatir el nivel freático a una profundidad que excede de la máxima permitida por la presión atmosférica del lugar, se utilizan circuitos de puntas coladoras escalonados, como se indica en la Figura 5.9.

Por lo tanto, en este sistema los pozos *no se construyen*, como en el caso de los pozos perforados, *sino que se instalan*.

5.2.6. CONGELAMIENTO DEL AGUA FREÁTICA

Se puede utilizar en suelos con un contenido de humedad no mayor del 8% de los vacíos. El sistema consiste en hincar tubos en el suelo por los cuales circule una solución líquida congelante (agua saturada de sal, cloruro de calcio o de magnesio) a temperatura

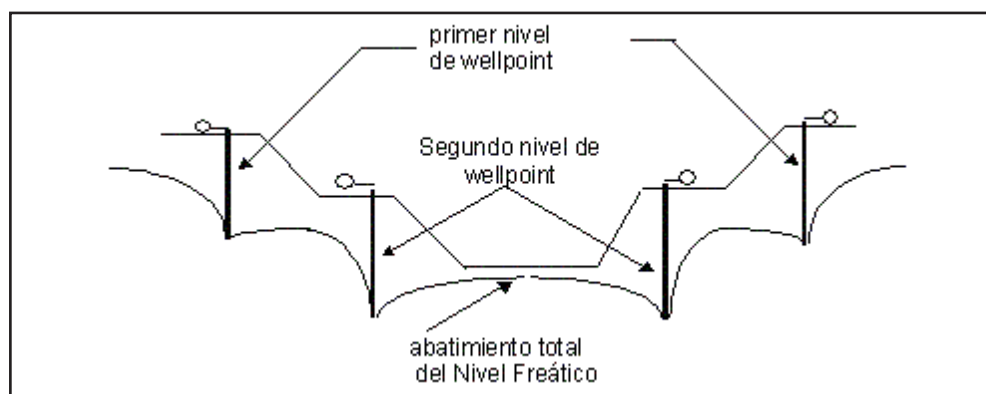


Figura 5.9

La figura muestra esquemáticamente el efecto final de los abatimientos parciales del nivel freático logrado con los dos niveles de wellpoint instalados, sin interferencias indebidas de los conos de depresión, que es el efecto que se busca.

de menos 20 a menos 25 °C que congela el agua en los vacíos y en un lapso entre 15 y 17 días crea una pared de hielo de ± 1 m de espesor que actúa como barrera impermeable. En obras de corta duración que requieren una rápida congelación, se utiliza hidrógeno líquido, que es más costoso.

Este procedimiento se emplea en la estabilización de las excavaciones de pozos profundos y de túneles de inspección; no se aconseja en suelos limosos o arcillosos por el riesgo de producir su levantamiento. La Figura 5.10 ilustra dicho sistema.

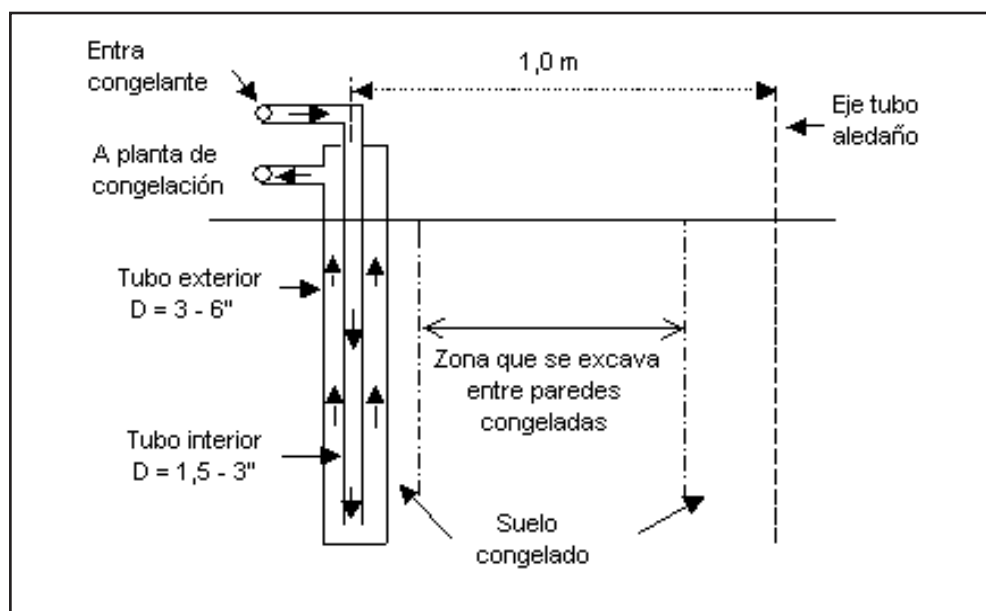


Figura 5.10

5.2.7. OTROS MÉTODOS DE EXCLUIR EL AGUA DE LA EXCAVACIÓN

Además de los métodos mencionados, en suelos de alta permeabilidad se utilizan inyecciones a presión de morteros de cemento y arena, cemento y bentonita o pasta de cemento y agua, según lo permita la permeabilidad del suelo, que se aplican por medio de perforaciones practicadas en el mismo o de tubos hincados provistos de orificios. La mezcla inicial debe ser fina pero luego puede disminuirse el contenido de agua para hacerla más viscosa.

En suelos de arenas medias a gruesas con gravilla se inyectan también compuestos químicos, como por ejemplo: primero silicato de sodio e inmediatamente después cloruro de calcio, que reaccionan para formar un “silica-gel”; y en suelos de arenas limosas finas, además de pastas de cemento y bentonita, morteros de cemento y resina o de cemento y material bituminoso.

Todas estas inyecciones disminuyen la permeabilidad del subsuelo y, por lo tanto, la afluencia de agua freática a la excavación. En el caso de la formación de geles con la inyección química, se obtiene, además, un incremento de la resistencia del suelo.

El éxito de la aplicación de un método o sistema de construcción en la realización de una obra depende, claro está, de que sea viable según las características de la misma. Es obvio que, por ejemplo y exagerando el argumento, resultaría inútil un equipo wellpoint en un suelo impermeable.

¹ e se obtiene de la condición de equilibrio en el fondo de la excavación entre la presión debida a su peso (r_e) y la subpresión hidrostática (gH): $r_e = gH$. (r y g son las densidades del agua y del concreto simple y H la altura del nivel freático sobre el fondo).

**PÁGINA EN BLANCO
EN LA EDICIÓN IMPRESA**

CAPÍTULO 6

EXPERIENCIAS EN ALGUNAS OBRAS

El autor de estas notas de Construcción tuvo la oportunidad de trabajar como constructor, consultor o interventor en numerosas obras en cuya ejecución se presentaron dificultades de variada índole, empezando por los relacionados con los movimientos de tierra, que nos interesan ahora. Sobre un par de casos de estos se harán algunos comentarios en los apartes siguientes con la esperanza de que interesen al amable lector de estas notas y de que sean útiles para destacar no solamente los métodos de construcción que se utilizaron, sino los errores que se cometieron cuando se aplicaron equivocadamente y las soluciones que se dieron para remediarlos.

6. 1. EL SUBPROYECTO CAUCA - COLECTORES PROFUNDOS

6.1.1. DESCRIPCIÓN Y COMENTARIOS GENERALES DEL PROYECTO

El Subproyecto Cauca fue el nombre que recibió un complejo de obras llevadas a cabo por las Empresas Municipales de Cali para resolver el desagüe de varios sectores de la ciudad situados al sur (Ciudad Jardín, Ciudad Universitaria) y al oriente (gran parte de los que conforman el hoy Distrito de Aguablanca). Los colectores de aguas negras del Subproyecto interceptan los vertimientos que se hacían antes al río Lily y a varios canales de aguas lluvias (que finalmente descargan al Río Cauca) para conducir todo este caudal a la Estación de Bombeo de Aguas Negras de Navarro (EBAN), que también formó parte del Subproyecto. EBAN impulsa las aguas negras que recibe, inicialmente hacía al Río Cauca y, desde que se construyó recientemente, a la Planta de Tratamiento de Aguas Negras o PTAR.

Los tramos finales de los dos colectores principales del sistema (1.420 m del Colector Cauca y 700 m del Colector Cauca Norte), son conocidos como “*los tramos profundos*” del Subproyecto Cauca, no solamente porque descargan sus caudales a la EBAN a con-

siderables profundidades (10 y 6m, respectivamente) por medio de tuberías de concreto reforzado Ø 1,50 y Ø 0,90 m, sino porque a estas profundidades el subsuelo del sector de la Estación presenta estratos de arenas muy finas sumergidas en un manto freático de altos niveles, variables entre 4 y 8 m según las épocas de verano e invierno.

6.1.2. CONSTRUCCIÓN DE LOS COLECTORES PROFUNDOS

Los que más tarde se conocieron y se contrataron como “Colectores Profundos” del Subproyecto Cauca estaban incluidos inicialmente en el complejo de obras para construir los Colectores Ciudad Jardín (L = 3.600 m), Cauca (L = 4.350 m) y Cauca Norte (L = 1.100 m)] cuyo contrato fue adjudicado a un primer contratista que lo inició y ejecutó parcialmente en medio de dificultades técnicas y contractuales que empezaron con el rechazo de la tubería de concreto reforzado de los diámetros mayores (0,90 y 1,50 m) a su fabricante (y no al contratista de la obra pues su suministro corrió por cuenta de la entidad contratante) debido a que no cumplieron con las especificaciones de resistencia y/o de estanqueidad. Puesto que las tuberías de diámetros menores sí las cumplieron y fueron aprobadas para su empleo en la obra, el primero de tres contratistas que “tuvieron en sus manos” construir los colectores profundos se vio obligado a iniciar la obra *por los tramos que las requerían*, o sea por los más superficiales y más alejados del Río Cauca, en el barrio Ciudad Jardín al sur de la ciudad. Así lo hizo, en efecto, sin problema alguno, labor que luego continuó hacia el norte por un sector situado al oriente de la antigua vía férrea Cali-Popayán y de la Avenida Simón Bolívar hasta cruzar por debajo de su fondo el Canal CVC, desde donde debía dirigirse finalmente hacia la EBAN por un largo tramo comprendido entre el Canal Calle 48 y el barrio El Vergel. La Figura 6.1 muestra en esquema la planta del sistema principal del subproyecto.

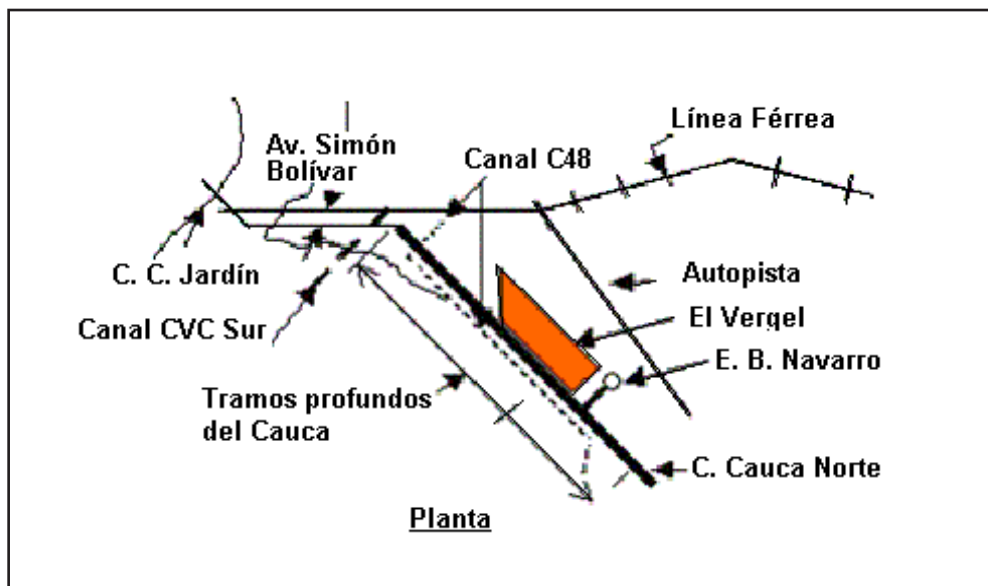


Figura 6.1

La Figura 6.2 es un esquema sin escala del perfil longitudinal del terreno y de los colectores del sistema mostrado en la planta. Nótese que para cruzar por debajo del Canal CVC Sur la tubería del Colector Cauca se profundizó 3 metros en una cámara situada inmediatamente aguas arriba del Canal lo cual significó a la postre que quedara localizada muy cerca del nivel del estrato de arenas finas sumergidas en el manto freático, como en efecto se encontraron a poca distancia aguas abajo del cruce del canal.

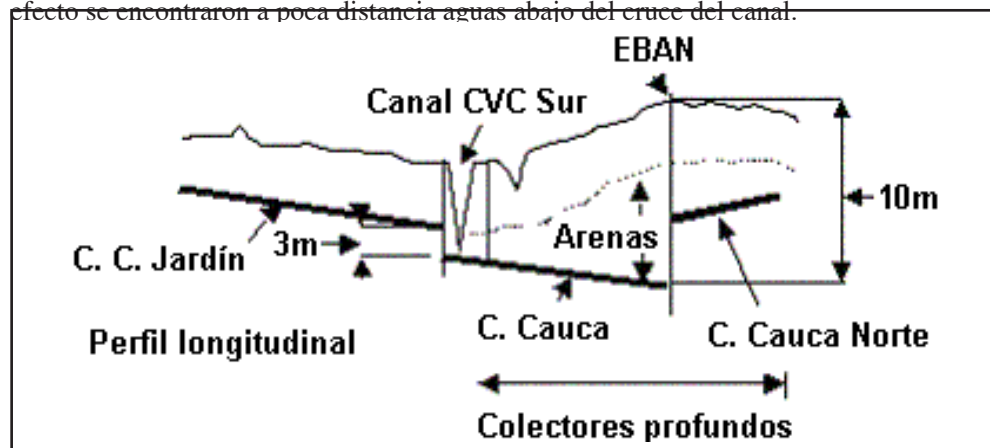


Figura 6.2

Además y tal como se ha tratado de indicar en la Figura 6.2, la superficie del terreno empieza a elevarse a partir del mismo cruce, de modo que a medida que el colector se aproxima a la Estación de Bombeo Navarro (EBAN) la profundidad de la tubería aumenta más por esta causa que por su pendiente.

El primer contratista no había previsto en su propuesta los costos de un procedimiento adecuado para manejar las excavaciones bajo agua en estratos arenosos licuables y pronto supo, al llegar al sitio donde debía trabajar en estas difíciles circunstancias, que no podría ejecutar esta parte de la obra con su presupuesto y manifestó que no podría adelantarla sin una previa revisión de los costos respectivos aduciendo falta de suficiente información técnica del pliego sobre el particular. La controversia que suscitó esta posición del contratista terminó en un mutuo acuerdo de las partes para darlo por terminado.

El contrato con el que finalmente se ejecutaron las obras de los colectores profundos se desarrolló bajo la modalidad “administración delegada”, porque las partes consideraron que de esta manera se podría manejar mejor su ejecución dada la dificultad que habían tenido los dos primeros contratistas para estimar los costos de construcción de lo que ya se sabía que eran los tramos más complicados de la obra (hubo un segundo contratista, después del ya aludido atrás, que tampoco pudo manejar los problemas técnicos que se presentaron al primero), o sea los tramos más próximos a la Estación de Bombeo de Navarro (EBAN). Estas experiencias habían puesto de manifiesto no sólo los problemas de construcción inherentes a la gran profundidad de los colectores cercanos a EBAN, a las características de los substratos del suelo y al alto nivel freático como ya se ha dicho, sino los que tenían que ver con un subsuelo que había sido disturbado considerablemente

durante el proceso de la hincada de los “caissons” de la EBAN y de la cámara final donde confluyen los colectores Cauca y Cauca Norte (más adelante se hará referencia a este sistema de construcción de estructuras profundas); a los problemas anteriores debieron sumarse, además, los daños causados al subsuelo por el bombeo de uno de cuatro pozos de gravedad (de 18 m de profundidad) con los que intentó, sin éxito, abatir el nivel freático en el tramo final del sistema un contratista anterior al que ejecutó los trabajos definitivos.

6.1.3. ESTUDIO GEOTÉCNICO Y COMENTARIOS

Veamos algunas de las *conclusiones del estudio geotécnico* que se elaboró previamente a la contratación de las obras para construir los tramos profundos.

- El subsuelo de los tramos profundos está formado por depósitos de origen aluvial. Debajo de un relleno arcillo-limoso se alternan estratos naturales de suelos cohesivos y no cohesivos de espesor variable en un perfil que muestra la discontinuidad de algunos de ellos. Los estratos cohesivos están formados por arcillas limosas y limos arcillosos de plasticidad media a alta. Los no cohesivos, por arenas y arenas limosas; casi todos los tramos de las tuberías se localizan en estas arenas y el nivel piezométrico está muy próximo a la superficie del terreno.
- Dadas las características anotadas del subsuelo, el estudio descartó la posibilidad de efectuar las excavaciones a tajo abierto con taludes inclinados por el riesgo de inestabilizar con ellas su fondo y sus paredes, así como por la previsible dificultad de manejar el agua freática.
- Para estabilizar *las paredes* de las excavaciones sugirió varios métodos, como *tablestacado metálico continuo, o entibados conformados por perfiles H de acero hincados a intervalos regulares y tabloncillos de madera horizontales entre perfiles*, complementado con la construcción de pantallas impermeables como barreras del flujo de agua hacia la excavación (Figura 6.3).

Sugirió también:

1. **trincheras estabilizadas** con lodos: la excavación se hace *por tramos cortos* bajo agua; luego se lleva al fondo, por bombeo y con cuidado, lodo mezclado con cemento (autofraguante) que desplaza el agua y ocupa la excavación; la tubería se instala inmediatamente sumergiéndola en tramos cortos de tubos unidos con abrazaderas cuyas bocas extremas se sellan para que no penetre el lodo a su interior: Si es necesario, la tubería se lastra para que no flote. El lodo fragua y ayuda a mantener estable la excavación (Figura 6.4).
2. **Perforación de micro-túneles dirigida**, utilizando un micro-escudo o tunelero operado a control remoto (Figura 6.5). El escudo avanza a medida que se perfora desde una cámara de inicio hacia otra construida adelante; detrás del escudo se van instalando tramos de una tubería metálica lisa provisional que sirve de revestimiento de la excavación practicada; esta tubería provisional se empieza a reemplazar por la tubería definitiva -con la ayuda de un adaptador y del equipo de empuje (gatos)- cuando el primer tramo de la provisional emerge en la segunda cámara.

El micro-escudo puede ser:

- a - de frente presurizable*, que excava el terreno girando la cabeza cortadora frontal; ésta tiene incluidas ranuras con aberturas controladas por medio de compuertas que admiten la entrada del material a la cámara de lodos, delimitada por un mamparo situado detrás de la cabeza cortadora que permite aplicar al frente la presión hidrostática necesaria para la operación; En la cámara el lodo es agitado y se mezcla con el suelo cortado, mezcla que se bombea a un tanque en la superficie a través de tuberías, en el que se separan los sólidos en suspensión y se recupera la bentonita para su reutilización.
- b - de presión de tierra balanceada*, cuyo principio fundamental es balancear la entrada del material por el cortador contra la descarga del suelo desde la cámara de tierra, previendo la entrada de agua subterránea y aplicando presión hidrostática con el escudo para garantizar la estabilidad de la operación.

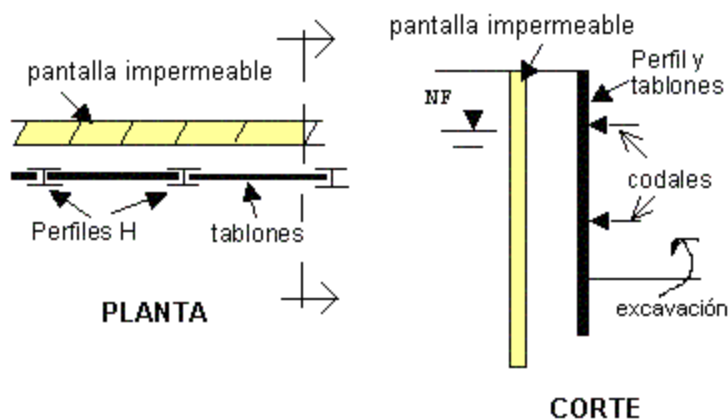


Figura 6.3

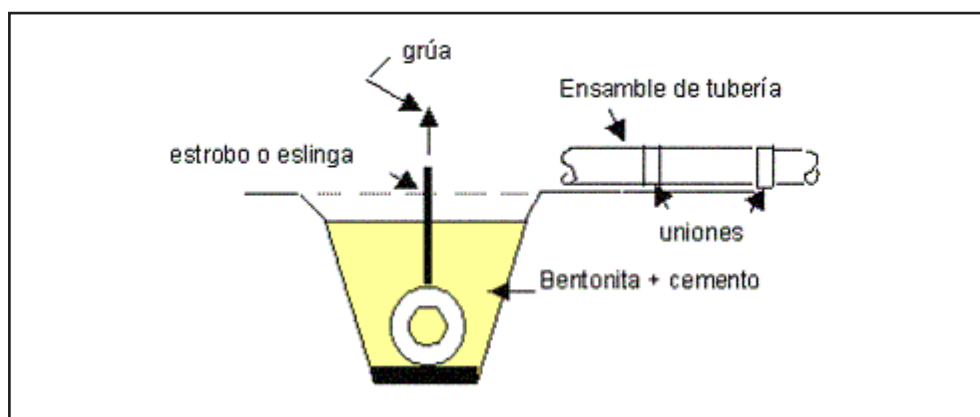


Figura 6.4

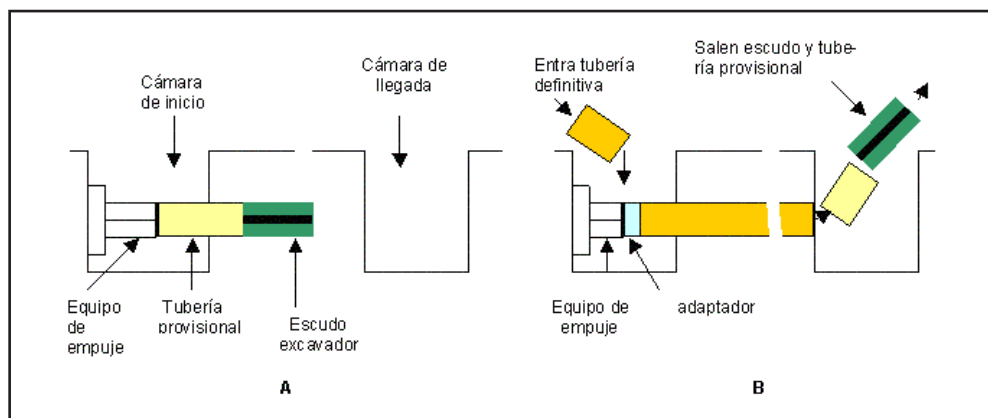


Figura 6.5

El estudio daba énfasis al *empleo del tablestacado metálico continuo* y determinó las características de las tablestacas recomendando, entre otras, que la longitud de su anclaje por debajo del fondo de la excavación ("ficha") fuera 4 m. Señaló que además del tablestacado sería necesario bombear el agua en el orden de unos 60 lt/hr/m, caudal que podría disminuir en las zonas de mantos arcillosos. Añadió que en el tramo C37 y C38 (penúltimo antes de la entrega a EBAN) se presentaría el mayor riesgo de tubificación del suelo y dispuso que en este tramo se abatiera el nivel piezométrico 3 m por medio de pozos de bombeo.

Aunque no la mencionó, había otra opción de manejar las excavaciones y el agua: la utilización combinada de *tablestacado metálico* y de *un sello del fondo en concreto tremie* (a la que ya se aludió atrás), *que fue la que finalmente se adoptó, como se verá.*

6.1.4. TABLESTACADO Y ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO

Ya se dijo que el primer contrato para construir las obras del Subproyecto se dio por terminado antes de lo previsto mediante un mutuo acuerdo entre las partes por razones a las que se aludió pero que no es del caso tratar aquí.

La obra que quedó pendiente de ejecutar fue, precisamente, la construcción de los tramos profundos de los colectores. Que sólo se logró con los trabajos que efectuó finalmente la segunda de *otras dos* empresas constructoras que intentaron hacerlo (pues la primera de estas dos últimas tampoco lo logró, como ya se ha repetido atrás).

Hablemos algo sobre estos hechos.

La segunda licitación concedió 12 meses de plazo para la construcción de los tramos profundos. Se requería tablestacar 30.000 m² en el Colector Cauca y 20.000 m² en el Colector Cauca Norte (no en toda la longitud del primero era necesario hacerlo).

Con base en el estudio geotécnico y teniendo en cuenta el plazo de ejecución que había estimado, la entidad contratante autorizó la compra de 500 tablestacas Larssen 2B de 12 m

de longitud y 50 cm de ancho, 12 mm de calibre y 930 Kg. de peso, y de un (1) martillo vibratorio (el tipo más adecuado para los suelos arenosos que predominaban en la zona de los trabajos), marca Soilmec de 30 toneladas, operado eléctricamente. (Más tarde se vio que el modelo escogido no fue la mejor selección posible pues el martillo era muy pesado y demasiado voluminosa la subestación eléctrica móvil necesaria para operarlo). Estos dos inconvenientes del equipo para hincar las tablestacas incidieron negativamente en la maniobrabilidad de este único equipo que requería gran agilidad de manejo para que pudiera atender con la mayor eficiencia posible los dos frentes (colectores Cauca y Cauca Norte). Téngase en cuenta que para unas condiciones como las de esta obra y con un martillo apropiado, se contaba con datos de la experiencia que estimaban un *rendimiento promedio esperado para hincar y extraer las tablestacas de unos 8 a 10 m²/hora*, lo que de entrada ponía en serias dudas la posibilidad de que el contratista ejecutara los trabajos en el plazo concedido con un solo equipo de hincado.

No es fácil tablestacar a 12 m de profundidad y menos en un plazo angustioso y en una zona como la de esta parte de la obra, con suelos que si bien son de carácter aluvial presentaron condiciones muy variables; además, la operación de tablestacar debía hacerse con extremo cuidado para poder re-utilizar las tablestacas más de 15 veces (como lo exigía el número de tablestacas adquiridas) mientras corría dicho plazo; como tampoco lo es dictar normas infalibles de cómo hacerlo. Por esta razón preferimos que sea un experto en la materia quien nos diga algo sobre este tema de los tablestacados.

A continuación se transcriben en cursiva algunos párrafos del artículo “*El Empleo de Tablestacas Metálicas*” (G. Colling, Ingeniero del Servicio des Palplancher, Luxemburgo). Aprovecharemos sus conceptos para señalar algunas de las fallas de los constructores de estas obras. (En algunas partes muy puntuales nos tomamos la libertad de cambiar algunas palabras por otras más cercanas a nuestro lenguaje técnico local).

Debe anotarse que el autor se refiere en forma particular a las tablestacas en forma de “Z” o Frodingham, pero casi todo lo que expresa es aplicable a las Larssen o en “U”).

El cálculo actual de tablestacados, es decir, la determinación de su longitud, del sistema de anclaje y de sus accesorios, ha alcanzado hoy un grado de perfección que parece difícil de poder mejorar notablemente.

- Es sorprendente... que las cuestiones relativas a la puesta en servicio propiamente dicha de las tablestacas metálicas no susciten siempre y de una manera general el interés que las mismas merecen.
- Dos características fundamentales diferencian los pilotajes de los tablestacados:
 - a. La forma y la concepción de sus secciones.
 - b. El hecho de que los pilotes son hincados aisladamente, mientras que las tablestacas están ligadas entre sí por un encaje (machihembrado).
- Una tablestaca doble en Z (*dos tablestacas ensambladas que forman una “U”, observamos*) presenta ... una sección hueca abierta que no puede evitar que penetre la tierra en su interior, la cual está compactada .. y es arrastrada varia decenas de centímetros (*hacia abajo, adherida a la tablestaca que se hinca*). Esta tierra comprimida genera sobre la sección una presión interna que tenderá a abrir el elemento, acción cuyo efecto facilita el diente (articulación) entre las dos “Z”.

- El elemento doble siguiente tendrá forzosamente tendencia a deformarse de la misma manera y como el próximo diente tenderá a separarse en una dirección opuesta a la del diente (o vena de articulación) en el que tenía que deslizarse, llegará un momento en que no podrá seguir. Un desajuste es inevitable entonces. En otros casos, la acción Q del terreno sobre las almas inclinadas de los perfiles puede conducir a un estrechamiento de las paredes.

Los efectos del vuelco de los elementos son bien conocido: en un determinado momento la última tablestaca hincada está de tal manera inclinada hacia el frente del tablestacado que es necesario utilizar una tablestaca trapezoidal (en la que un lado tiene la inclinación de la última tablestaca hincada y el otro es vertical), bastante costosa, que se articula (por su lado inclinado) a la última y restablece la verticalidad de la junta (con la siguiente) para permitir la continuación del hincado.

- Otro fenómeno debido al rozamiento entre las venas de las tablestacas es el arrastre que induce la pieza doble que se hinca sobre la anterior que le sirve de guía -con lo cual se pierde esta guía y se acentúa el peligro de la inclinación- (ver Figura 6.6)¹. El guiado se hace pronto ineficaz; a partir de cierto momento la parte no hincada de la tablestaca queda absolutamente libre y puede desviarse por efecto de cualquier obstáculo que encuentre su extremo hincado.

Los principales defectos típicos de una pared (de tablestacas) hincada así son:

- *El estiramiento de los perfiles dobles en su parte inferior, que da origen a desajustes de las tablestacas.*
- *Las desviaciones de los perfiles por la obstrucción de cuerpos extraños, que también causan desajustes.*
- *La oblicuidad de las juntas debida al vuelco de las tablestacas en dirección del hincado, que requiere utilizar tablestacas trapezoidales de corrección.*
- *El arrastre de las mitades de las últimas tablestacas dobles hincadas que requiere costosos trabajos de corrección.*
- *El alargamiento o el estrechamiento de la pared colocada.*

El hincado de las tablestacas en paneles es un procedimiento que tiene más éxito que hincándolas una por una. El primero requiere que la operación de alinearlas y aplomarlas no sea ejecutada por el mismo equipo que las hinca, con el fin de hacer más eficiente el trabajo.

El ensamble de las tablestacas para conformar el panel se facilita engrasando sus juntas (machihembrados).

Es absolutamente necesario asegurar la estabilidad de los paneles con la ayuda de un sistema de guías constituido por viguetas paralelas fijadas una a la mitad de la altura o en la cabeza misma de la pared y que se apoye en el suelo, y otra a ras del mismo (Figura 6.6 C). Además de las guías, la verticalidad del panel puede manejarse con cables; es ventajoso hincar (hasta la mitad o dos terceras partes de su longitud, añadimos) dos o tres tablestacas (acuñadas suficientemente para que

no sean arrastradas al hincar las primeras tablestacas del panel con el fin de que sirvan también como guías de éste).

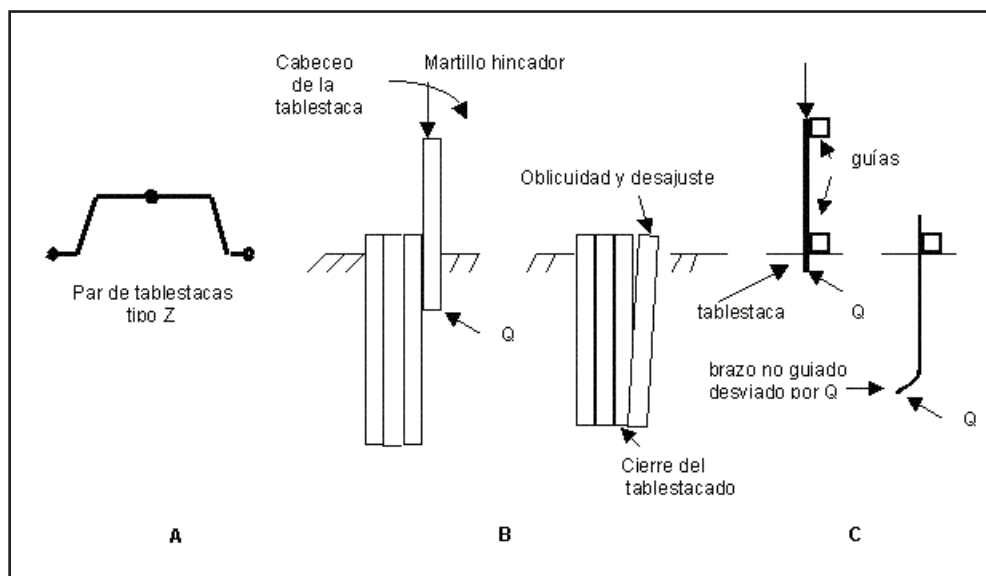


Figura 6.6

Después del “enfildado” (alineación y aplomado), los paneles se hincan por etapas, cuya penetración varía según la naturaleza del subsuelo (en un terreno sembrado de piedras gruesas que pueden causar la desviación de las tablestacas no es prudente exagerar la penetración de la primera ni de las siguientes etapas).

La gran ventaja del hincado en etapas sucesivas es que permite descubrir oportunamente los obstáculos que presenta el subsuelo y tomar las determinaciones del caso.

- Una pared bien hincada será más fácil de extraer que otra cuyos elementos estén torcidos, desviados o desajustados. No es conveniente extraer tablestacas halando de un cable o de un pasador que pasen por el alma del elemento, pues puede ocasionar su desgarré. Es preferible halar el martillo vibrador hincador cuyos dientes se aferran a la tablestaca; la acción combinada de la vibración y de la fuerza extractora ejercida al halar, facilita la operación.

(Hasta aquí los apartes del artículo citado).

6.1.5. DESARROLLO DE LOS TRABAJOS

El segundo contratista (primero de la segunda fase de todo este proceso como se ha dicho) planteó realizar las excavaciones e instalar las tuberías de los tramos más próximos a la Estación de Bombeo Navarro (los más complicados) estabilizando las excavaciones con tablestacados y abatiendo el nivel freático con la operación de bombas profundas “lapicero”

instaladas en pozos de gravedad, como lo había sugerido el estudio técnico. Sin embargo, el proceso de hincar las tablestacas no tuvo éxito, pues aunque trató de hacerlo hincando paneles (como se explicó), no pudo controlar su enfilado ni su verticalidad (Figura 6.6 B y C), debido a la dificultad de manejar un equipo de hincado inusualmente grande y pesado y por carecer de un equipo de apoyo adecuado, lo cual fue causa de demoras que no solamente agotaron el tiempo permitido en la ruta crítica de su programa inicial para esta actividad sino que a la postre sobrepasaran ampliamente el plazo adicional remedial que se concedió al contratista, lo que obligó a la entidad contratante a cancelar el contrato.

El siguiente contratista (el que ejecutó la obra bajo un contrato por la modalidad de la administración delegada como quedó dicho), más experto, utilizó el mismo equipo que manejó el anterior pero con más habilidad, vigilando la verticalidad del hincado, con un bajo rendimiento inicial que luego fue aumentando hasta alcanzar el esperado en el programa de obra. Los trabajos se iniciaron, como lo había hecho el anterior contratista, por el tramo más próximo a la EBAN, o sea por el más profundo.

Sin embargo, tablestacado el primer tramo y apenas iniciados los trabajos tendientes a manejar el agua en la excavación con la colocación de *un filtro de gravas en el fondo* para evitar que el bombeo produjera arrastre de partículas finas del suelo y la consiguiente desestabilización de la excavación, debió abandonar el intento de lograrlo en vista del gran caudal de agua que fluyó hacia la excavación, por lo cual resolvió poner en práctica la solución prevista en el estudio geotécnico y determinó sellar el fondo con concreto tremie.

El espesor teórico de este sello para el último tramo del Colector Cauca debía ser $\pm 3,60$ m (subpresión en fondo de la excavación = 8 ton/m^2 y peso tapón = $2,2 \text{ ton/m}^3$), lo que requería que la tablestaca debía tener 15 m de longitud (para cumplir con los 4 m de la “ficha” de su anclaje) si se hacía una pre-excavación de 2 m para que fuera suficiente dicha longitud. Pero la tablestaca adquirida sólo medía 12 m y resultaría demasiado costoso en dinero y en tiempo importar la de 15 m.

Lo anterior se resolvió de forma drástica (y costosa, hay que decirlo, aunque menos que otras opciones como la ya indicada de adquirir 500 tablestacas de 15 m y esperar a que se cumpliera todo el trámite de su importación²): el sello de fondo se haría en concreto tremie de 1 m de espesor como estaba previsto y que su posible flotación debida a la subpresión no equilibrada por su peso se evitaría anclándolo al subsuelo por medio de pilotes tubulares metálicos (acero A-37) F 5 pulgadas, de 7 m de longitud hincados por percusión (trabajarían a fricción) bajo agua con un seguidor y separados 3 m, de tal manera que sus cabezas quedaran embebidas 0,50 m en el tapón de tremie. Los pilotes se anclarían al subsuelo por medio de bulbos de mortero inyectado a través de tubos colocados en su interior. Para reforzar el anclaje del pilote en el sello tremie se soldaría en el perímetro exterior de sus cabezas escuadras de hierro dispuestas en forma radial que quedarían embebidas en el concreto. Construido lo anterior, se vaciaría el sello de tremie. Los pilotes tubulares se hincaron al tresbolillo (ver Figura 6.7, sin escala alguna).

Esta complicada operación se llevó a cabo en el sector que presentaba las peores condiciones del subsuelo o sea, como se ha dicho antes, en el último tramo de la tubería

ø 1,50 más próximo a la EBAN. Un estudio de las condiciones del suelo en los tramos siguientes aguas arriba del anterior permitió disminuir inicialmente la longitud de los pilotes tubulares a la mitad (aunque se aumentó su número por tramo) y luego prescindir de ellos a partir de la cámara C38A.

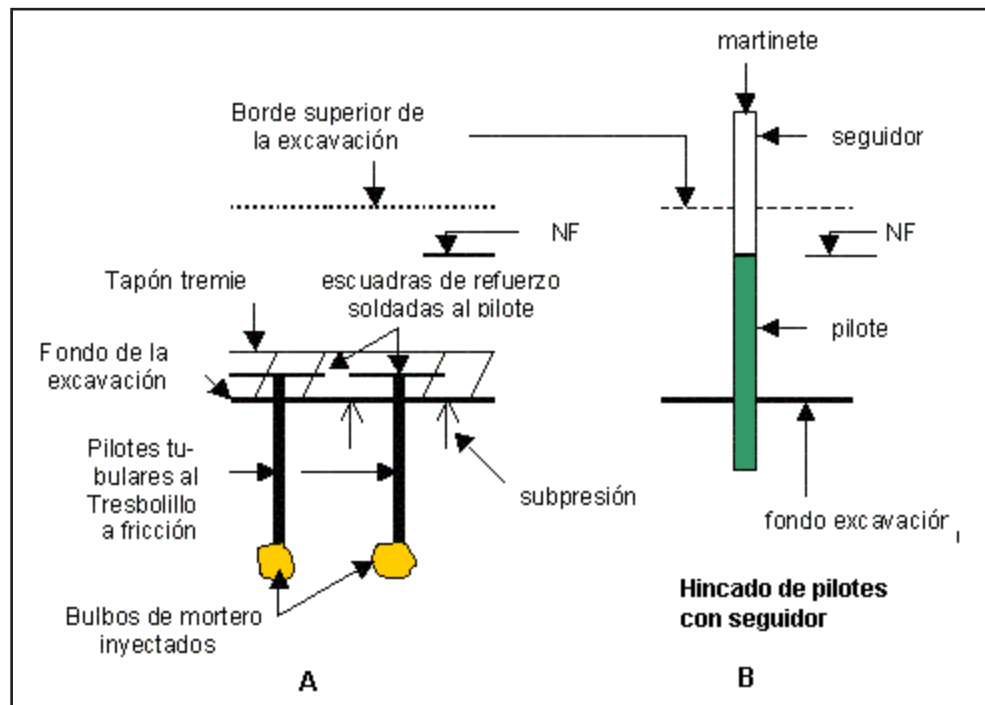


Figura 6.7

6.1.6. MÁS PROBLEMAS Y SOLUCIONES

Se habían superado las dificultades relacionadas con el tablestacado y el manejo del flujo abundante de agua a las excavaciones con las medidas que se han descrito, pero los problemas no habían terminado. Antes de continuar es necesario manifestar que dichos problemas -y los que vendrían- fueron en buena medida consecuencia de una serie de acontecimientos previos adversos en los que no faltaron los errores. Con el fin de explicar lo anterior, conviene observar las Figuras 6.8 y 6.9 siguientes, cuya explicación es la siguiente: La Figura 6.8 indica en planta cómo vierte el Colector Cauca su caudal a la Estación de Bombeo Navarro (EBAN) en tubería F 1,50 m a través de una Cámara de Llegada elíptica profunda, después de cambiar de dirección en 90° en la cámara C39 y de recorrer un corto tramo de 10 m, designado como Zona 1 (EBAN y la Cámara de Llegada se construyeron con el método de "caisson abierto"). El tramo final C38A-C39, de ± 50 m de longitud, se llamó Zona 2. En la Figura 6.8, la línea esquemática a trazos alrededor de EBAN y a la Cámara de Llegada quiere significar que hay una zona perimetral a los dos caissons cuyo subsuelo fue gravemente afectado no sólo por el proceso de las excavaciones necesarias para hincarlos (cuyo ancho teórico es $\pm$ igual a la profundidad de las mismas

que, para EBAN, fue de unos 15 m), sino porque, como se dijo atrás, fue en la Zona 1 donde un contratista anterior al que finalmente ejecutó la obra instaló y operó 4 bombas” profundas Ø 4” tipo “lapicero” (ver Figura 6.10) en sendos pozos de 18 m de profundidad (una en cada esquina de la Zona 1) con el propósito de abatir el nivel freático y así tratar de trabajar en seco en este tramo del Colector, el más profundo y complicado de todos.

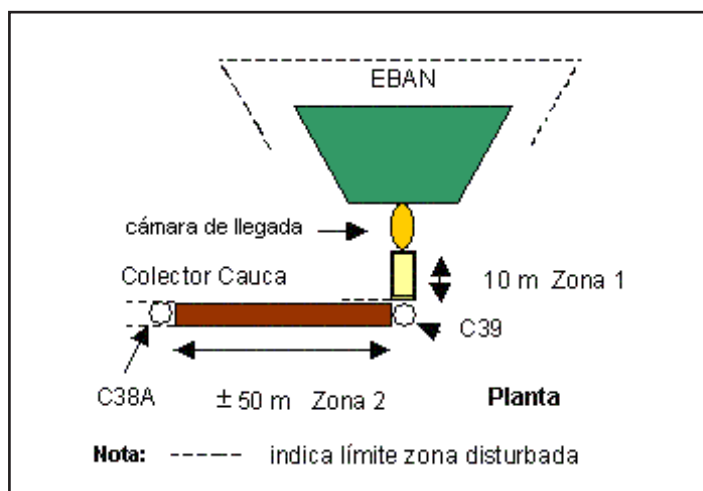


Figura 6.8

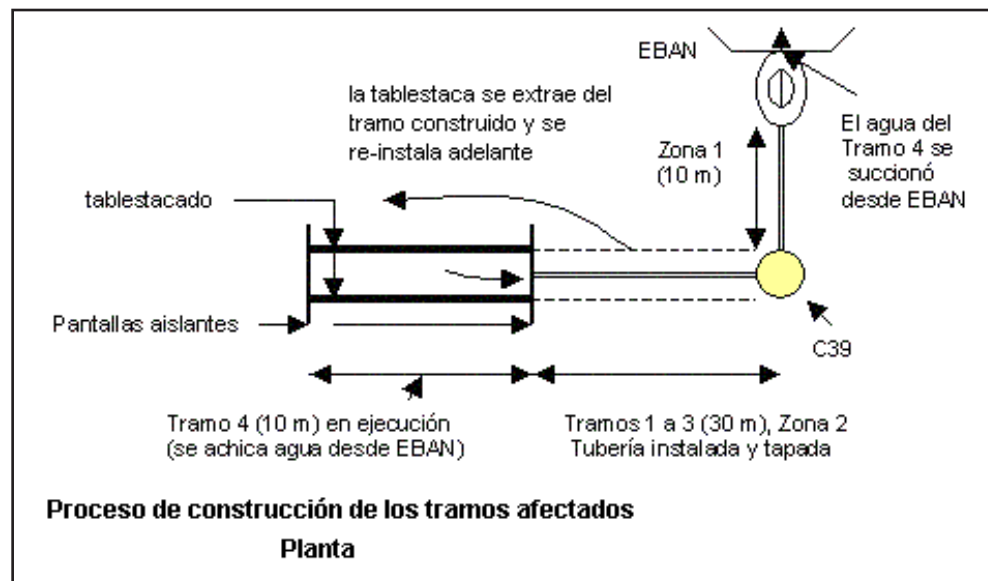


Figura 6.9

La operación de abatimiento no tuvo éxito y los efectos del fracaso constituyeron otra causa de la desestabilización del subsuelo debido a que el bombeo produjo arrastre de las partículas finas del suelo, hecho que sólo se manifestó cuando se presentaron asentamientos del terreno en la proximidad del área del bombeo.

Las fallas de este sistema de bombeo obedecieron a diversas causas señaladas por un estudio geotécnico posterior, pero es muy probable que se debieran a que su diseño se hizo sin que se hubieran ponderado en su verdadera magnitud las modificaciones de las características del subsuelo original (en especial su granulometría y su permeabilidad) introducidas por las perturbaciones graves aludidas atrás, o sea las causadas por la hincada de los dos caissons que implicaba en algunos casos bombear el agua freática en de su interior para disminuir el efecto de la flotación y facilitar el hincado.

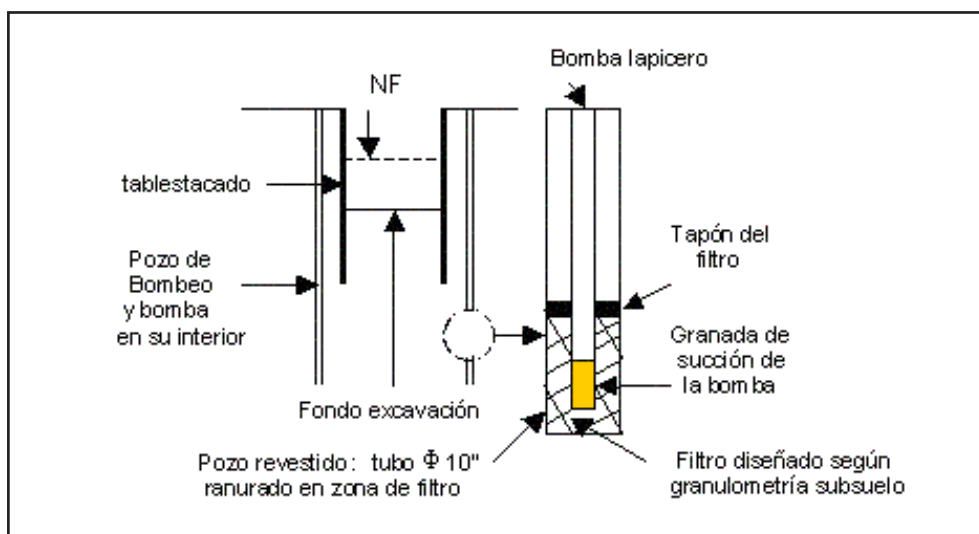


Figura 6.10

Dichas fallas fueron la causa de que se abandonara la idea de abatir el nivel freático con el propósito de poder instalar en seco las tuberías del colector y se optara por sellar el fondo de las excavación con un tapón de concreto tremie para evitar la entrada del agua, lo que en efecto se hizo (con el complicado procedimiento indicado en la Figura 6.7 y en el texto correspondiente).

El procedimiento de construcción seguía la siguiente secuencia:

1. Hincar la tablestaca a lado y lado del área de trabajo (el ancho útil de cada tablestaca era 0,50 m., de modo que en teoría las 500 tablestacas podían cubrir una longitud de 125 m.).
2. Excavar bajo agua el tramo de turno, de 10 m de longitud según se había previsto.
3. Hincar los pilotes de anclaje del sello tremie en donde se requirieron e inyectar los bulbos de mortero.

4. Instalar (semi-hincada) una pantalla metálica transversal de cierre de la excavación en el extremo final del tramo (para confinar el recinto temporalmente por este cuarto costado).
5. Vaciar el concreto tremie y permitir su fraguado.
6. Achicar la excavación para poder trabajar en ella en seco.
7. Colocar un lecho de grava para asentar la tubería.
8. Instalar la tubería.
9. Colocar el relleno compactado a los lados y encima de la tubería.
10. extraer la tablestaca del tramo para reutilizarla más adelante.

Esta solución se utilizó en la que se ha designado como Zona 1 y en los Tramos 1 a 3 de la Zona 2, c/u de 10 m de longitud (Figs. 6.8 y 6.9, sin escala). Para instalar la tubería y construir el relleno hubo necesidad de bombear el agua dentro de la excavación (con bombas Flygt de 3”).

Cabe señalar que la cámara C39 (la última antes de la Estructura de Llegada) se prefabricó parcialmente (losa de fondo y parte de los muros) para facilitar su construcción e instalación y a ella se empalmaron, con mortero de 2ª etapa como sello, las tuberías de entrada y salida y se iniciaron los trabajos en el Tramo 4 de la Zona 2.

6.1.7. EL ÚLTIMO PROBLEMA Y LA SOLUCIÓN

En esta etapa de los trabajos acababan de terminarse las pruebas de las bombas de la EBAN y se resolvió utilizar una de ellas a baja velocidad de bombeo (pero sin duda caudaloso) para achicar el agua en el tramo ya preparado para instalar la tubería (véase Figura 6.9), sin advertirse que las juntas de los empalmes de las tuberías con la cámara C39, ahora bajo agua, habían fallado por la mala calidad del cemento utilizado en la mezcla de mortero utilizado en las juntas (este cemento había salido al mercado hacía poco y según técnicos del fabricante -una reconocida cementera del país- era el adecuado para mezclas que trabajaran bajo agua o en condiciones muy húmedas, como era el caso del mortero de sellar las juntas de tubos y cámara C39).

El resultado de efectuar el bombeo descrito y del daño de las juntas tubería-cámara C39 fue bombear inadvertidamente el agua freática a través de estas juntas abiertas y con ella arrastrar el subsuelo arenoso del contorno hasta el punto de mermar considerablemente su densidad y causar la desestabilización del soporte del sistema “sello de concreto tremie-tubería” ocasionando el asentamiento de este conjunto, la fractura de este sello y la falla de la tubería instalada sobre el mismo. Es muy posible que a lo anterior se hubiera sumado el efecto de la vibración del suelo producida por el trabajo del martillo al hincar y extraer las tablestacas (ver Figura 6.9).

El grave daño se presentó en un sector de 35 m de longitud desde la cámara C39 a la C38A y sólo pudo ser advertido cuando se percibió la entrada de agua con arena y limo al pozo de succión de la EBAN (Figura 6.11, muy esquemática y sin escala).

Las consecuencias que podría tener un descuidado manejo de este nuevo hecho pueden entenderse mejor si se observan la Figura 6.1 (que muestra los alrededores habitados del sector afectado) y la sección transversal del colector en el sector del daño en la Figura 6.12.

En dicho sector el colector está “encajonado” entre el Canal Calle 48 del sistema de drenaje de aguas lluvias de la ciudad (que se muestra sólo parcialmente en la Figura 5.3) y el barrio de invasión El Vergel, densamente poblado.

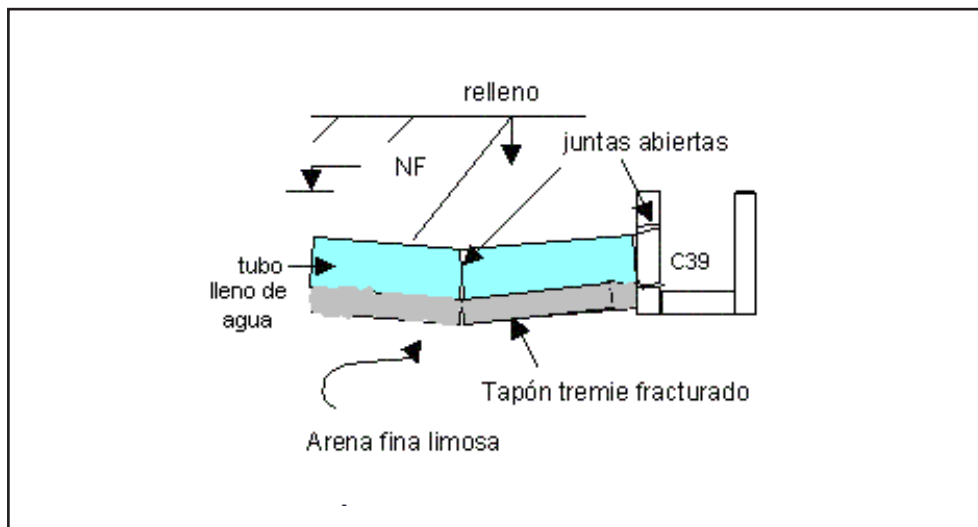


Figura 6.11
*Sección longitudinal entre C38A y C39
cuando se produjo la falla del tremie.*

La solución

Como se aprecia en dichas Figuras, no se disponía de espacio entre el canal y la zona habitada para construir un desvío lateral del colector que salvara el sector del daño; o bien se hacía por la margen derecha del Canal Calle 48 (que implicaba hacer dos cruces profundos del mismo), o desalojando la población de un sector del barrio El Vergel para instalar la variante en él, (recuérdese que la EBAN y la Estructura de Llegada estaban ya construidas y su ubicación eran puntos obligados de llegada del Colector Cauca).

Podría haberse planteado otra solución remedial: abandonar el tramo de tubería averiado y construir encima del mismo otro nuevo, para lo cual sería necesario elevar el nivel del agua del colector por medio de bombeo en una cámara adicional aguas arriba del daño. Tal vez *el costo de la obra civil* de esta solución podría haber sido menor de la que se adoptó, pero en su costo total debía incluirse el suministro y la operación continua del equipo de bombeo (¿una bomba de tornillo, por ejemplo?) y del equipo auxiliar. A largo plazo la solución de elevar el tramo dañado hubiera resultado más costosa en dinero y en tiempo que la adoptada, aunque no hay duda de que ofrecía más seguridad que esta última. Después de analizar la situación, se resolvió reparar el tramo dañado. Pero no era posible hacerlo trabajando desde el interior de los tubos, averiados y llenos de agua, pues ésta entraba abundantemente por sus uniones espigo-campana (desacopladas y/o averiadas) cuando se intentaba achicar.

Se ordenó un estudio geotécnico que estudiara el problema, el cual recomendó la

aplicación de una de varias opciones de solución sugeridas que no se explican aquí por no haber sido utilizadas tal como fueron propuestas. Se indica a continuación la que finalmente se puso en práctica.

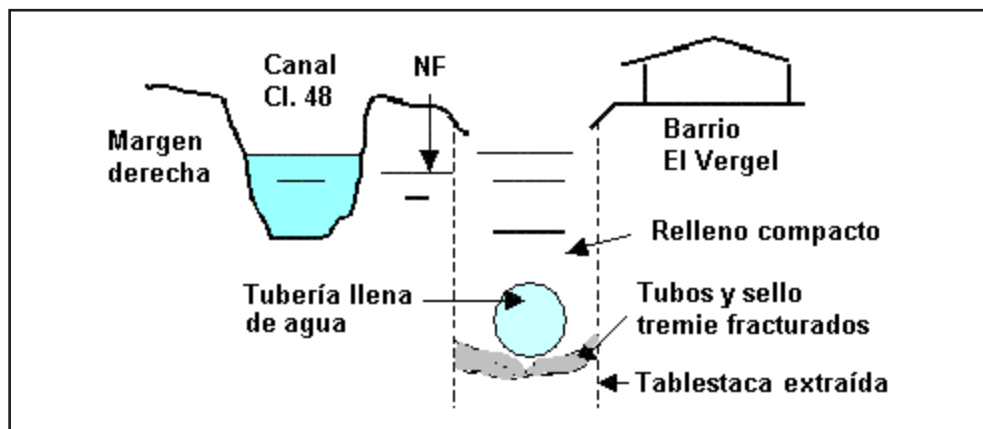


Figura 6.12

Ante la dificultad de achicar el agua que entraba a la tubería por las brechas abiertas debidas al asentamiento, se procedió a efectuar, como primer paso, inyecciones de consolidación del subsuelo alrededor de la tubería y del sello tremie en el tramo averiado, a través de tubos de inyección hincados con chorro de agua. La mezcla de la inyección estaba formada por 100 Kg. de bentonita y 700 de cemento por metro lineal de tramo y para un espesor de 3 m de suelo consolidado (ver Figura 6.13A).

El resultado de estas inyecciones fue bastante satisfactorio: se pudo controlar en un alto grado el ingreso de agua al interior de la tubería, hasta el punto que se pudo achicar por medio de bombeo desde su interior, lo que permitió el ingreso de personal a la tubería.

El acceso al interior de la tubería afectada dejó ver que todas las brechas abiertas se localizaban, en efecto, en muchas uniones campana-espigo de los tubos (averiadas por el asentamiento), por lo cual se resolvió complementar la consolidación del subsuelo alrededor de la tubería con inyecciones radiales practicadas dentro de la misma, más o menos en la forma como se llevan a cabo las inyecciones de contacto en la construcción de túneles (Figura 6.13B y C).

Para confinar la mezcla de la inyección, se ideó y fabricó un cinturón circular en lámina de acero a una de cuyas caras se remacharon, a lado y lado de una franja central, dos bandas de neopreno. Las bandas de neopreno de este cinturón se adosaban firmemente en el interior contra las uniones campana-espigo de los tubos ejerciéndose presión radial sobre el cinturón por medio de tornillos. En el eje perimetral del cinturón se practicaron boquillas roscadas para acoplar a ellas las mangueras de las inyecciones radiales.

La Figura 6.13A muestra en esquema la forma como se consolidó en primer término el subsuelo alrededor del daño por medio de inyecciones de una mezcla cemento-bentonita con las cuales se densificó el subsuelo alrededor de la tubería y del sello tremie.

La Figura 6.13 B es un esquema del dispositivo interno cinturón de acero con bandas de neopreno laterales presionadas contra la unión de dos tubos (campana-espigo) por medio de elementos radiales de presión accionados por tornillos dispuestos en el centro del dispositivo.

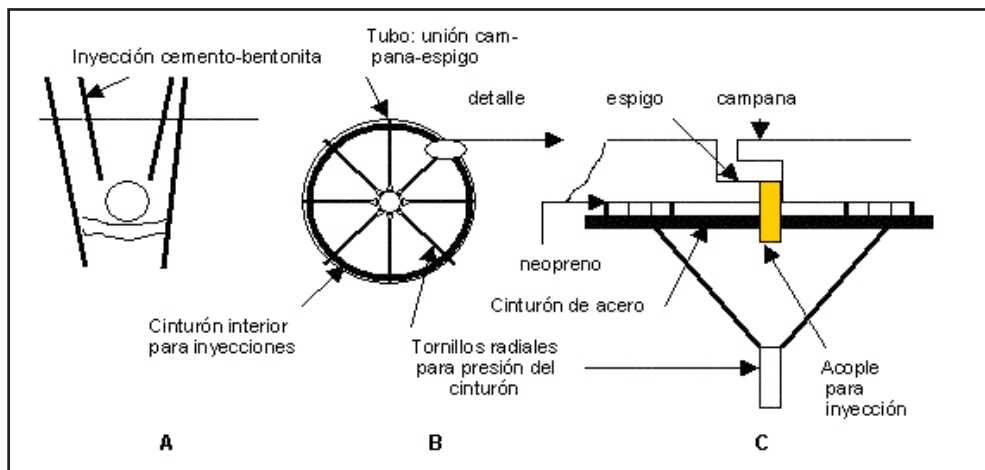


Figura 6.13

Y la Figura 6.13C muestra, en sección transversal y aumentado, el detalle señalado en la Figura 6.13B con una elipse, o sea una de las uniones campana-espigo a las cual se ha adosado el cinturón, comprimido contra la cara interior del tubo por los tornillos radiales de presión, en el que ha provisto un acople roscado para conectar la manguera de inyección de la mezcla bentonita-cemento, esta vez inyectada desde el interior de la tubería. La mezcla, confinada por las bandas de neopreno, es forzada a salir por la junta abierta, penetrando en los vacíos e intersticios del subsuelo alrededor de la tubería y del sello tremie averiados.

Este procedimiento tuvo un excelente resultado. El agua freática dejó de penetrar al interior de los tubos averiados.

La EBAN ha estado bombeando por más de 15 años las aguas servidas que desaguan a ella pasando por el sector reconstruido en la forma descrita.

6.1.8. ALGUNOS COMENTARIOS AL DESARROLLO DEL SUBPROYECTO CAUCA

- ¿Son justas las críticas que se hagan a posteriori al diseño o a la construcción de obras si se formulan sobre el supuesto que pudieron haber sido mejor realizadas, en especial si las premisas con las cuales se planearon contenían, en su momento, ingredientes de complejidad e indeterminación o adolecían de *carencia no culpable* de información suficiente debido, por ejemplo, al “estado del arte” en dicho momento?
- Cuando el primer contratista del Subproyecto Cauca presentó sus razones para no acometer la ejecución del sector más complicado de la obra (después de haber construido la parte menos difícil) aduciendo falta de suficiente información del

Pliego sobre las condiciones del subsuelo, no faltaron los comentarios de quienes “vieron” que el diseño de dicho sector debió ser otro: por ejemplo, disponer a lo largo del mismo una o más estaciones de bombeo como EBAN 1, EBAN 2, etc. que levantarán el nivel del agua (y, obvio, el del colector) para evitar que se hundiera en las arenas finas sumergidas (ver Figura 6.14).

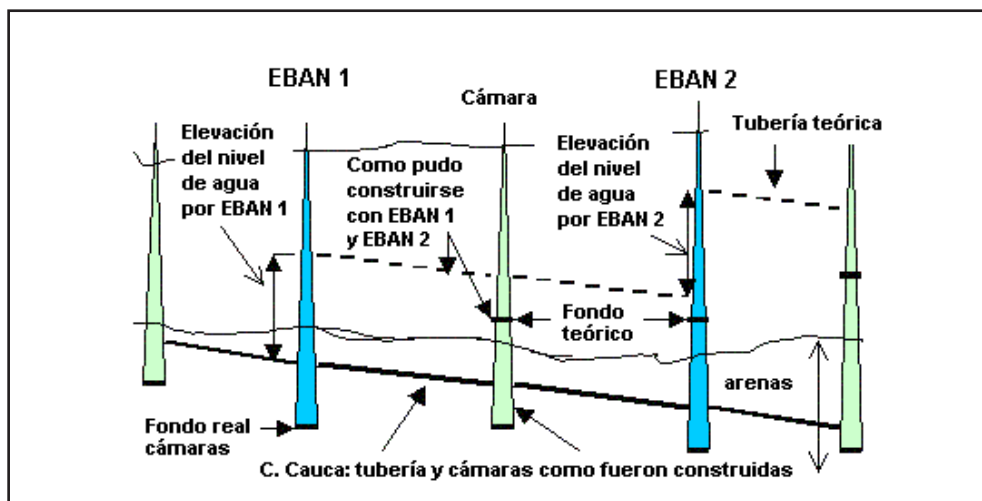


Figura 6.14

Esta pregunta es en cierta forma razonable, en especial si se recuerda que para cruzar el Canal CVC Sur se decidió profundizar el colector 3 m en una cámara inmediatamente aguas arriba del canal (como se anotó atrás), y no se recuperó el nivel anterior después del cruce. Es posible que los diseñadores sí hubieran considerado la solución de las estaciones auxiliares de bombeo y hubieran concluido que su costo, operación y mantenimiento resultaría más costoso que la solución adoptada, cuyas dificultades de construirla desconocían.

- El Subproyecto Cauca comprendió también, además de los colectores a los que se ha hecho referencia: a)- la construcción de la EBAN; b)- la construcción de la Tubería de Impulsión o descarga al Río Cauca de la EBAN (inicialmente en forma directa, y luego a través de la PTAR de Cañavalejo, de reciente ejecución); y c)- la limpieza de las lagunas de regulación de los caudales de agua lluvia captada y conducida por un sistema de canales.
- EMCALI había programado la secuencia de construcción de estas obras de tal modo que los colectores Cauca y Cauca Norte debía estar terminados cuando se iniciara la EBAN. Pero los comentados problemas de la construcción de los tramos profundos modificaron por completo dicho programa: la EBAN se terminó y aún no empezaban los colectores. Y, como ya se dijo atrás, este cambio en la secuencia de las dos obras, colectores y EBAN, fue una de las causas principales de las dificultades técnicas de construcción de la primera ellas³.

Las experiencias que dejaron a quien escribe estas notas tanto los fracasos como los difíciles éxitos de los profesionales que intervinieron en la ejecución de estas y otras obras relacionadas con el manejo de las aguas potables y residuales construidas en el sector de Aguablanca y barrios orientales aledaños de Cali, pusieron de relieve algo que se supone que no debiera ocurrir, pero que en nuestro medio constituye a menudo un obstáculo para seleccionar entre los proponentes del concurso o de la licitación de una obra compleja al más idóneo para ejecutarla: se trata de que la adjudicación del contrato se decide con mayor frecuencia más por el bajo precio del oferente que por la calidad técnica y operativa del mismo.

El autor de estas notas cree que las propuestas técnica y económica de una *licitación* debieran presentarse en sobres separados y sellados, como ocurre en los *concursos de méritos*, y que su análisis y definición se resolviera también en la misma forma que en éstos, o sea calificando y clasificando primero a los proponentes *por sus propuestas técnicas* para proceder *luego* a abrir el sobre de la *propuesta económica* del mejor calificado, *únicamente*, para analizarla y, de ser posible, acordar con este oferente las condiciones económicas de la ejecución de la obra con base en su propuesta económica .

Sólo en el caso de no lograrse el acuerdo con el mismo se procedería a abrir el sobre de la propuesta económica correspondiente a la segunda buena propuesta técnica, etc. El proceso se repetiría hasta agotar las buenas propuestas técnicas antes de declarar desierta la licitación.

Se podrá decir que lo anterior equivale a afirmar que no siempre la adjudicación de una licitación se hace con toda la seriedad que requiere un acto de esta naturaleza, pero no se trata de establecer algo así, sino de *buscar un procedimiento que facilite la adjudicación acertada*, lo que no es fácil si los valores de las propuestas económicas son conocidos por todos los proponentes desde el mismo día del cierre de la licitación, creándose desde este momento un cierto clima de injustificada sospecha sobre cuál será la seleccionada o, por lo menos, cuáles las descartables.

6.2. LOS CAISSONS ABIERTOS: MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN - COMENTARIOS

Al tratar el tema anterior se han mencionado varias veces la Estructura de Llegada y la EBAN, indicándose que estas dos estructuras hidráulicas del sistema Subproyecto Cauca fueron construidas con un procedimiento de construcción llamado “caisson”, (cajón, en francés).

La razón por la cual se puede incluir dicho procedimiento en este tema de los movimientos de tierra es que permite construir una estructura cuyo fondo debe quedar a una profundidad considerable de la superficie del suelo, mediante el sistema de erigirla sobre esta superficie para luego hacerla descender por su propio peso más pesos adicionales (caisson de gravedad) o más fuerzas de empuje aplicadas (caisson dirigido), excavando por su interior y removiendo el suelo que le sirve de sustentación, o sea “haciendo un hueco” debajo de ella para que se vaya hundiendo en él. Este sistema implica que el caisson debe construirse sin cubierta, sin losa de fondo (abierto) y sin sus elementos interiores que no se requieran estructuralmente y que dificulten efectuar la excavación

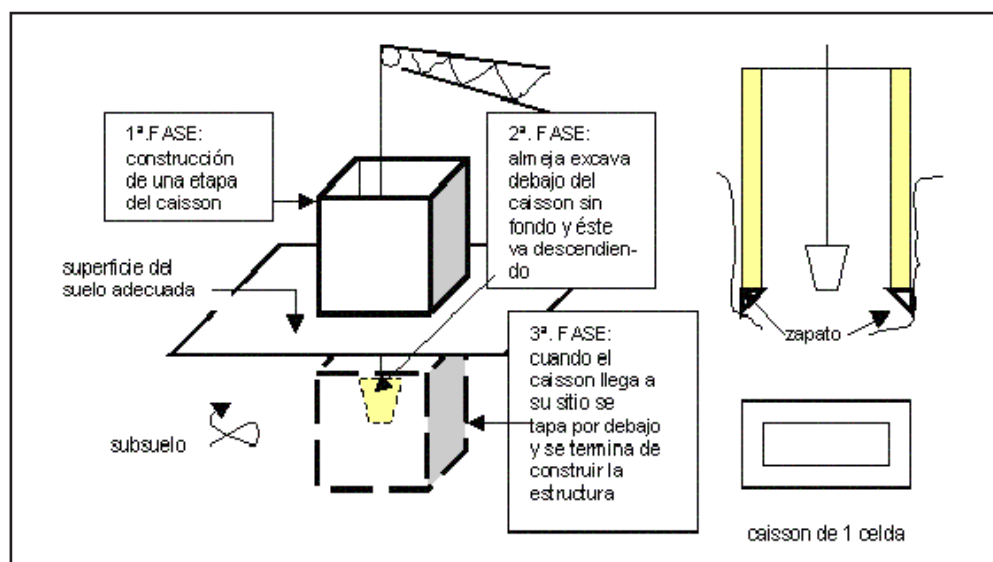


Figura 6.15

en su interior. Como se ve, el procedimiento “facilita” la excavación profunda pues las paredes exteriores del cajón le sirven de muros de contención.

La parte izquierda de la Figura 6.15 muestra un esquema que ilustra el procedimiento. Las fases de éste se pueden resumir así:

- Se prepara el terreno sobre el cual se construirá el caisson. Para tal fin, se hace una excavación hasta donde lo permitan las condiciones (calidad del subsuelo y nivel freático), con el fin de reducir al mínimo la profundidad de hincada). Si la calidad del suelo a la profundidad excavada no es buena, se hará un relleno seleccionado compactado con capacidad portante adecuada.
- Se arma sobre este terreno un “zapato” metálico de filos cortantes como base de cada uno de los muros del caisson en que quedará embebido (Figura 6.16), que no sólo facilitará el hincado de la estructura en el suelo sino que protegerá a la base de los muros contra la acción abrasiva de la fricción que se genera entre suelo y estructura al descender ésta (al hincarse).
- Encima de este zapato se coloca la armadura de los muros, se instalarán tuberías verticales a través de las cuales se pueda inyectar bentonita o chorros de agua a presión (si se requieren para facilitar la hinca) y finalmente, las formaletas para proceder a vaciar la primera etapa del concreto del caisson. Es muy posible que sea necesario vaciar una o más etapas adicionales de concreto antes de intentar hincarlo, con el fin de que el peso total de lo que se construya pueda vencer las fuerzas que se oponen a su descenso. Sólo entonces se iniciará la excavación.
- El proceso de construir etapas sucesivas del caisson y excavar para ir hincándolo paulatinamente se repite hasta que llega a su sitio definitivo.

- Cuando esto último ocurre, se tapona su fondo con concreto tremie para sellarlo a la entrada de agua freática y extraída la misma de su interior, se construye la losa de fondo de la estructura y luego sus partes internas. Es necesario que antes de vaciar el agua del interior del caisson una vez sellado su fondo se verifique que no vaya a flotar por efecto de la subpresión. Si esto ocurre, será necesario lastrarlo (normalmente esta posibilidad está prevista por el diseñador).

Es normal en este tipo de trabajos que muy pronto después de iniciada la excavación se encuentre el nivel freático. El estudio geotécnico previo dirá si la excavación podrá adelantarse bajo agua o si, como es más frecuente, será necesario bombearla bajo estricto control (puede inestabilizar el subsuelo) con el fin de abatir su nivel y disminuir el efecto de flotación del caisson, que disminuye el peso.

También se facilita la hincada si se toman algunas medidas como tratar de reducir las superficies de contacto del caisson con la excavación para disminuir la fricción, lo que se puede lograr haciendo unos recesos en la parte inferior de las paredes exteriores del caisson, o se puede lubricar con bentonita el espacio entre el caisson y las paredes de la excavación (ver Figura 6.16).

En el caso no deseable de encontrarse una piedra grande u otro obstáculo similar que impida el descenso del caisson, deberá destruirse con martillos o punzones pesados accionados según lo permitan las condiciones, e incluso con pequeñas cargas explosivas.

Si el peso del caisson no es suficiente para que descienda aunque se abata el nivel freático, puede cargarse con el peso adicional de vigas metálicas, bultos de piedra o de cemento, etc.

Este procedimiento de construcción se emplea en suelos conformados por limos, arcillas, arenas o mezclas de los anteriores, pues sería labor de difícil e imposible utilizarlo en suelos con un apreciable contenido de gravas gruesas o piedras, conglomerados muy duros o suelos cementados y, por supuesto, definitivamente imposible en suelos rocosos.

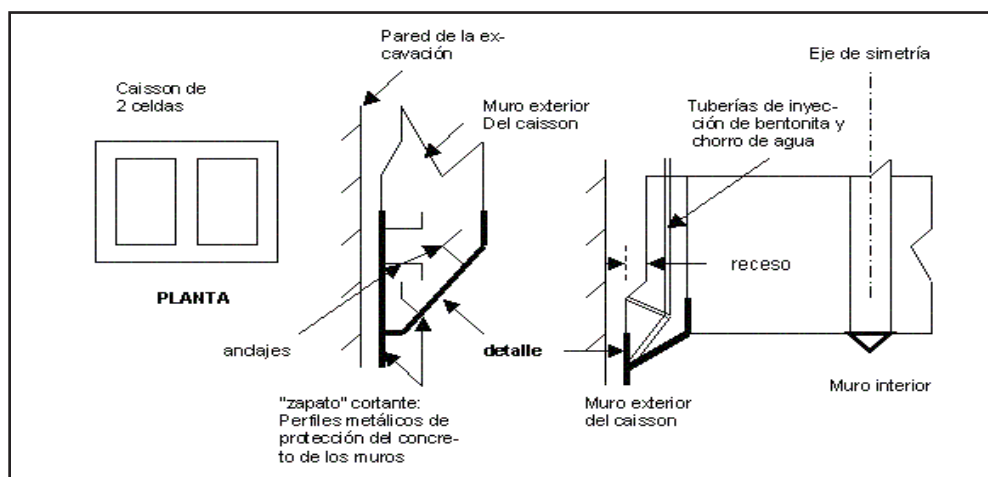


Figura 6.16

6.2.1. EL CAISSON DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO DE NAVARRO (1)

Por tratarse de suelos sedimentarios de origen aluvial, los aledaños al tranquilo río Cauca en el valle del mismo nombre son muy apropiados para construir estructuras profundas con el sistema caisson. En Cali se han realizado muchas estructuras con este método desde que se construyeron las bocatomas de las plantas de tratamiento de agua potable más grandes de la ciudad.

El autor de estas notas participó como constructor o como interventor (y en otros casos como interesado observador) en varios proyectos relacionados con estas plantas, entre los cuales considera que tuvieron especial interés los siguientes:

- Bocatoma de la Planta de Potabilización de Puerto Mallarino (de gravedad)
- Estación de Bombeo de Aguas Residuales de la planta anterior (de gravedad)
- Estación de Bombeo de Aguas Negras de Navarro (EBAN) (de gravedad)
- Estación de Bombeo de Aguas Negras de Floralia (de gravedad)
- Estación de Bombeo de Aguas Lluvias de Puerto Mallarino (dirigido)

Cuando se construyó el primero de los nombrados en la lista anterior, fue el caisson de gravedad más grande de en Latinoamérica (30 m de largo x 16 m de ancho x 18 m de altura).

El último de ellos se ejecutó con una variante del modo de hincarlo, que si bien aprovecha el peso propio del caisson como parte de la fuerza que lo hinca, la fuerza principal para tal efecto es la reacción a la que se ejerce al halar con gatos instalados sobre la estructura unos cables dispuestos perimetralmente alrededor del caisson (que se construye totalmente antes de hincarlo), los cuales se anclan al subsuelo en bulbos de concreto inyectado. Al mismo tiempo, se excava el suelo debajo de la estructura por su interior (ver Figura 6.17).

Con el fin de ilustrar un poco este tema de los caisson, a continuación se hará una breve presentación de su funcionamiento como estructura que se hinca después de construirla total o parcialmente y luego un resumen de la construcción de la EBAN, varias veces mencionada atrás.

El esquema de la Figura 6.18 muestra la sección vertical de un caisson que ha descendido hasta su posición definitiva y al que se ha construido un tapón de concreto tremie para sellar su fondo. En dicho esquema se indican las fuerzas que actúan sobre la estructura en el proceso de su hincado y en su posición final. Las fórmulas para calcularlas se han tomado de *Foundations Engineering*, Alfred R. Jumikis:

$$N + W = R_F + R_S \quad (1)$$

$$W = \gamma_C A H \quad (2)$$

$$R_F = u \mu_1 E_a \quad (3)$$

$$R_S = A \cdot \sigma_{admis} \quad (4)$$

$$E_a = \frac{1}{2} (\kappa_A \gamma h^2) \quad (5)$$

$$W = \gamma_C A H - \gamma_w A H_w \quad (6)$$

$$K_A = \tan^2(\pi/4 - \Phi/2) \quad (7)$$

$$t = \frac{b}{2} \times \sqrt{\frac{3}{1 + 1.6} \times \frac{\sigma_O}{\lambda \sigma_F}} \quad (8) *$$

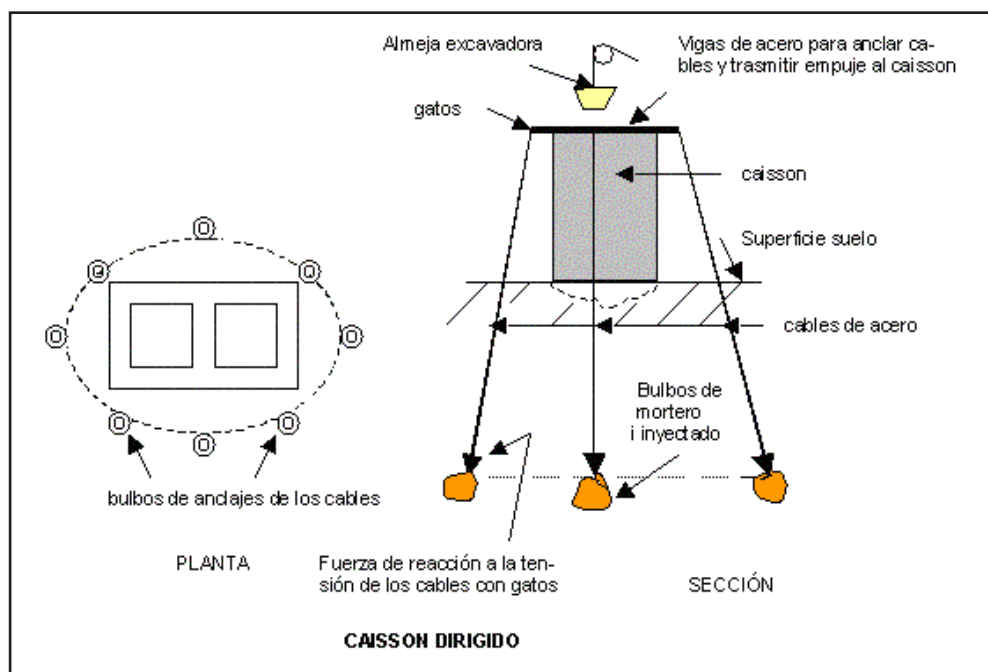


Figura 6.17

En (1): N = sobrepeso ; W = peso propio caisson; R_F = fuerza fricción suelo-caisson;

R_S = reacción del suelo.

En (2): W = peso total caisson (sin flotación); γ_C = peso unitario concreto; A = área de la sección horizontal caisson; H = altura caisson

En (3): u = perímetro externo caisson; μ_1 = coeficiente ponderado de fricción suelo; E_A = empuje activo sobre caisson

En (4): A = área sección horizontal caisson (de apoyo); σ_{adm} = capacidad portante suelo

En (5): γ = peso unitario ponderado suelo, h = profundidad excavación; K_A = coeficiente de presión activa suelo.

En (6): W = peso aparente caisson cuando la excavación se hace sin bombear el agua freática: *peso total caisson – flotación*; H_w = altura agua sobre fondo.

En (7): K_A = coeficiente de presión activa

En (8): (para caisson de sección horizontal rectangular):

t = *espesor* del sello de concreto tremie⁴.

b = longitud lado corto del caisson

λ = long. lado corto/long. lado largo del caisson

σ_0 = presión de contacto en base de caisson; σ_F = resistencia concreto en psi.

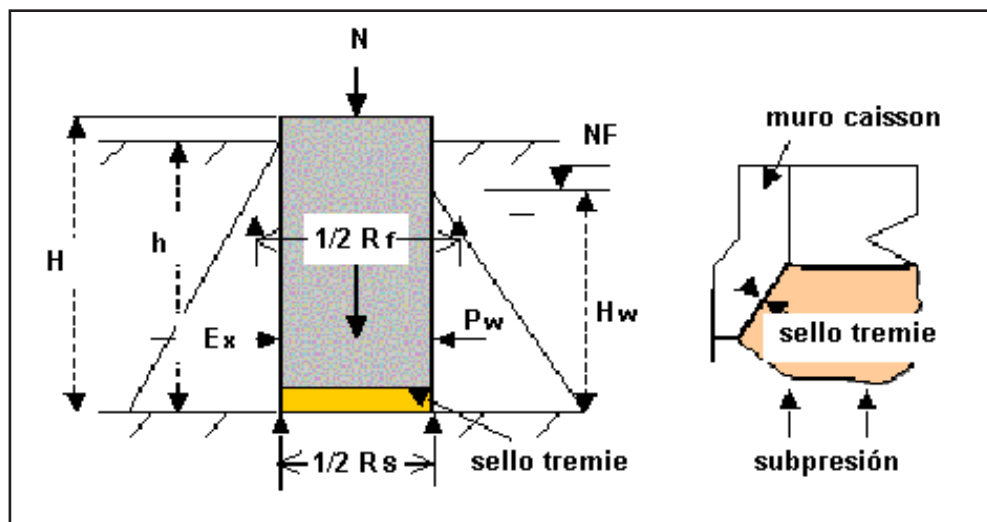


Figura 6.18

6.2.2. EL CAISSON DE LA EBAN (2)

La Figura 6.19 muestra la sección horizontal del caisson de la EBAN. Como se observa, se trata de una sección compuesta de una zona rectangular y otra trapezoidal; la primera es el pozo seco, que exigía un ancho tal que cupieran las bombas (5), en tanto que el ancho de la segunda, pozo húmedo, podía reducirse drásticamente hasta el requerido por el conducto de entrada de agua a la Estación.

Para hincar un caisson con una sección irregular tal era necesario dimensionarla con el fin de obtener que su centro de área quedara muy próximo al centro de masas con el fin de equilibrarlo para su hincada.

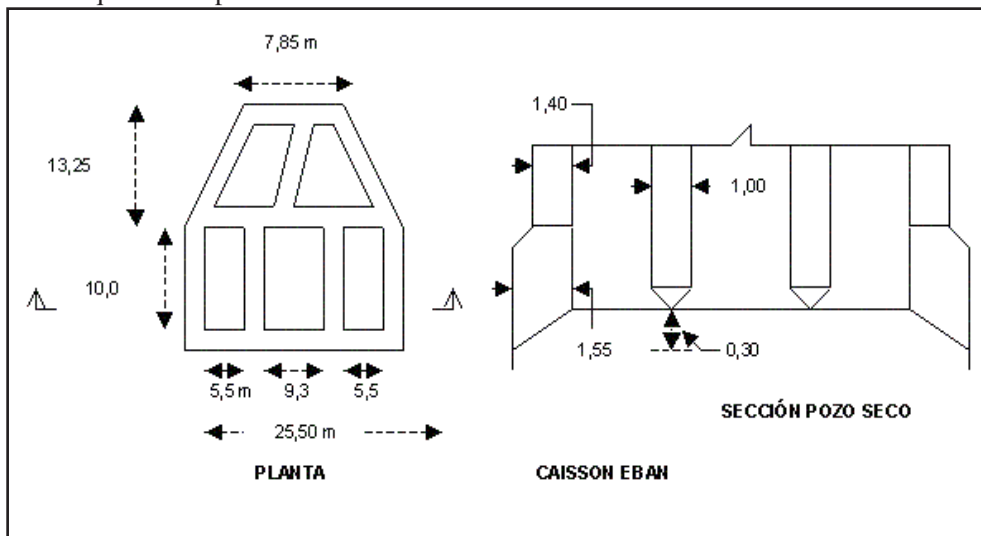


Figura 6.19

Algunos datos de esta obra son los siguientes:

- Cota superficie terreno natural: 960,00
- Cota definitiva parte inferior muros externos (después de hincada): 942,00
- Cota losa estructural de fondo de la EBAN: 945,20
- Volumen del concreto del caisson: 2.861 m³
- Peso muros caisson: 6.866 t
- Peso zapato cortante de acero: 26.000 kg
- Peso acero estructural: 300.000 kg
- Altura nivel freático sobre fondo teórico del sello tremie: 16,20 m
- Empuje subpresión: 16,2 t/m²

El estudio geotécnico presentó la siguiente información (Figura 6.20):

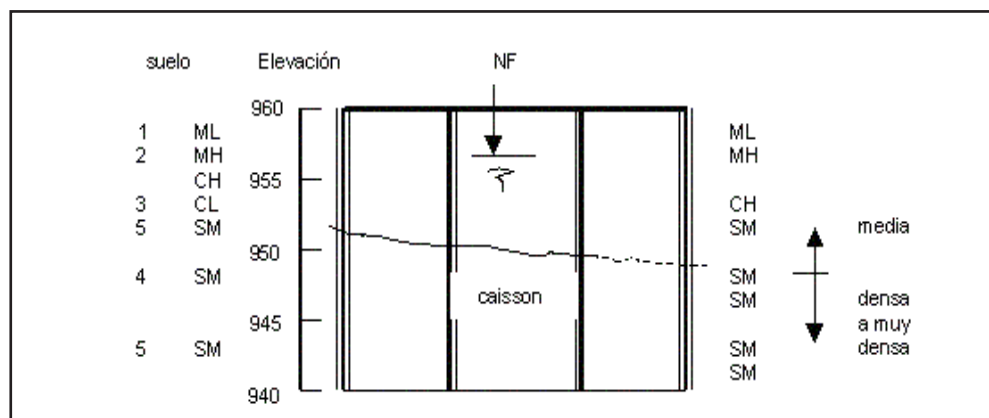


Figura 6.20

Tabla 6.1 **ESTRATIGRAFÍA DE SUELOS EN EL SITIO DEL CAISSON**

ESTRATO No.	DESCRIPCIÓN	γ t/m ³	ϕ	K cm/s	f_s t/m ²	K_0
1	Limo arenoso	1,6		10^{-5}	4,45	2,8
2	Limo arcilloso	1,7-1,8		10^{-5}	3,60	0,6-1,5
3	Arcilla limosa	1,82		10^{-8}	3,50	0,5-1,0
4	Arena limosa + gravas	1,9 - 2,1	36-40	2×10^{-2}	3 - 5	
5	Arena limosa	1,9 - 2,1	36-40	2×10^{-2}	3 - 5	

El informe geotécnico señalaba, además, que:

- Debido a la baja permeabilidad de los estratos 1, 2 y 3 se espera que la excavación podrá realizarse en seco o con un bombeo mínimo hasta una profundidad límite determinada por la magnitud de la subpresión y el espesor del estrato de arcilla limosa necesario para contrarrestarla. A partir de esta profundidad se requerirá un bombeo permanente si se quiere mantener la excavación seca. Cuando el fondo de ésta descubra los estratos de arenas limosas que aparecen aproximadamente en la cota 953, el volumen de agua que será necesario controlar será de unos $4\text{m}^3/\text{min}$. Es posible también continuar con la excavación bajo agua permitiendo que ésta alcance su nivel de equilibrio o manteniendo un bombeo menor. Téngase en cuenta que si el caisson se mantiene parcialmente sumergido, su peso efectivo se reduce y se necesitará adicionar una carga que ayude a vencer la fricción del terreno (vigas de acero, etc.).
- Si se bombea permanente o periódicamente dentro del caisson *con gran cuidado*, el flujo de agua hacia éste tiende a socavar la arena del fondo y se facilita la hincada. La geometría y las dimensiones interiores estaban determinadas por el diseño hidráulico y las dimensiones de los equipos, que para la EBAN eran, como ya se dijo, 5 bombas de $1,6\text{ m}^3/\text{s}$ de capacidad y el equipo auxiliar. El cálculo estructural y el análisis de las fuerzas exteriores actuantes durante el hincado definirían el espesor de los muros del caisson. El estudio geotécnico supuso un espesor e de los muros del caisson y sobre la base de su geometría planteó lo que indica la Figura 6.21 (que después se modificó para incluir criterios no considerados hasta entonces, todo lo cual definió las dimensiones mostradas en la Fig. 6.19).

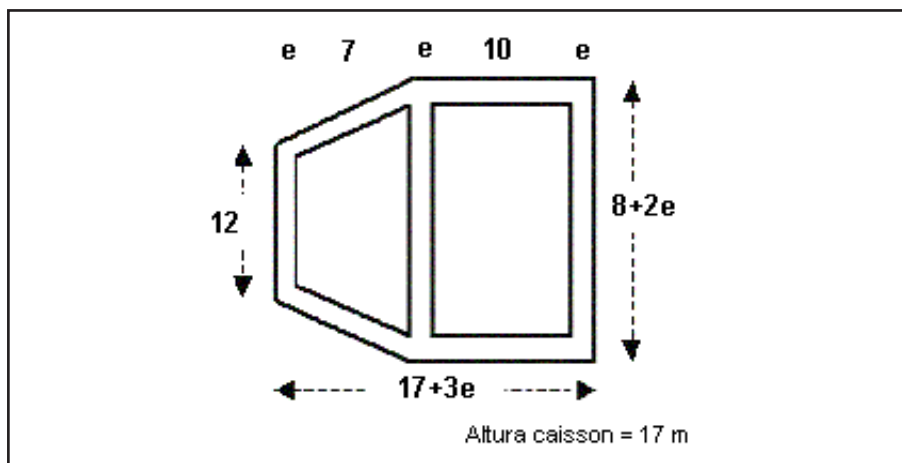


Figura 6.21

Volumen total $VC = 1513e \text{ m}^3$

Peso total: $WC = 3631e \text{ ton}$

Peso efectivo (parcialmente sumergido): $W_{CH} = 22962 \text{ ton}$

Fricción total:

a. sin excavación inicial y $f_s = 3,4 \text{ t/m}^2$

Área fricción $A_F = 1105 + 153e \text{ m}^2$

$F_s = 3751 + 519e \text{ ton}$

b. con 2 m de excavación inicial y $f_s = 3,27 \text{ t/m}^2$

Área fricción $A_F = 975 + 135e \text{ m}^2$

$P_F = 3172 + 439e \text{ ton}$

Con las consideraciones anteriores, el estudio hizo un tanteo para encontrar que:

Tabla 6.2

Alternativa	Procedimiento	Espesor de muros
1	sin excavación inicial ni bombeo	2,10 m
2	Sin excavación inicial y bombeo total	1,20 m
3	Con 2 m de excavación inicial sin bombeo	1,70 m
4	Con 2 m de excavación inicial y bombeo total	1,00 m

El diseño definitivo del caisson dio el siguiente resultado:

- Perímetro exterior: 85,90 m
- Altura: 18,50 m
- Espesor muros exteriores: 1,40 m
- peso: 7351 ton.

Además, definió 4 etapas de hincado.

Un resumen de la cronología de la obra es el siguiente:

- Junio 9/82: terminó la excavación inicial (para construir un relleno y colocar sobre éste el zapato cortante).
- Junio 15/82: se inició instalación del zapato.
- Agosto 4/82: se hizo el primer vaciado de concreto del caisson.
- Septiembre 30/82: se inició el primer “hincado” del caisson, que terminó el 15 de Octubre/82.

- Mayo 31/83: faltaba hincar 1,35 m del 4º. y último hincado.
- Julio 20/83: el caisson llegó a la cota prevista (18,50 m de profundidad), pero continuó descendiendo no obstante que la excavación se había suspendido, por lo que fue necesario inyectar lechada de mortero a través de las tuberías previstas para ello con el fin de cementar el suelo alrededor del zapato y evitar que continuara hincándose. Finalmente, el caisson se detuvo a – 0,40 m de su cota de diseño.
- Septiembre 6/83: se hizo el primer vaciado de concreto tremie para sello del fondo.
- Diciembre 5/83: terminó de colocarse el sello, después de una prolongada labor para controlar la entrada de agua por una junta fría (fisura) en el concreto tremie, lo que se logró con inyecciones de lechada a través de la misma y bombeo para disminuir la presión del agua.

El tiempo de construcción e hincado del caisson superó ampliamente lo previsto en el programa de la obra (270 días calendario). Las principales razones de la demora obedecieron a:

- La falla de los equipos, particularmente de las grúas que manejaron las almejas para la excavación dentro del caisson. (Este equipo debe trabajar en condiciones severas, pues es conveniente que una vez iniciada la excavación para hincar el caisson hasta la profundidad prevista en cada etapa, se prosiga sin interrupción para tratar de lograr que el movimiento de descenso del caisson sea, en lo posible, también continuo).
- Que en la cota 950 se encontró, en una de las esquinas del caisson, el suelo SM de arenas limosas con gravas, muy denso (según lo había previsto el estudio geotécnico), más el inconveniente de estar cementado; esta condición implicó que el suelo ejerciera una gran resistencia y el caisson “quedara colgado” de este estrato no obstante que las excavaciones en los demás sitios continuaron.
- Contra la opinión de la interventoría, el contratista trató de resolver el problema y efectuó una excavación *externa* del suelo *alrededor* de la estructura (*fuera del caisson*) con el fin de disminuir la fricción entre suelo y estructura negándose, en cambio, a intentar disminuir el efecto de flotación mediante un bombeo controlado del agua en el interior del caisson. Manifestó el temor de que este bombeo pudiera descontrolar la operación de hinca.
- La excavación *externa*, ejecutada con pala con equipo de arrastre, alcanzó varios metros de profundidad pero no resolvió el problema; el caisson continuó colgado del estrato de arena limosa cementada y es probable que dicha excavación fuera la causa del posterior descontrol en el manejo del descenso del caisson hacia el final del hincado al que ya se hizo referencia.
- La manera como se resolvió finalmente el impasse fue utilizar un pesado punzón de acero operado por una grúa que lo izaba y dejaba caer libremente para golpear el estrato duro y tratar de romperlo, lo que se logró en pocos días.
- **La fisura en el sello tremie que ya se mencionó atrás.**

¹ Los fenómenos descritos en estos párrafos del artículo citado se presentaron de manera especial y reiterativa en los trabajos del segundo contratista de la obra que nos ocupa. El aumento paulatino de la oblicuidad de las tablestacas a medida que se hincaban sin que se corrigiera esta anomalía oportuna y eficazmente, obligaba a tener que extraer con frecuencia varias de las ya hincadas para reiniciar el proceso, con la pérdida de tiempo y el descontrol que incidían notablemente en el programa de la obra.

² No se pensó entonces abatir el nivel freático con wellpoint, pero seguramente no hubiera dado buen resultado en el sector donde se aplicó la solución que se está comentando debido al grave estado de perturbación del subsuelo.

³ Cuando más tarde el autor de estas notas tuvo la oportunidad de comentar con algunos ingenieros de la empresa ICA de Méjico tales dificultades, se mostraron muy interesados en las obras y en las soluciones adoptadas para superarlas, aunque tuvieron reparos para algunas de ellas. No obstante, si pensaron que hubiera(n) podido utilizarse alguna(s) mejor(es) que las empleadas, se abstuvieron de mencionarla(s).

La presencia en Cali de este grupo de expertos ingenieros mejicanos obedecía a una invitación que les hizo EMCALI para participar en un seminario sobre métodos de construcción de obras sanitarias en condiciones difíciles, en el que también intervinieron ingenieros colombianos, obras entre las cuales figuró la de los colectores profundos que hemos comentado ya largamente.

⁴ En la Nota 21 de la página 69 se dio una fórmula para calcular el espesor del sello del fondo de la excavación en concreto tremie *de un tablestacado metálico*, caso en el cual la adherencia entre el concreto y la tablestaca es casi nula y las fuerzas que se equilibran son la subpresión y el peso del sello. La que se transcribe en (8) da el espesor del sello tremie *en un caisson* de concreto, cuyo extremo inferior se diseña geométricamente para que el tapón quede acuñado contra los chaflanes de los muros por la subpresión, por lo cual aquí intervienen la presión de contacto entre suelo y tremie (para el caso de caisson sin agua en su interior) y la resistencia a la compresión del concreto.

**PÁGINA EN BLANCO
EN LA EDICIÓN IMPRESA**

CAPÍTULO 7

ALGO SOBRE LOS TÚNELES

Aunque es muy poco lo que estas notas van a decir aquí acerca de este tema, no podrían terminarse sin tratar de hacer una muy corta referencia al mismo aunque no sea sino para señalar algunos de sus puntos básicos.

7.1. SU UTILIDAD

En primer lugar digamos que los túneles se construyen por diversos motivos pero por lo general todos estos satisfacen una o más de las siguientes necesidades:

- Para salvar un obstáculo
- Por seguridad (construcciones que deben protegerse)
- Para explotación de la minería

7.2. CONDICIONES DEL SUELO

En lo que respecta a la construcción de los túneles (y en general a las excavaciones), los materiales de los suelos que pueden atravesar se clasifican, grosso modo, en dos clases:

- Materiales estables
- Materiales inestables

Se entiende que un suelo contiene materiales estables (o inestables), si éstos conservan el carácter de tales a lo largo de la ruta del túnel. En caso contrario, se dice que los materiales de los suelos son *erráticos*.

7.3. ALGUNOS MÉTODOS DE CONSTRUIR LOS TÚNELES

Debido a la diversidad de los materiales que contiene un suelo, los métodos de construirlos se pueden clasificar así:

7.3.1. EXCAVAR Y TAPAR

Esta primera clase y tal como lo indica su nombre, se refiere a túneles superficiales o a conducciones enterradas sobre las cuales se va a construir algo (una vía, por ejemplo), que pueden ser excavados a cielo abierto (con las facilidades que implica poder manejar la obra sin que esté cerrada por la parte superior) y luego de construida su estructura (en sitio o prefabricada y colocada luego) se procede a taparlos con un relleno estructural que los proteja de las fuerzas externas que se vayan a ejercer contra ellos.

La sección más fácil para construir este túnel es la rectangular, en cuya construcción se pueden emplear los métodos de excavación a cielo abierto que se han visto atrás.

Dado el carácter inestable de los suelos de los estratos superiores, es necesario llevar a cabo un detenido estudio geológico de la zona que incluya el examen de posibles fallas y de la presencia de agua subterránea, cuyo manejo es esencial para llevar a cabo una obra de este tipo.

7.3.2. EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA EN TIERRA BLANDA

Aquí, como en el caso anterior, es importante llevar a cabo inspecciones previas de los tipos de suelos que se encuentran sobre la trayectoria del túnel y de la posible presencia de agua subterránea en la misma, las cuales se efectúan mediante perforaciones y toma de muestras, cuyos resultados permiten seleccionar el procedimiento y el equipo más adecuados para adelantar las excavaciones. Dichos resultados pueden determinar que se trabajará con uno cualquiera de los siguientes estados de la tierra:

- Tierra fluida, que es aquella que fluye naturalmente hacia la excavación, que puede estar saturada de agua (como es el caso de arenas movedizas), o bien en condición húmeda, o seca pero suelta o no consolidada. De todos modos, cualquiera que su condición, esta tierra fluida debe ser detectada con anterioridad a que sea disturbada por la excavación con el fin de disponer su previo soporte.
- Tierra medianamente fluida, que se auto-soporta pero sólo durante un corto período que permite excavar en ella con la condición de que se soporte cuanto antes el techo; las paredes dan un poco más de tiempo para que el personal instale su soporte antes de seguir avanzando.
- Tierra rígida, que se auto-soporta lo suficiente para terminar la excavación y permitir que sea apuntalada adecuadamente con una corta pero razonable seguridad para los trabajadores.

En cualquiera de estos casos puede aparecer el agua, cuyo buen manejo es esencial para el éxito de los trabajos.

La excavación en tierra blanda se puede adelantar en forma manual en túneles de secciones pequeñas (minería menor, por ejemplo); la operación avanza a medida que se retira el material removido y se apuntala el techo y las paredes de la abertura antes de continuar.

Para realizar estas operaciones es muy útil el escudo de cara abierta que se muestra esquemáticamente en la Figura 7.1, el cual está compuesto de tres partes:

- La delantera, que es una fuerte caperuza exterior que se empuja con potentes gatos para que se hincque y corte la tierra en el frente que ataca la excavación; esta caperuza sirve de protección a los trabajadores. Su acción de corte se complementa con la que llevan a cabo tablestacas metálicas dispuestas horizontalmente en la parte superior de un anillo interior concéntrico con la caperuza y que se empujan e hincan con gatos y remueven la tierra. El escudo y la caperuza deben ser lo suficientemente resistentes para que se puedan emplear moderadamente explosivos que ayuden a la excavación en caso necesario.
- La parte media, que contiene la unidad de potencia y los controles del escudo.

La parte trasera o cola, que es el sector equipado y acondicionado para la instalación de soportes que permitan construir, por tramos de igual longitud que la de la cola, la primera etapa del revestimiento del túnel; éste debe ser suficiente para soportar los esfuerzos que se ejercen en la sección de la excavación.

Los escudos abiertos pueden ser construirse de tal forma que la excavación pueda ser ejecutada mecánicamente por la acción de un pesado disco giratorio que conforma la parte delantera o cabeza cortadora del escudo y que está provisto de un tornillo guía y de dientes desmenuzadores, cuchillas cortadoras y cucharas recolectoras, dispositivos que sirven para orientar la excavación, para cortar, pulir y recoger el material suelto excavado y disponerlo para su retiro del sitio cuando dicho disco gira y es presionado contra la cara del túnel.

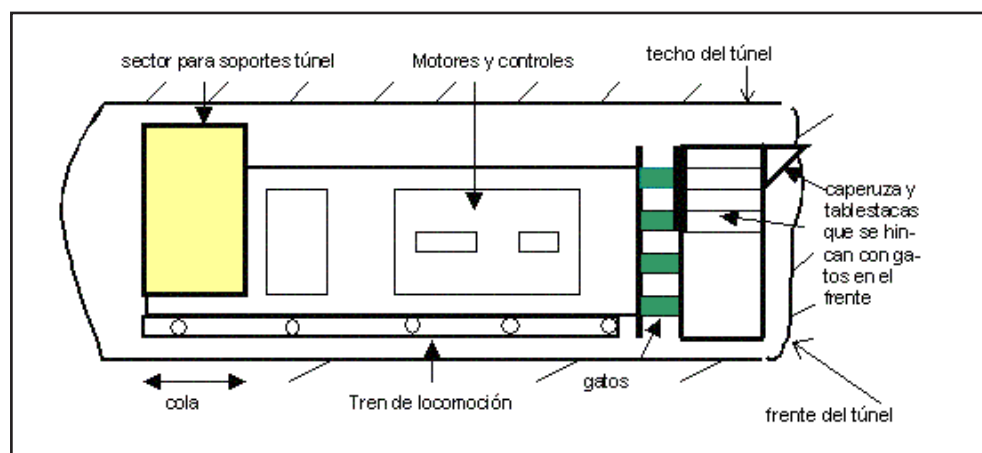


Figura 7.1

Este equipo puede excavar en suelos de tierra fluida a rígida en túneles de hasta 3,60 m de diámetro.

7.3.3. EXCAVACIÓN EN ROCA

Se dijo atrás que para mover la roca es necesario que esté fragmentada. Y que la fragmentación se logra, por lo general, mediante la acción de explosivos colocados en orificios perforados por medio de taladros en el interior de la masa rocosa, los cuales son operados, preferiblemente, con la energía del aire comprimido.

Las fuentes de aire comprimido son los compresores, cuya capacidad se mide en su producción de pies cúbicos por minuto (cfm) de aire a *la presión de 100 psi a la salida*. (La mayoría de herramientas neumáticas trabajan con esta presión).

Los portátiles rara vez exceden la capacidad de 1500 cfm, pero los estacionarios pueden producir más de 6000 cfm. Pueden ser de funcionamiento por rotación o de pistón. Los primeros se fabrican en capacidades de 85, 125, 175, 250, 365, 600 y 900 cfm y los segundos de 105, 210, 315 y 600 cfm.

La conducción del aire comprimido se hace por mangueras si la distancia entre compresor y herramientas neumáticas es corta (compresores portátiles), o por tuberías hasta el sitio donde se conectarán las herramientas, cuando se trata de unidades estacionarias.

La tabla siguiente suministra algunos datos sobre el consumo de aire comprimido de algunas herramientas de común uso en construcción.

Tabla 7.1 CONSUMO DE AIRE DE LAS HERRAMIENTAS NEUMÁTICAS INDICADAS

EQUIPO	CONSUMO Pies ³ /min.
Taladro de rotación	15
Taladro de percusión	60
Rompe-pavimentos	42
Martillo liviano	30
Martillo pesado	100
Bomba cabeza pequeña.	80
Bomba cabeza grande	160
Vibrador	50
Pulidora	60

Los fabricantes de compresores y herramientas neumáticas y los textos especializados en estos temas suministran en sus catálogos y manuales, entre otros datos, los relacionados con las pérdidas de presión del aire comprimido por unidad de longitud de su conducción por tuberías y mangueras o debido a los accesorios instalados en ellas.

Ejemplo: revisión del consumo de aire comprimido de un sistema de herramientas

El administrador de una cantera quiere saber si su compresor estacionario de 600 cfm a 100 psi puede operar simultáneamente 5 taladros de roca de 55 lb., si debe instalar 500 pies de tubería de 2 pulgadas hasta el sitio de los taladros y cada uno de éstos necesita 50 pies de manguera de 1 pulgada. Los taladros consumen 100 cfm a una presión entre 80 y 125 psi y para la conducción del compresor a las herramientas se necesitan 3 codos estándar de 90°, 3 tes, 3 válvulas de compuerta y 2 válvulas de codo.

Solución

- a. Consumo de aire: $5 \text{ taladros} \times 100 \text{ cfm (c/u)} = 500 \text{ cfm} < 600 \text{ cfm (OK)}$
- b. Presión: En tablas, longitudes equivalentes de los accesorios *para tubería de 2"*

- Codo a 90° : 5,2 pies
- Te: 5,2
- Válvula compuerta: 1,1
- Válvula de codo: 29,0
- Longitud equivalente accesorios: $3(5,2 + 5,2 + 1,1) + 2 \times 29,0 = 92,5 \text{ pies}$
- Longitud total equivalente de tubería 2": $500 + 92,5 = 592,5 \text{ pies}$
- En tabla, para 1000 pies de tubería de 2", pérdida = 15,6 psi
- Pérdida proporcional para 592,5' = 9,24 psi
- Para 100 cfm a 100 psi, pérdida para manguera de 1": 1 psi
- Total pérdidas: $9,24 + 1,0 = 10,24 \text{ psi}$
- Presión de llegada al taladro: $100 - 10,24 = 89,76 \text{ psi} > 80 \text{ (aceptable)}$
- Aunque un poco baja).

La perforación de túneles en roca requiere el uso de equipos apropiados, que van desde taladros convencionales operados manualmente hasta máquinas que son verdaderos sistemas de brocas gigantes *que excavan la roca blanda*, o de taladros dispuestos en varios niveles para lograr la perforación simultánea de orificios, que se cargan con explosivos, en las caras de túneles en roca dura que tienen hasta 30 pies de diámetro.

7.3.4. FRAGMENTACIÓN CON EXPLOSIVOS

La eficiencia y el éxito de una "quema" o voladura con explosivos de una masa rocosa dependen en buena parte del adecuado diseño de la plantilla de las perforaciones, que incluye la colocación de las cargas (no todos los orificios la llevan), la secuencia y la temporización del encendido de los detonantes de las cargas. Se trata, como es natural, de crear una onda explosiva que se origina en la perforación central cuya carga detona primero y que inmediatamente se extiende según la secuencia ordenada del encendido de las demás cargas.

Realizada la quema o voladura, se permite la ventilación de la zona afectada y luego se procede a la remoción (con equipo secundario) y el retiro de los escombros.

7.3.5. OTRAS TÉCNICAS

Más recientemente, se han desarrollado algunas otras técnicas para excavar túneles, particularmente en roca. Tales son, por ejemplo: el empleo de dispositivos expansivos hidráulicos (a la manera de pernos de expansión provistos de toberas para inyectar chorros de agua a gran presión), agentes químicos, aplicación de calor, sierras de alambre y otros.

El dispositivo expansivo hidráulico se inserta apretadamente en una perforación previamente hecha en la roca; luego se introduce en el interior de aquél una pieza-cuña que penetra y abre sus paredes ejerciendo una fuerza contra las paredes del orificio de más de 200 ton, que produce su agrietamiento. Chorros continuos o intermitentes de agua a presión se inyectan para producir la desintegración de la roca. Por otra parte, en túneles en tierra blanda fluida de sección pequeña donde no se puede utilizar equipo convencional para el retiro del material excavado, esta operación puede hacerse a través de tuberías instaladas desde el frente de excavación con la ayuda de aire o agua a presión.

7.3.6. ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN DEL TÚNEL

La construcción de un túnel debe pasar por 5 etapas independientes entre sí, de tal modo que el cumplimiento de una cualquiera requiere que las anteriores se hayan cumplido:

- Investigación geológica y de ingeniería completa
- Análisis y solución de lo que concierne al control del material de la excavación y la protección de los trabajadores.
- Excavación del túnel
- Remoción de escombros
- Instalación de soportes del túnel.

7.4. FACTORES EXTERNOS QUE INTERVIENEN EN LA CONSTRUCCIÓN DE UN TÚNEL

En la construcción de un túnel debe analizarse la incidencia de los siguientes factores:

- **Agua subterránea**, en especial cuando la obra se localiza debajo de depósitos de agua (lagos, mar). En la historia de la construcción del Túnel Simplón se cuenta la súbita entrada del agua de un depósito subterráneo a la rata de 10.000 galones por minuto.
- **Temperatura**, que depende de la profundidad del túnel y de las condiciones climáticas. En la historia del mismo túnel se menciona la temperatura de 55 °C que se alcanzó en un punto del mismo a más de 2000 m de profundidad.
- **Gases**, que pueden ser nocivos al hombre y/o explosivos.

- **Polvo** debido a las operaciones de perforación y a las voladuras de explosivos, cuya presencia en el ambiente subterráneo puede ocasionar también graves daños en la salud de los trabajadores.
- **Ventilación**, que debe ser analizada en detalle y provista para manejar los problemas generados por las tres causas anteriores.
- **Presión** ejercida por los materiales alrededor de la abertura del túnel como consecuencia del desequilibrio introducido por la excavación, la cual puede derrumbes y el aplastamiento de los soportes instalados.

**PÁGINA EN BLANCO
EN LA EDICIÓN IMPRESA**

PROGRAMACIÓN Y CONTROL DE LAS OBRAS

8.1. PREÁMBULO

Aunque la siguiente es otra de esas verdades de Perogrullo tan frecuentes y tan necesarias de recordar en construcción, debemos decir que para programar una obra (u otra tarea cualquiera), es necesario antes de todo *entenderla* muy bien y *saber cómo se va a ejecutar*. Entenderla muy bien es haber estudiado, para conocerlos hasta en el menor detalle, todos sus planos, sus especificaciones técnicas y las demás condiciones con las cuales se construirá la obra y se desarrollará el contrato con el cual deberá ser ejecutada. Esta comprensión integral de la obra debe permitirle a quien la va a programar (y por supuesto a quienes después la van a construir) poder *visualizarla*. Con este propósito, los arquitectos y muchos ingenieros proyectistas complementan la información que suministran en los planos de construcción con dibujos que muestran perspectivas del proyecto terminado tomadas desde varios ángulos.

Cualquier tarea compleja que realiza el hombre o la máquina puede considerarse como el resultado de una sucesión de acciones correlacionadas entre sí que se ejecutan de acuerdo con un determinado orden y una clara lógica. La obra terminada es el producto o el resultado total de la actividad de su construcción; por lo tanto, es el resultado de la ejecución de todas las acciones encaminadas a su realización.

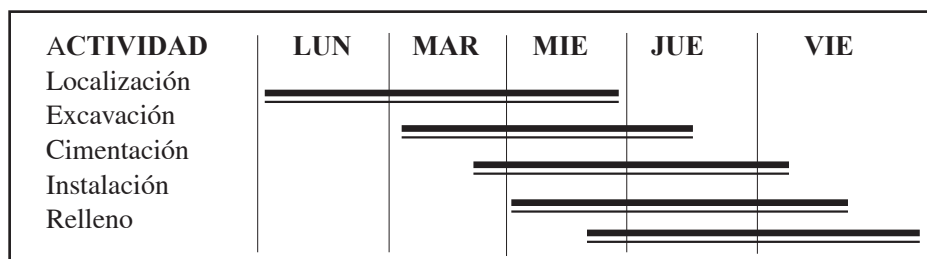
8.2. DIAGRAMAS DE BARRAS Y DE FLECHAS - CONCEPTO DE RUTA CRÍTICA

La mejor forma de dar a conocer a otros cómo se ha programado una obra (para concretarnos a lo que nos interesa) es mediante una representación gráfica. Es bien conocido y utilizado el diagrama de barras (o de Gantt, por el nombre del primero que hace casi un siglo lo utilizó en proyectos civiles, pues se inventó y utilizó antes para proyectos militares europeos). Sus principios son sencillos y su comprensión fácil, por lo que es una

herramienta útil para planear y controlar la ejecución de una obra; hoy se utiliza como complemento necesario del método de la ruta crítica que se explica un poco más adelante.

El diagrama de barras de un proyecto se obtiene haciendo una lista de las actividades que nos interese analizar del mismo y que sean suficientes y necesarias para ejecutarlo, escribiéndolas en una columna vertical, de preferencia en su orden de realización aunque no necesariamente y dibujando frente a cada actividad una línea o barra cuya longitud corresponda, a una escala predeterminada e igual para todas las actividades, la duración de su ejecución, de tal manera que uno de sus extremos coincida con la fecha de su iniciación y el otro con la de su terminación. (Se muestra a continuación el diagrama de barras de la instalación de un tramo de tubería que se realizará la próxima semana, por ejemplo).

DIAGRAMA DE GANTT PARA INSTALACIÓN DE TUBERÍA



No obstante lo dicho, el diagrama de barra tiene varias limitaciones, entre las cuales cabe señalar las siguientes:

- No indica siempre con claridad la secuencia de las actividades
- El traslapo de dos barras no aclara si las actividades son parcialmente secuenciales.
- Es difícil analizar el efecto que pueda tener en el programa la alteración que se haga en una de las actividades.
- La longitud de una barra no indica qué parte de la actividad se desarrolla en qué fecha.
- El método no permite hacer tanteos rápidos para escoger la solución más conveniente.

Estas limitaciones y otras más justificaron el hecho de que muy pronto después de manifestarse se planteara un nuevo método de programación, que además introdujo el concepto de *la ruta crítica* de un programa.

Con frecuencia se repite la anécdota que cuenta cuándo surgió este nuevo método. Lo cierto es que el después llamado Método de la Ruta Crítica para planear y programar proyectos (CPM por las iniciales del nombre en inglés Critical Path Method)), constituyó un éxito de quienes lo desarrollaron al aplicarlo por primera vez en la construcción de unas plantas de la Du Pont de Nemours en los Estados Unidos sobre la base de suponer

que su experiencia previa en la construcción de plantas similares en Europa les permitía *determinar* de antemano *las duraciones de las actividades* necesarias para realizar las obras.

Se sabe también que muy pocos meses después de los sucesos anteriores, técnicos de la Armada norteamericana se vieron en la necesidad de planear y programar el diseño y la fabricación urgentes de los entonces nuevos proyectiles Polaris (que obviamente no se habían diseñado ni construido antes), sobre la base de suponer unas *duraciones probables* de ejecución de cada una *de las actividades*, para lo cual utilizaron un procedimiento que se llamó *Program Evaluation and Review Technique* (PERT), basado en los principios del CPM y de la teoría de las probabilidades. El resultado de su empleo en el Proyecto Polaris fue otro resonante éxito de planeación y programación que esta vez le permitió a los Estados Unidos recuperarse de la ventaja que le había tomado Rusia en la fabricación de un tipo de arma poderoso y destructor, lo que confirma una vez más que la historia de la humanidad está llena de ejemplos en los que su belicosidad y su invencible temor a la derrota en la guerra han sido muchas veces el acicate de su imaginación e inventiva.

Una de las innovaciones del CPM fue la de representar gráficamente con flechas (en vez de barras) las actividades. En ellas, el inicio de una flecha representa el comienzo de la actividad y su punta o extremo, el final de la misma; esto permite dibujar colinealmente actividades consecutivas y derivar del extremo de una cualquiera de ellas una o más actividades que sólo son consecutivas a todas las dibujadas detrás. Pero, además y es muy importante, el método introdujo el concepto de *evento*, que puede definirse como el *suceso puntual e instantáneo que precisa la iniciación o la terminación de una o más actividades*, o sea que en el diagrama los eventos ocurren en la iniciación y en los extremos de las flechas. Una flecha se nombra por los números de sus eventos inicial y final; por conveniencia (en especial para los ordenadores) *el número de su extremo debe ser mayor que el de su origen*.

Puede verse inmediatamente que *la realización de la actividad* (la flecha entera) implica *consumo de tiempo*, en tanto que *el evento* (cada uno de los puntos de sus extremos), *no lo consume*: es instantáneo. Los principios sobre los que se basan los diagramas de flechas son simples y bien conocidos y se verán en los ejemplos que siguen.

Ejercicio # 1

Con los conceptos anteriores, hacer el diagrama de flechas de la instalación del tramo de tubería indicado atrás. Las actividades se realizan en el tiempo (en días) indicado debajo de cada flecha (Figura 8.1).

Solución

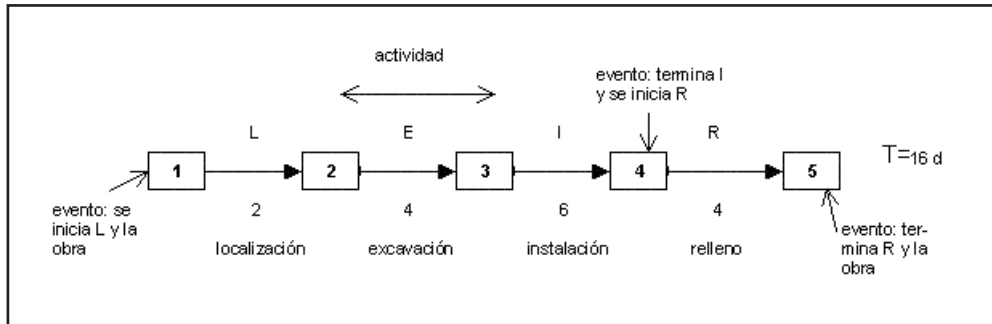


Figura 8.1

Comentarios

- Nótese que el diagrama dice claramente que ninguna actividad (E, o excavación o actividad 2-3, por ejemplo), puede empezar antes que la precedente (L o localización) haya terminado completamente (*en teoría*, este trabajo podría ser realizado por una sola persona que primero localiza, luego excava, etc.).
- Se hace énfasis en distinguir la actividad y evento.
- Debajo de cada flecha se ha anotado el tiempo que toma realizar cada actividad.
- En el diagrama lineal de este ejemplo (en el cual se han anotado las duraciones de ejecutar cada actividad debajo de las flechas respectivas), es obvio que el tiempo total necesario para ejecutar el trabajo de instalar la tubería es la suma de los tiempos parciales que toma realizar una por una y consecutivamente las actividades (como lo define el diagrama) o sea 16 días.

Ejemplo # 2

Suponer que el contratista resuelve dividir el tramo de tubería del ejemplo anterior en dos sub-tramos de igual longitud (llamados 1 y 2) y que las cantidades de obra de uno y otro son iguales a la mitad de las respectivas del tramo completo. Dibujar el diagrama de la planeación de la obra *suponiendo que el contratista utilizará los mismos recursos de personal y equipo en los dos sub-tramos*.

Solución

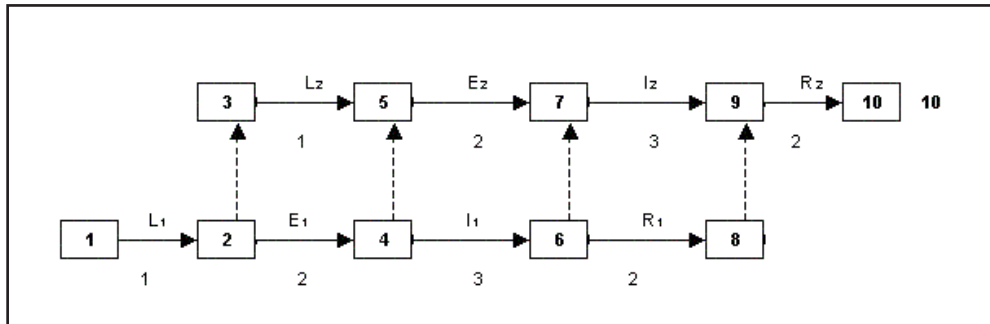


Figura 8.2

Comentarios

- El ejemplo (Figura 8.2) muestra unas actividades que *son consecutivas* (L_1 , E_1 , I_2 , R_2), pero también *actividades que se ejecutan, total o parcialmente, mientras se realiza otra* (E_1 y L_2 , I_1 y E_2 , R_1 e I_2).
- Se han numerado los eventos (del 1 al 10:) y se han dibujado unas *flechas a trazos* que *no representan ninguna actividad* sino que son necesarias para establecer una relación de dependencia entre las actividades que *llegan a o salen de* los eventos que unen; como por ejemplo la flecha punteada cuyo origen está en el evento 2 al que llega L_1 y cuyo extremo está en el evento 3 del que sale L_2 , que significa que L_2 no podrá empezar antes que termine L_1 porque no hay sino *una* comisión de topografía. Por la misma razón se dibuja la flecha punteada 4-5, pues E_2 no puede empezar antes que termine E_1 porque no hay sino *un* equipo excavador, y 6-7 porque I_2 no empieza antes que termine I_1 porque no hay sino *un* equipo instalador de tubería, etc. Esta condición de dependencia *debe* expresarse claramente y la flecha punteada (*actividad virtual* también se llama) es muy apropiada para el efecto.
- En números pequeños se indica la duración de cada actividad (se ha supuesto que el tiempo de ejecución de cada actividad es la mitad del tiempo de la actividad respectiva en el tramo completo). El tiempo total de ejecución del trabajo en este caso es 10 días, que es el necesario para realizar *todas* las actividades.

Ejercicio # 3

Hacer el diagrama si se supone que para el caso de los dos sub-tramos iguales del caso anterior, cada uno de ellos utiliza sus propios recursos independientes.

Solución

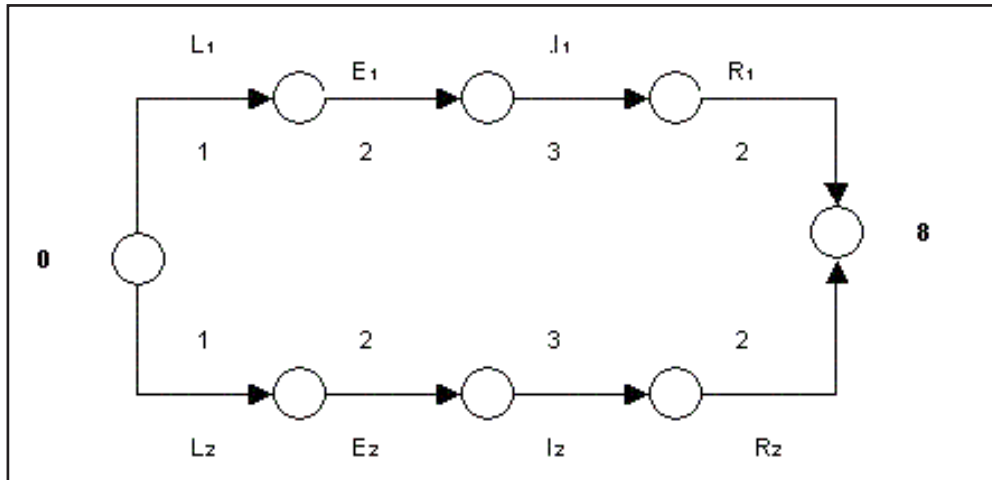


Figura 8.3

Comentario

Los recursos independientes en cada tramo (Figura 8.3) permiten que se trabaje simultáneamente en las mismas actividades. Por lo tanto, el tiempo total del trabajo es 8 días (indicado en el evento final).

Ejercicio # 4

Un contratista debe *suministrar e instalar* las tuberías de una conducción enterrada de agua. La mitad de la tubería es de 1 m de diámetro y la otra de 1,50 m y ambas son de características especiales tales que deben fabricarse por encargo. El contratista utilizará *los mismos equipos y el mismo personal en los dos tramos* y elaboró el diagrama de su planeación de los trabajos que se indica en la Figura 8.4.

Si Ud. es el revisor de este diagrama de flechas, ¿lo aprobaría?

Antes de resolver la pregunta, puntalicemos lo siguiente:

1. El diagrama establece que el contratista ha previsto que la adquisición de las tuberías es una actividad urgente que debe iniciar tan pronto como sea posible (por ejemplo, cuando le entreguen el anticipo del contrato) y así lo expresa en su diagrama al dibujarlas como dos de las tres actividades iniciales; el diagrama establece, además y como es obvio, que la entrega en obra de la tubería de cada tipo debe cumplirse antes de iniciarse la respectiva instalación.
2. No debe olvidarse que la flecha punteada conecta eventos relacionados entre sí por condiciones de dependencia entre la terminación de una (o más) actividad(es) que llega(n) a un evento donde se origina la flecha punteada con la iniciación de una (o

más) actividad(es) que sale(n) del evento al que llega esta misma flecha. Por esta razón, el contratista dibujó la flecha 3-4, pues E_2 no puede empezar antes que termine E_1 . El diagrama elaborado que debe revisarse es el siguiente:

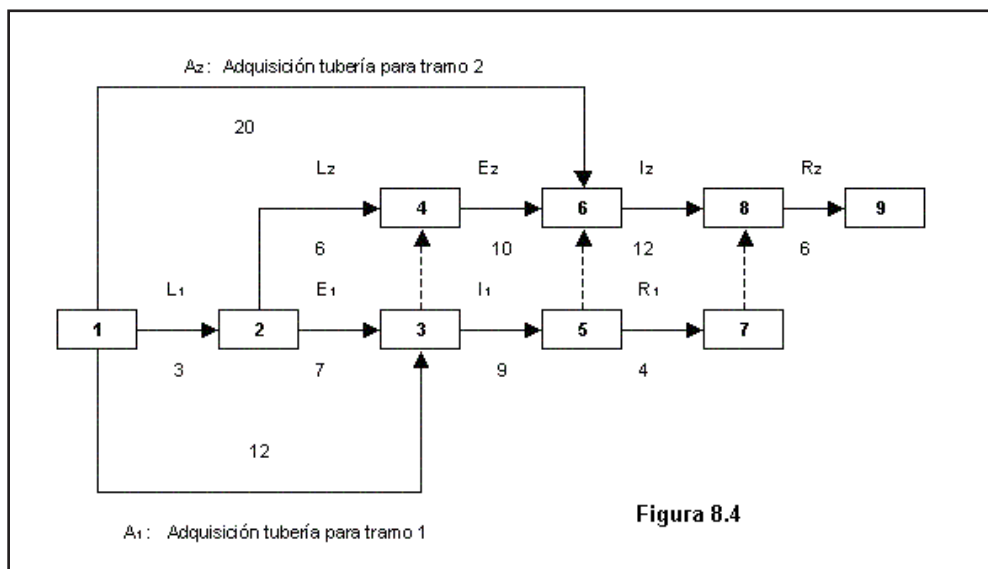


Figura 8.4

Solución al Ejercicio # 4

En el diagrama del Ejercicio # 4, la primera actividad es la localización L_1 del tramo de tubería 1, cuyo evento inicial 1 ocurre en el tiempo cero. Puesto que L_1 se ejecuta en 3 días, el evento 2 ocurre el día 3.

El evento 3, que sigue por una ruta al evento 1 y por otra al evento 2, ocurre cuando estén terminadas las dos actividades A_1 y E_1 que llegan a él, o sea el día 12.

Veamos el evento 4: de acuerdo con el diagrama propuesto para su revisión, este evento indica la terminación de la actividad L_2 y de las actividades E_1 y A_1 a través de la flecha de dependencia 3-4, o sea que ocurre el día 12. Indica, además, que puede empezar la actividad E_2 .

La observación que haría aquí el revisor del programa sería: ¿Por qué este diagrama condiciona la iniciación (y por consiguiente la realización) de la actividad E_2 , o sea la excavación del sub-tramo 2, a la entrega de la tubería para el sub-tramo 1?

Como no hay ninguna razón para tal dependencia, el diagrama propuesto tiene una falla grave, pues estaría planteando la parálisis del frente 2 durante 2 días (mientras no llegue la tubería al frente 1) o más, si el fabricante de la tubería 1 se demorara en entregarla.

El siguiente diagrama (Figura 8.5) corrige el error anotado y añade otros conceptos que se explican enseguida. Téngase en cuenta que cambió la numeración de algunos eventos.

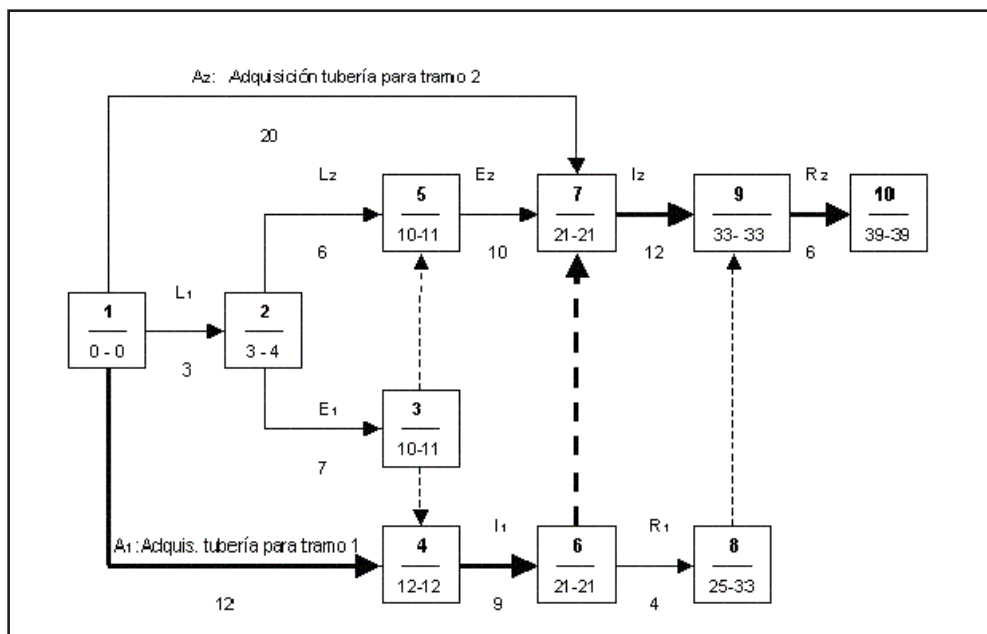


Figura 8.5

8.3. EL TIEMPO - LA RUTA CRÍTICA DE UN PROGRAMA

En los ejercicios anteriores se ha hecho referencia a *la planeación* de un proyecto, que es *la forma como se llevará a cabo*. Tangencialmente se ha hecho referencia al tiempo como factor esencial de la planeación, pero su importancia es tal que incluirlo en el análisis (como necesariamente debe hacerse) da lugar a la verdadera *programación* del proyecto, materia que constituye el objeto de estos comentarios.

Detengámonos un poco más en este concepto del tiempo. Toda actividad se inicia y termina en un evento, que es el hecho puntual e instantáneo que define estos dos acontecimientos y que, en consecuencia, no consume tiempo. La actividad, por el contrario, se desarrolla y se cumple con el paso del tiempo. Mirando el diagrama-solución del Ejercicio # 4: se observa que en los rectángulos que ocupan el lugar de *los eventos*, se anotan tres números:

- El superior, *en negrilla*, es su número de orden.
- El inferior izquierdo es *la fecha* (en este ejemplo el día) *de cumplimiento más próximo del evento*, que resulta de acumular, desde el evento inicial, los tiempos de las actividades por la ruta que más tiempo toma en llegar al evento considerado. Así, por ejemplo, el cumplimiento más próximo del evento 5 es el día 10, porque es el número de días que toma llegar a 5 por la ruta más larga que es 1-2-3 (2-3 a través de 3-5) y no 1- 2-5 (que suma 9 días).

- *El inferior derecho* es la fecha de cumplimiento *más tardío del evento* que se obtiene así para un evento cualquiera: a partir del último evento del programa, se resta al tiempo de cumplimiento de éste (uno solo) los tiempos de las actividades que se *encuentran* sobre la ruta más larga (en tiempo, claro está), hasta llegar al evento considerado. Así, por ejemplo, el cumplimiento más tardío del último evento es 39; el del evento # 9 es $39 - 6 = 33$; del # 8 es $33 - 0 = 33$, # 7 es $33 - 12 = 21$ y del # 6 no es el de la ruta 8-6 que daría $33 - 4 = 29$ sino $21 - 0 = 21$ por la ruta 7-6.
- Se observa que en algunos eventos los cumplimientos más próximos y más tardíos son los mismos, o sea que la ocurrencia de dichos eventos no puede modificarse; se dice que el *evento es crítico*.
- Se observa también que se ha dibujado con línea gruesa la ruta 1-4-6-7-9-10 que tiene las siguientes características: a), los eventos por los que pasa son todos críticos, b), es la ruta completa (de iniciación a terminación) que emplea más tiempo de todas; c), las actividades de esta ruta deben ser ejecutadas en el tiempo fijado para su duración y no es posible adelantarlas ni atrasarlas un solo día, o sea que son actividades críticas. La ruta que forman recibe el nombre de *ruta crítica*.

Respecto del diagrama corregido del ejemplo # 4, se ha elaborado la siguiente Tabla:

Tabla 8.1 CUADRO DE LAS ACTIVIDADES

Flecha	Nombre	T	IMP	TMP	IMT	TMT	HT	HL	HI	OBSERV
1-2	L ₁	3	0	3	1	4	1	0	1	-
1-4	A ₁	12	0	12	0	12	0	0	0	Crítica
1-7	A ₂	20	0	20	1	21	1	1	0	-
2-3	E ₁	7	3	10	4	11	1	0	1	-
2-5	L ₂	6	3	9	4	11	1	0	1	-
3-4	Depend.	0	12	12	12	12	-	-	-	Depend.
3-5	Depend.	0	10	10	11	11	-	-	-	Depend.
4-6	I ₁	9	12	21	12	21	0	0	0	Crítica
5-7	E ₂	10	10	20	11	21	1	1	0	-
6-7	Depend.	0	21	21	21	21	-	-	-	Crítica
6-8	R ₁	4	21	25	29	33	8	8	0	-
7-9	I ₂	12	21	33	21	33	0	0	0	Crítica
8-9	Depend.	0	33	33	33	33	-	-	-	Depend.
9-10	R ₂	6	33	39	33	39	0	0	0	Crítica

En el cual se establecen las siguientes convenciones:

- **T** es la duración de la actividad.
- **IMP** es la iniciación más próxima de una actividad, que es la fecha del cumplimiento más próximo del evento en que se inicia.

- **TMP** es la terminación más próxima de la actividad, o sea $IMP + T$
- **IMT** es la iniciación más tardía de la actividad, o sea la máxima posible para que la ejecución de la actividad no exceda el tiempo de la ocurrencia más tardía del evento al que llega.
- **TMT** es la fecha de terminación más tardía del evento de la actividad, o $IMT + T$.
- **HT** es la holgura total de la actividad, que es igual a $HL + HI$ e igual a la diferencia entre la IMP y la IMT (o TMP y TMT).
- **HL** es la holgura libre de la actividad, que es la que puede utilizar sin que afecte la iniciación más próxima de la(s) actividad(es) siguiente(s). Por ejemplo, si la actividad 1-7 se toma su holgura de 1 día, la siguiente actividad, I2 puede empezar el día 21, que es su IMP. Por tanto, es HL.
- **HI** es la holgura de interferencia de la actividad tal que si se utiliza en la realización de la actividad considerada, afecta la IMP de la(s) siguiente(s) actividad(es). Por ejemplo, si la actividad 2-5 se toma su holgura total, 1 día, terminará el día 11 (y no el 10), por lo cual la siguiente actividad, 5-7, no podrá empezar en su IMP que es el día 10, sino el 11. Por tanto es HI.

8.4. CÓMO SE ELABORA UN DIAGRAMA DE RUTA CRÍTICA

Los textos especializados en este tema de planear y programar proyectos por el método de la ruta crítica señalan varios procedimientos que facilitan esta labor, pero todos parten de la base de que la realización de un proyecto puede descomponerse en la ejecución ordenada y coordinada de una serie de actividades simples (o complejas).

Por lo tanto es necesario elaborar primero una lista de las actividades que se quieren analizar, ojalá en el mejor orden posible (aunque no necesariamente). Y tomando *una de ellas como punto de arranque*, se procede a formular las siguientes preguntas:

- ¿Qué actividad (una sola de la lista hecha) *debe seguir* a la seleccionada?
- ¿Cuál le *debe preceder*? (una sola de la lista)
- ¿Cuáles *pueden ser* simultáneamente ejecutadas con la seleccionada?

Con este procedimiento, las respuestas a las tres preguntas van dando orden a la ejecución del proyecto y, por consiguiente, al diagrama de flechas que puede dibujarse.

Ejercicio # 5

Elaborar el diagrama de flechas que represente la planeación de las principales actividades de la construcción de un puente de una luz de vigas prefabricadas, postensadas y lanzadas.

Solución

En primer lugar, es necesario que una persona que sabe cómo se construye un puente de vigas postensadas elabore una lista completa de las actividades que son *necesarias* y

suficientes para construirlo, teniendo en cuenta también aquéllas que deben ser analizadas con cuidado debido a que constituyen, por ejemplo, ítems de pago del contrato de construcción de dicho puente.

Supongamos que la lista de las actividades (inicialmente no todas en su debido orden, esto no es importante) es la siguiente:

- Localización y replanteo
- Formaleta para vigas
- Colocación refuerzo y cables en vigas
- Excavaciones para estribos
- Concreto de vigas
- Instalación viga de lanzamiento
- Tensionamiento cables vigas
- Fraguado concreto tablero
- Fraguado concreto viga
- Construcción estribos
- Rellenos en estribos
- Prueba de carga
- Construcción tablero (y diafragmas)
- Lanzamiento de vigas
- Limpieza y retiro
- Fraguado concreto estribos

A partir de una actividad cualquiera, por ejemplo Concreto vigas, formulemos las tres preguntas indicadas atrás y siguiendo el orden que determinen las respuestas continuamos con el proceso hasta haber cubierto todas las actividades. La siguiente Tabla (8.2) resume el resultado:

Y el diagrama respectivo puede ser el siguiente (Figura 8.6):

En el cual:

- Loc. = localización y replanteo
- Form. Vig. = formaleta de vigas
- R+C = Refuerzo y cables vigas
- Concr. V = concreto vigas
- Frag. V = fraguado concreto vigas
- Tens V = tensionamiento cables vigas
- Lanz. V = lanzamiento de vigas
- Tablero = construcción tablero
- Frag T = fraguado concreto tablero
- Prueba = prueba de carga del puente
- V. Lanz. = instalación viga lanzamiento

Tabla 8.2

TABLA DE ACTIVIDADES - EJERCICIOS # 5

ACTIVIDAD	DEBE ANTECEDERLE	DEBE SEGUIRLE	PUEDEN SER SIMULTANEAS
Concreto vigas	Colocac. refuerzo y cables en vigas (R+C)	Fraguado concreto vigas	Fraguado estribos
Fraguado concreto vigas	Concreto vigas	Tensionamto. cables vigas	Rellenos estribos
Tensionamto. cables vigas	Fraguado concreto vigas	Lanzamto. vigas.	Instala. Viga lanzamto.
Lanzamto. vigas	Instalac. viga lanzamto.	Construcc. Tablero y diafr.	Ninguna
Construcc. tablero y diafrgm.	Lanzamto. vigas	Fraguado tablero y diafrgm.	Ninguna
Fraguado tablero y diafrgm.	Construcc. Tablero y diafrgm.	Prueba de carga	Barandas
Prueba de carga	Fraguado tablero y diafrgm.	Limpieza y retiro	Ninguna
Limpieza y retiro	Prueba de carga	Ninguna	Ninguna
Colocac. refzo y cables en vigas (R+C)	Formaleta para vigas	Concreto vigas	Construcc. estribos
Formaleta para vigas	Localizac. replanteo	Colocación refzo. y cables	Excavaciones estribos
Instalac. viga lanzmto.	Rellenos estribos	Lanzamto. vigas	Tensión vigas
Construcción estribos	Excavación estribos	Fraguado estribos	Concreto vigas
Fraguado estribos	Construcc. estribos	Rellenos estribos	Formaleta vigas
Construcc. estribos	Excavación estribos	Fraguado concr. estrib.	Formaleta vigas
Excavación estribos	Localización	Construcc. estribos	Ninguna
Localización	Ninguna	Excavac. estribos	Ninguna

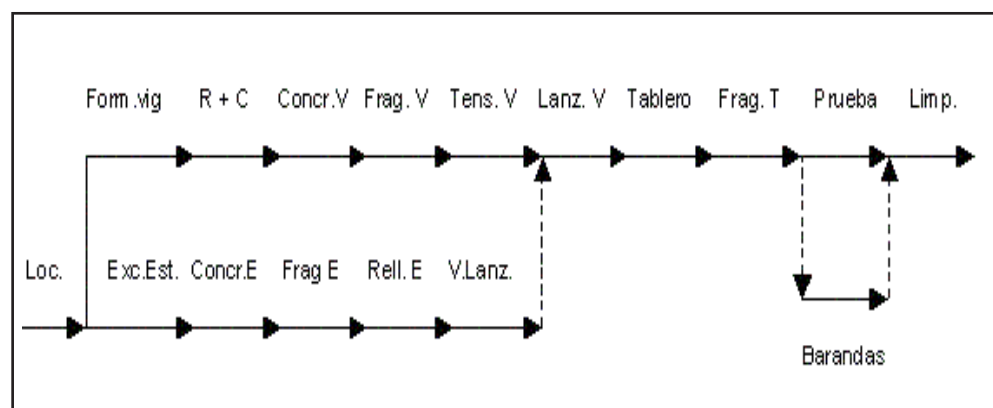


Figura 8.6

- Rell. E = relleno detrás de estribo
- Concr. E = concreto estribos
- Exc. E = excavación estribos
- Frag. E = fraguado estribos
- Limp. = Limpieza final y retir.

Una vez que se obtiene el diagrama básico de la planeación, es necesario revisarlo a la luz de las siguientes consideraciones:

- Confrontación del diagrama con el método de construcción adoptado para asegurar la validez de la red.
- Incluir más detalles de las actividades si son necesarios para que el diagrama represente con la mayor fidelidad el método de construcción dado.
- Determinar y tener en cuenta las restricciones de todo tipo que puedan obligar a la modificación de alguna parte de la red. Por ejemplo, no es posible construir la cubierta de una gran bodega sin construir primero la estructura sobre la cual se apoya aquélla; y por otro lado, no debe construirse el piso de esta bodega al mismo tiempo que se lleva a cabo el montaje de la estructura metálica de la cubierta, por elementales razones de seguridad del personal que construye el piso.
- Hacer un examen final del diagrama para examinar su lógica y para detectar extremos perdidos de algunas actividades. Esto implica hacer una numeración correcta de los eventos.

Lo anterior requiere suficiente conocimiento de la materia por parte de quienes elaboran el diagrama y una gran concentración durante el proceso. Es conveniente partir de un esquema general basado en la lógica, para examinarlo luego y refinarlo de acuerdo con las conclusiones que se obtengan del análisis. Por ejemplo, considérese la construcción de una cimentación en concreto para la cual es necesario localizarla, hacer la excavación con el fin de retirar la capa vegetal y buscar un suelo resistente, colocar el refuerzo y la formaleta y luego vaciar el concreto.

Una lista de las actividades puede ser la siguiente:

- A - Localización
- B - Excavación
- C - Colocación formaleta
- D - Vaciado de concreto
- E - Adquisición del hierro de refuerzo
- F - Corte y flejado del refuerzo
- G - Colocación del hierro de refuerzo
- H - Preparar el concreto

Lo primero sería agrupar las actividades según su objetivo y ordenarlas teniendo en cuenta las restricciones físicas, así:

Considerando la cimentación

- A - Localización
- B - Excavación
- C - Colocación formaleta
- G - Colocación del hierro de refuerzo
- D - Vaciado de concreto

Considerando el hierro de refuerzo:

- E - Adquisición del hierro de refuerzo
- F - Corte y flejado del hierro de refuerzo
- G - Colocación del hierro de refuerzo
- D - Vaciado de concreto

Considerando el concreto

- H - Preparar el concreto
- D - Vaciado del concreto

Si se dibujan las cadenas de cada una de las anteriores consideraciones, se obtiene el esquema que se muestra en la parte superior [1] de la Figura 8.7, que expresada en flechas da lugar al diagrama de la parte inferior [2]:

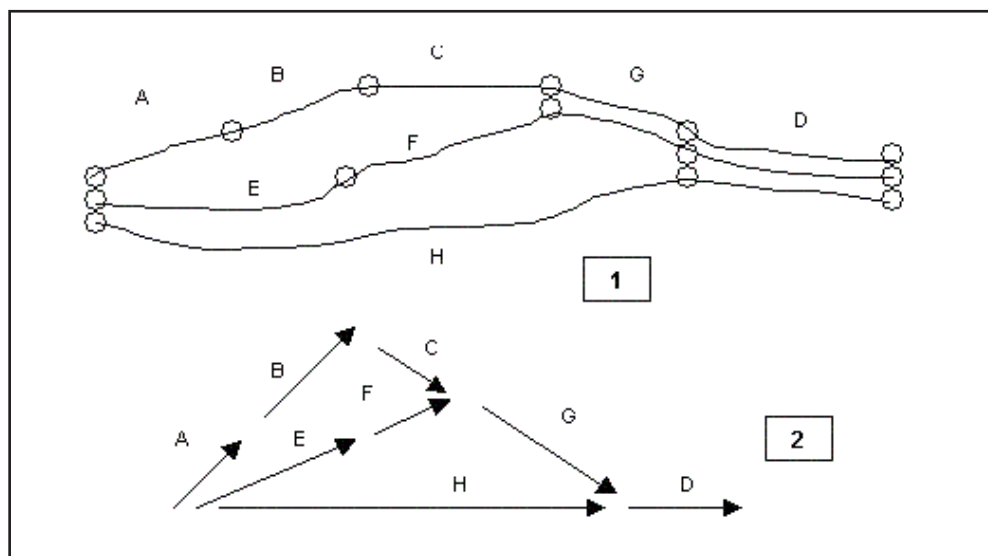


Figura 8.7

8.5 . TIEMPO Y COSTOS

Sabemos que la ejecución de una actividad tiene un costo total que es la suma del costo directo más el costo indirecto; y, con frecuencia, más un costo imprevisto que dado su carácter de tal no es posible cuantificar de antemano. Cuando se quiere programar la ejecución de una obra y, por consiguiente, de cada una de las actividades necesarias para

realizarla, se parte de la base de conocer la cantidad de obra de cada actividad y cómo se va a realizar, lo que supone que se puede estimar la duración de la ejecución (tiempo) y el costo respectivo.

Estos dos datos -tiempo y costo- planteados para unas condiciones iniciales del desarrollo de los trabajos de la obra *que se consideran normales*, las podemos llamar así, precisamente: *tiempo normal y costo normal*.

Puede ocurrir, sin embargo, que por razones inherentes a la necesidad de la obra, el tiempo de ejecución inicial deba reducirse, lo cual implica que deben tomarse medidas para lograrlo, como ampliar la jornada diaria de trabajo y/o aumentar el número de trabajadores, lo que genera un incremento del costo directo. Este proceso de reducir el tiempo del programa puede llevarse hasta un límite tal que tratar de hacerlo más allá del mismo tendría un costo demasiado elevado para un nulo resultado. Este límite se conoce como la condición “*de falla*” (crash, en inglés).

Se llama *pendiente de costo directo* el cociente de dividir la diferencia entre costo directo de falla y costo directo normal ($c_F - c_N$) por la diferencia de la duración de falla y la duración normal ($t_F - t_N$). Se supone que la variación entre estos puntos es lineal.

El ejercicio siguiente explica lo que quiere decirse.

Ejercicio # 6¹.

Supongamos que se va a ejecutar una obra que requiere 300 hombres - día. Las condiciones normales que se han fijado inicialmente son: jornada diaria de 8 horas de trabajo durante 5 días a la semana y 10 hombres como el número más eficiente de trabajadores por cuadrilla.

- El salario normal es 4 *unidades monetarias* (um) por hombre-día.
- La duración o tiempo normal del trabajo será: $t_N = (300 \text{ h-d})/10\text{h} = 30$ días hábiles
- Y el costo directo normal será : $c_N = 10\text{h} \times 30\text{d} \times 4\text{um} = 1200$ um

Se desea reducir el tiempo y para ello se utiliza una cuadrilla adicional de 10 hombres que trabajen en un segundo turno de 8 horas. El salario es 5 um/h-d por ser tiempo no normal.

- Para este caso, la duración será: $t_1 = (300\text{h-d})/20\text{h} = 15$ días hábiles
- Y el costo directo: $c_1 = (10\text{h} \times 15\text{d}) \times (4+5) = 1.350$ um

Pero se quiere reducir aún más el tiempo y se decide trabajar las 24 horas en 3 turnos de 8 h c/u; el salario del tercer turno es 6 um/h-d.

- Para este tercer caso: $t_2 = (300\text{h-d})/30\text{h} = 10$ días hábiles
- Con un costo directo de: $c_2 = (10\text{h} \times 10\text{d}) \times (4+5+6) = 1.500$ um

Pero si por razones distintas de las económicas que relegan a éstas a un segundo lugar se requiere que la obra termine en un tiempo aún menor, queda el recurso de aumentar el

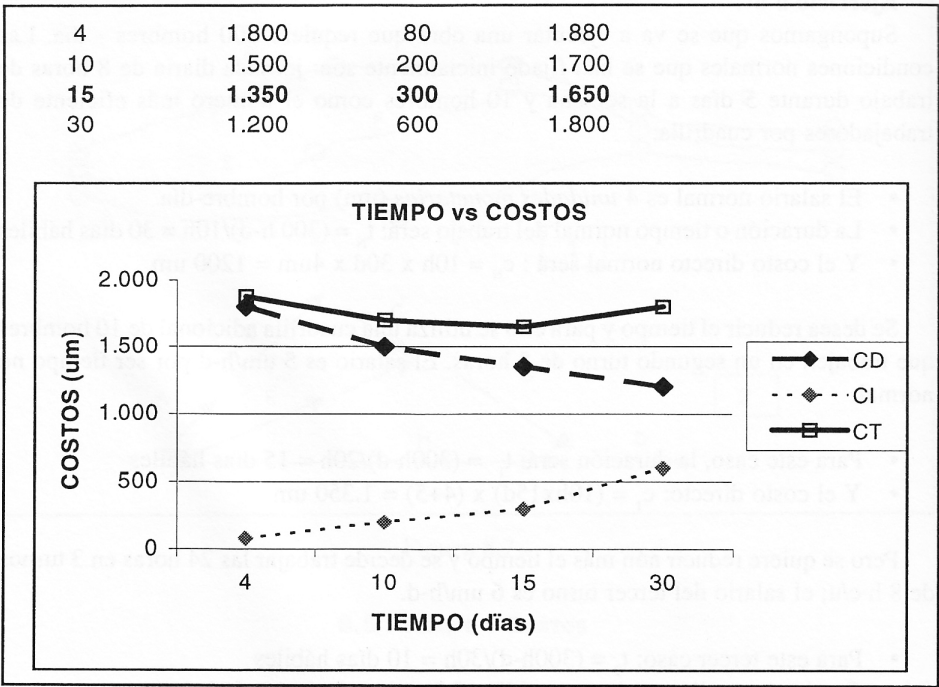
número de trabajadores por cuadrilla a sabiendas de que por encima de 10 se presentarán ineficiencias que se acentuarán a medida que crezca dicho número y que harán cada vez más costosa la operación. Esta medida tiene un límite que es aquél en que el costo puede llegar a ser tan alto que causaría el fracaso, falla o “quiebra” económica de la operación.

Supongamos que 30 hombres por turno es el *mayor número* de trabajadores que pueden efectuar el trabajo sin llegar a este límite y que por la ineficiencia debida al exceso de trabajadores se estima que la obra requerirá 360 hombres – día para su ejecución.

- Para este último caso, tiempo de falla: $t_F = (360h-d)/(3 \times 30h) = 4$ días hábiles
- Con un costo directo de falla: $c_F = (30h \times 4d) \times (4+5+6) = 1.800$ um

Ahora supongamos que los costos indirectos (CI) fijos de esta obra son 20 um/día, dato que nos permite hacer la Tabla (8.3) y la gráfica siguientes. Esta última muestra la variación de los costos directos e indirectos (y por consiguiente la del costo total) con la variación de las duraciones, sobre la base de aceptar una relación lineal entre sus valores.

Tabla 8.3 COMPRESIÓN DE UN PROGRAMA - TIEMPO Vs. COSTOS



8.6 PROGRAMACIÓN DE LOS RECURSOS

Aunque el diagrama de flechas de ruta crítica ha demostrado su gran utilidad en la elaboración del programa de una obra, el Diagrama de Gantt está, sin duda, más al alcance de la comprensión del personal no técnico de la misma. Además, sobre este último es quizás más fácil llevar a cabo los análisis de costos que sobre el primero.

Por lo tanto, es siempre conveniente disponer del diagrama de barras. Veamos el caso de la Figura (8.8) y la Tabla (8.4) siguientes.

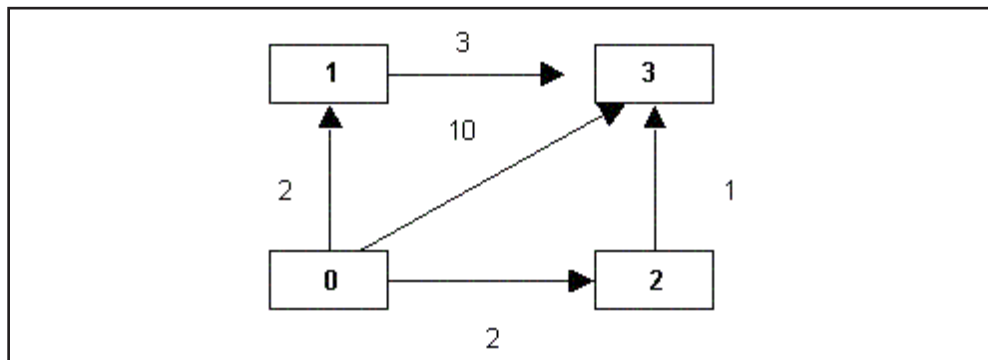


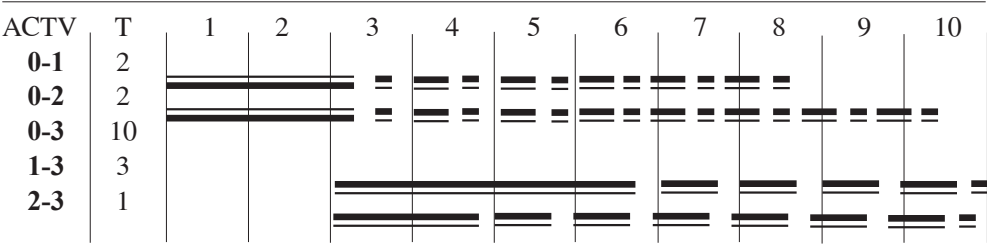
Figura 8.8

Tabla 8.4

CUADRO DE LAS ACTIVIDADES

Actividad	Duración	IMP	TMP	IMT	TMT	HT	HL	HI	Observación
0-1	2	0	2	7	10	5	0	5	
0-2	2	0	2	7	9	7	0	7	
0-3	10	0	10	0	10	0	0	0	CRÍTICA
1-3	3	2	5	7	10	5	5	0	
2-3	1	2	3	9	10	7	7	0	

DIAGRAMA DE GANTT



Convenciones:



Ejercicio # 7

En la obra cuyo programa inicial se mostró en el ejercicio anterior, las actividades requieren los siguientes recursos:

- 0-1: 1 retroexcavadora (R), 2 oficiales (Of) y 4 ayudantes (Ay)
- 0-2: 1 retroexcavadora, 4 oficiales y 8 ayudantes
- 0-3: 1 retroexcavadora, 1 cargador (C), 5 oficiales y 10 ayudantes
- 1-3: 5 oficiales y 10 ayudantes
- 2-3: 1 retroexcavadora.

Revisar dicho programa con el fin de planear un buen aprovechamiento de los recursos.

Este ejercicio es muy simple y por lo tanto es fácil encontrar la solución pedida. Sin embargo se ha propuesto para hacer claro y evidente el análisis siguiente. Sobre el diagrama de barras (Tabla 8.5) mostremos para cada actividad del Ejercicio # 7 las necesidades diarias de los recursos.

Tabla 8.5 NECESIDADES DIARIAS DE LOS RECURSOS (Ejercicio # 7)

ACTIV	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0-1	1 R	1 R	--	--	--	--	--			
	2 Of	2 Of	--	--	--	--	--			
	4 Ay	4 Ay	--	--	--	--	--			
0-2	1 R	1 R	--	--	--	--	--	--	--	
	4 Of	4 Of	--	--	--	--	--	--	--	
	8 Ay	8 Ay								
0-3	1 R	1 R	1 R	1 R	1 R	1 R	1 R	1 R	1 R	1 R
	1 C	1 C	1 C	1 C	1 C	1 C	1 C	1 C	1 C	1 C
	5 Of	5 Of	5 Of	5 Of	5 Of	5 Of	5 Of	5 Of	5 Of	5 Of
	10 Ay	10 Ay	10 Ay	10 Ay	10 Ay	10 Ay	10 Ay	10 Ay	10 Ay	10 Ay
1-3		5 Of	5 Of	5 Of	--	--	--	--	--	--
		10 Ay	10 Ay	10 Ay	--	--	--	--	--	--
2-3			1 R	--	--	--	--	--	--	--
TOTALES										
R	3	3	2	1	1	1	1	1	1	1
C	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Of	11	16	10	10	5	5	5	5	5	5
Ay	22	32	20	20	10	10	10	10	10	10

En primer lugar, no hay duda de que el suministro de los recursos de la única actividad crítica (0-3) es de rigurosa obligación durante toda su duración, 10 días, que es la misma de toda la obra. O sea, que *se le deben asignar* 1 retroexcavadora, 1 cargador, 5 oficiales y 10 ayudantes durante todo este tiempo.

Observando las *otras actividades* (no críticas) y pensando que los equipos grandes son, por lo general, más costosos que la mano de obra, se ve que las holguras totales de las que requieren retroexcavadora (0-1, 0-2 y 2-3) permiten que sean ejecutadas en un orden tal que una sola puede atender la necesidad de las mismas.

Para definir el orden en que deben realizarse es conveniente examinar el diagrama de flechas para observar que, por un lado, 1-3 no se puede cumplir sin haber terminado 0-1 y, por otro, que es preferible empezar con la actividad que requiere menos oficiales y ayudantes e ir aumentando paulatinamente su número en la medida que lo exigen las otras.

De estas consideraciones resulta que la solución más conveniente para las actividades no críticas es ejecutar primero 0-1, luego 0-2 y finalmente 1-3 y 2-3 simultáneamente.

El siguiente es el Diagrama de Recursos Definitivo de Ejercicio # 7 (Tabla 8.6).

Tabla 8.6 DIAGRAMA DE RECURSOS DEFINITIVO (Ejercicio # 7)

ACTIV	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0-3	1 R	1 R	1 R	1 R	1 R	1 R	1 R	1 R	1 R	1 R
	1 C	1 C	1 C	1 C	1 C	1 C	1 C	1 C	1 C	1 C
	5 Of	5 Of	5 Of	5 Of	5 Of	5 Of	5 Of	5 Of	5 Of	5 Of
	10 Ay	10 Ay	10 Ay	10 Ay	10 Ay	10 Ay	10 Ay	10 Ay	10 Ay	10 Ay
0-1	1 R	1 R								
	2 Of	2 Of								
	4 Ay	4 Ay								
0-2			1 R	1 R						
			4 Of	4 Of						
			8 Ay	8 Ay						
1-3					5 Of	5 Of	5 Of			
					10 Ay	10 Ay	10 Ay			
2-3					1 R					
TOTALES										
R	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1
C	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Of	7	7	9	9	10	10	10	5	5	5
Ay	14	14	18	18	20	20	20	10	10	10

8.7 COMPRESIÓN DE UN PROGRAMA DE RUTA CRÍTICA

El programa de un proyecto que consta, además de una (o más) ruta(s) críticas, de varias cadenas no críticas, puede ser comprimido para lograr la reducción de su duración total a partir del consumo razonable de las holguras de dichas cadenas. Concepto básico en el uso razonable de estas holguras son las pendientes de costos de las actividades que conforman dichas cadenas.

La Figura 8.9 siguiente muestra la aproximación que se acepta que es lineal entre los puntos considerados, aunque estos no es, por lo general, exacto. En la figura, C_N es la condición normal de la actividad, A es una condición cualquiera intermedia entre las extremas, L la condición límite de tiempo mínimo de falla y F la condición de falla total.

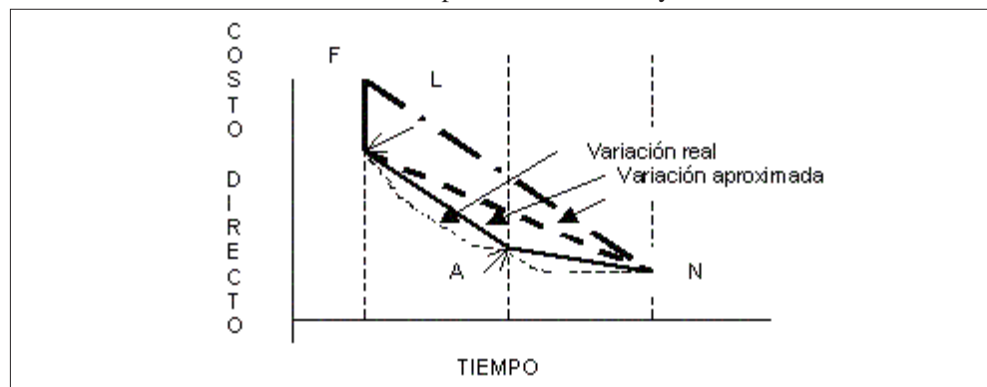


Figura 8.9

Ejercicio # 8 (Compresión de un programa)

El programa de ruta crítica de una obra está representado por el diagrama de flechas de la Figura 8.10 y los datos acerca de las duraciones normales y de falla de las actividades y sus costos respectivos se indican en la tabla (8.7) “Tiempo vs. Costos en la Compresión de un Proyecto que le sigue.

Se trata de reducir la duración de la obra a su tiempo mínimo de falla con el menor incremento de costos posible (los costos indirectos son 300 unidades monetarias/día).

Observación

Se puede definir que la *condición normal* del programa de una obra es la que corresponde a la planeación cuidadosa y a la estimación juiciosa y confiable de las duraciones de todas sus actividades para que sean desarrolladas en circunstancias que se consideren normales en el caso particular que se analiza. El tiempo de ejecución de cada actividad bajo estas consideraciones y su respectivo costo directo reciben, como cabe esperar, los nombres de *duración normal* y *costo directo normal*. Por lo tanto, la duración de la obra y su costo directo total recibirán los mismos calificativos. Esta condición normal es el punto de referencia y “de partida” para el proceso que sigue.

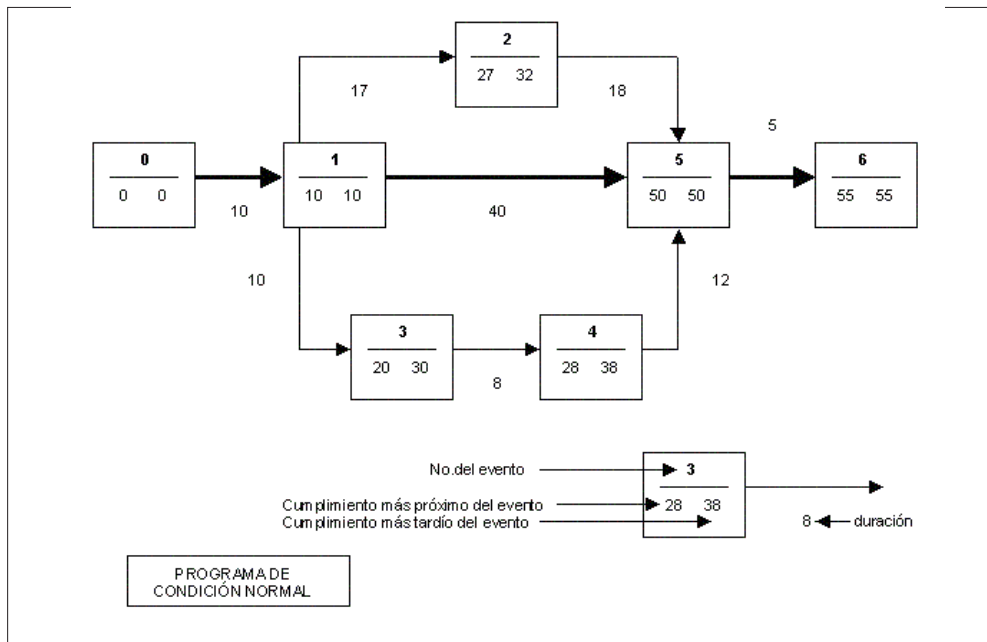


Figura 8.10

Tabla 8.7 TIEMPO Vs. COSTOS EN LA COMPRESIÓN DE UN PROYECTO (Ejercicio # 8)

ACTIVIDAD No.	CONDICION NORMAL		CONDICION DE FALLA		PENDIENTE DE COSTO
	t_N (días)	C_N	t_F (días)	C_F	
0-1	10	500	10	500	-
1-2	17	8.000	14	10.000	667
1-3	10	1.000	8	1.200	100
1-5	40	4.000	25	5.500	100
2-5	18	1.500	13	2.250	150
3-4	8	700	6	1.000	150
4-5	12	2.000	10	2.500	250
5-6	5	1.000	5	1.000	-
C.D TOTAL		18.700		23.950	

- Notas:**
1. Costos directos (CN y CF) en unidades monetarias (um).
 2. Las actividades 0-1 y 5-6 se encuentran en condiciones de falla, por lo cual no es posible reducir sus duraciones.

Solución

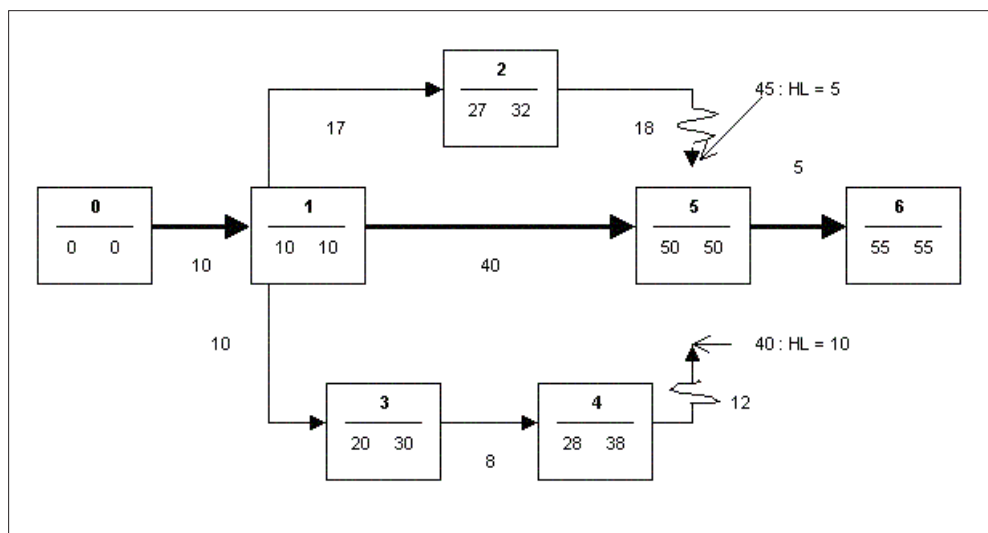


Figura 8.11

Al recorrer el diagrama se encuentra que la ruta crítica del mismo es la cadena de actividades 0 – 1 – 5 – 6 de las cuales, de acuerdo con el enunciado del ejercicio, sólo puede reducirse la duración de 1-5, pues las duraciones de 0-1 y 5-6 están falladas (o sea que en este caso particular sólo es necesario trabajar con la parte central del diagrama). Se encuentra, además, que la cadena 1 - 2 – 5 tiene una holgura libre HL = 5 días y la cadena 1-3-4-5 de 10 días, como se indica esquemáticamente en la Figura 8.11.

Es obvio que para lograr la reducción de la duración de la obra es necesario reducir la duración de la ruta crítica, reducción que debe hacerse paulatinamente (en la Figura 8.9 esto quiere decir que la reducción debiera hacerse según las curvas a trazos NA y AL, o al menos según las rectas comprendidas entre los mismos extremos – como en efecto se hace por aproximación - y no según la recta NL ni (lo que sería aún más costoso), según NF, pues los costos directos totales de las operaciones están representados por las áreas bajo estas curvas o rectas).

La mínima duración posible de la obra es la que corresponde al *tiempo de falla* T_F que se obtiene si en vez de realizarla con los duraciones normales t_N de sus actividades se hace con las duraciones de falla t_F de cada una ellas. Al efectuar este cambio, se obtiene que la duración de la obra pasa de 55 a 42. Y al revisar los costos directos respectivos, se observa que cambian de 18.700 um (costo directo normal) a 23.950 um (costo directo de falla total).

Estos valores, $t_F = 42$ días y $C_F = 23.950$ um, son las coordenadas del punto F en la Figura 8.9. Lo que se va a hacer ahora es comprimir el programa en tal forma que se llegue al punto L de la misma Figura (que tiene la misma duración que F pero un menor costo) por una vía como N-A-L, en la que las coordenadas de N (condición normal) son $t_N = 55$ días, $C_N = 18.700$ um.

1. La reducción de la ruta crítica podría hacerse día a día, pero resultaría largo y tedioso por el procedimiento convencional. Buscando otro corto y lógico que no se salga de la vía tipo C-A-L, se puede empezar por reducir la duración de 1-5 hasta agotar la holgura total de la cadena de arriba 1 – 2 - 5, o sea 5 días. Esta operación incrementa el costo de la obra en $5 \text{ días} \times \$ 100/\text{día} = 500$ um; ahora estamos en un punto del gráfico de la Figura 47 como A, con coordenadas $t_1 = 50$ días y $C_1 = 18.770 + 500 = 19.200$ um. Además, reduce la HL de 1-3-4-5 a 5 días.
2. Agotada la holgura de la cadena 1-2-5 en el paso anterior, ahora es también crítica, como 1-5., de tal modo que si se continúa comprimiendo la duración del programa de la obra, podrá hacerse por cualquiera de estas dos cadenas. Lo lógico es hacerlo por la que resulte más económico.
Sea esta nueva reducción de 5 días, que agota la holgura de 1–3-4-5 (que se convierte entonces en nueva ruta crítica) y que determina que debe reducirse también en 5 días la duración de la cadena 1–2-5. En ésta, es evidente que las condiciones de 2-5 satisfacen esta necesidad a un costo bastante menor que 1-2 (que por otro lado sólo puede reducirse 3 días). Así que esta segunda compresión incrementa el costo anterior en: $[5 \text{ días} \times 100 \text{ um/día} = 500 \text{ um por reducir a 1-5, más } 5 \text{ días} \times 150 \text{ um/día} = 750 \text{ um por reducir 2-5}] = 1.250 \text{ um}$. Los datos del diagrama del programa están indicados ahora en la Figura 50. Las nuevas condiciones del proyecto lo sitúan en otro punto tipo A de la Figura 47, con coordenadas $t_2 = 45$ días y $C_2 = (19.200 + 1.250) = 20.450$ um
3. Ahora todas las cadenas son críticas, de modo que cualquier reducción del tiempo del programa las afecta a todas.

De otra parte, las condiciones de las actividades hasta el paso del punto anterior son las siguientes (ver Figura 50):

- 0-1: $t = 5$ (en duración de falla desde el principio)
- 1-2: $t = 17$ (puede reducirse hasta 14)
- 1-3: $t = 10$ (no se ha reducido y puede reducirse hasta 8)
- 1-5: $t = 30$ (se ha reducido 10 y aún puede reducirse hasta 25)
- 2-5: $t = 13$ (no se ha reducido; puede reducirse hasta 10)
- 3-4: $t = 8$ (no se ha reducido; puede reducirse hasta 6)
- 4-5: $t = 12$ (no se ha reducido; puede reducirse hasta 10)
- 5-6: $t = 5$ (en duración de falla desde el principio).

Obsérvese en esta Figura 8.12 que la cadena 1 - 5 puede reducirse 5 días y la cadena 1-3-4-5 6 días, pero la cadena 1-2-5 sólo puede reducirse 3 días. Por lo tanto la última compresión del programa es de 3 días, cuya solución menos costosa es:

Reducir 1-5	3 días (costo directo = 3×100) =	300 um
Reducir 1-2	3 días (costo directo = 3×667) =	2.000 um
Reducir 1-3	2 días y C 1 día (costo directo = $2 \times 100 + 1 \times 150$) =	<u>350 um</u>
Suma:		2.650 um

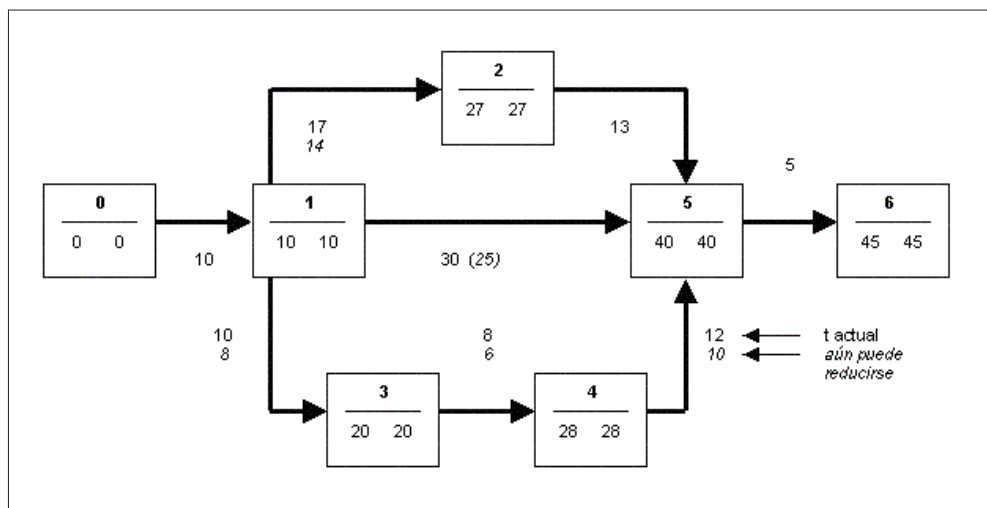


Figura 8.12

Datos que permiten elaborar la Figura 8.13. En ésta, los datos $t_L = 42$ días y $C_L = 23.100 \text{ um} = (20.450 + 2.650)$ son las coordenadas del punto **L**, solución buscada en lo que respecta a los costos directos.

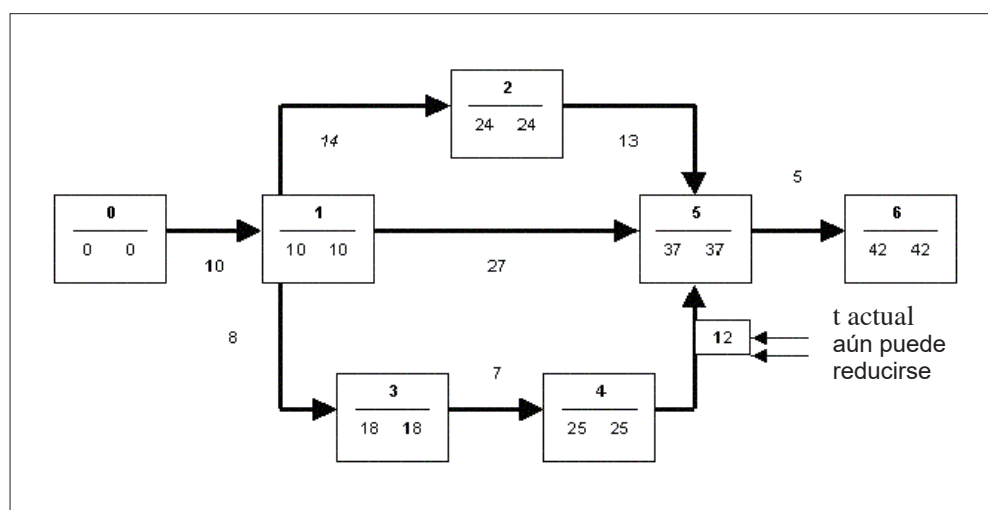


Figura 8.13

Los datos y la gráfica de la Figura 8.14 siguientes resumen los costos de las opciones analizadas en el proceso de la compresión del programa, incluidos los costos indirectos (300 um/día) y muestra que *la duración de menor costo total es 45 días*, que es la solución definitiva.

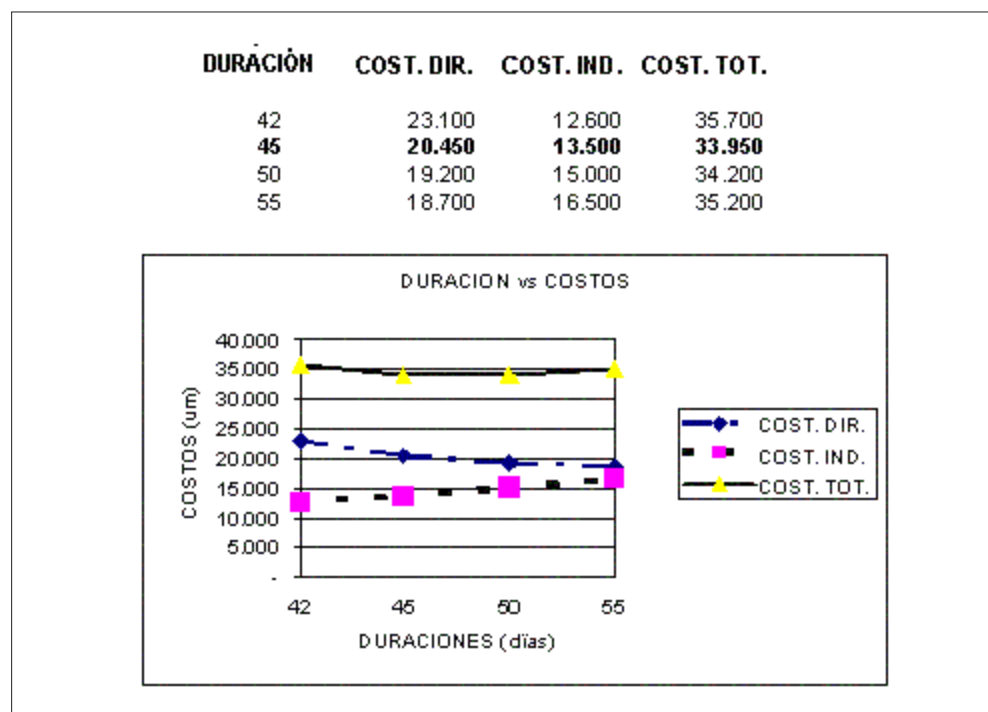


Figura 8.14

8.8. DESCOMPRESIÓN DE UN PROGRAMA

El proceso inverso a la compresión de un programa es, desde luego, su descompresión. En la práctica este caso puede presentarse, por ejemplo, si por cualquier razón un programa (o parte de él) que se había llevado a su condición de ejecución en su duración mínima deja de ser de extrema urgencia por la modificación del orden de prioridades o porque se presentan otras circunstancias imprevistas que obligan a tomar esa medida (cambios de diseños, demoras insalvables en la entrega de los materiales, etc.).

En el ejemplo anterior se llegaría a la misma solución óptima hallada con el procedimiento analizado si en vez de iniciar el proceso a partir de la condición normal del proyecto se partiera de la condición de falla total.

La Figura 8.15 indica esta condición de falla total del ejemplo anterior y los datos respectivos de duración y costo total mínimos. Se tratará de *descomprimir* el programa de falla total teniendo en cuenta de hacerlo por la vía que signifique mejor resultado, que esta vez es la de ampliar paulatinamente las duraciones de las actividades críticas en tal forma de obtener la mayor economía en cada paso del proceso.

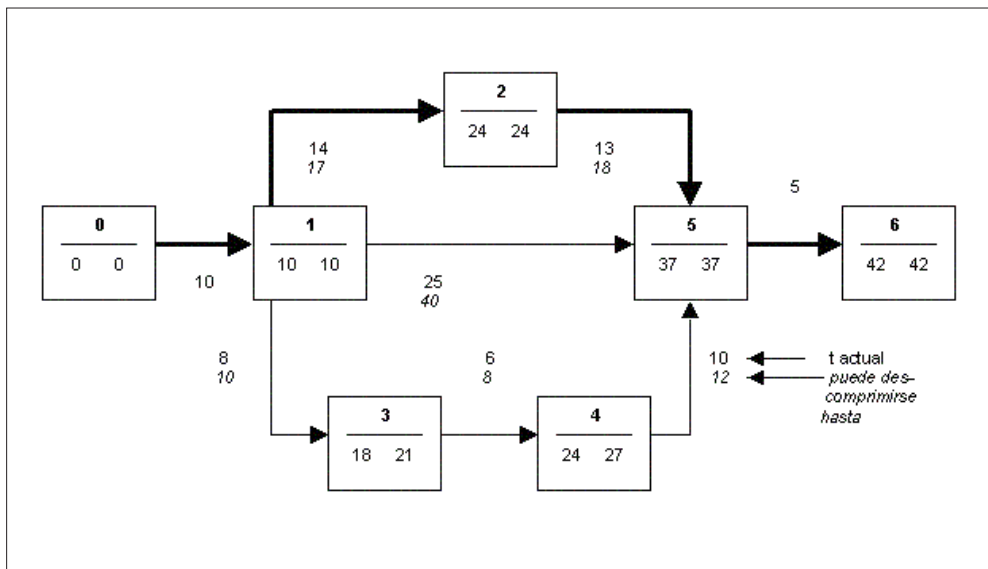


Figura 8.15

Sobre la base de que la obra se debe terminar en 42 días y de que el evento 2 no deba estar cumplido el día 24 (por ejemplo porque la ejecución de 2-3 es el montaje de un gran generador eléctrico que llegará este día a la obra y se ha previsto que se descargará directamente sobre la base de concreto cuya construcción es el objeto de la actividad 1-2), puede observarse que es más económico descomprimir la cadena 1-2-5 3 días y comprimir 1-3-4-5 este mismo número de días.

En efecto: descomprimir 1-2-5 3 días por la vía de la actividad 1-2 (que fue la más costosa de comprimir), cuyas condiciones lo permiten, baja el costo directo del proyecto en

la suma de $3 \times 667 = 2.000$ um (aprox); y comprimir 1-3-4-5 por la vía de comprimir 1-3 2 días (a 100 um/día) y 3-4 1 día (a 150 um/día), cuesta 350 um, lo que resulta ventajoso.

Esta operación de descomprimir alguna(s) actividad(es) mientras se comprimen otras en busca de optimizar la ejecución de un proyecto es una práctica corriente que debe tenerse en cuenta en el momento de analizar su programa.

8.9 . ACTUALIZACIÓN DE UN PROGRAMA

El programa de una obra debe ser revisado con la periodicidad que corresponda a su importancia y complejidad con el fin de verificar su cumplimiento y para detectar y corregir las causas que motiven las desviaciones de lo ejecutado respecto de lo previsto en aquél. El programa de obra no sólo debe prever el desarrollo de todas y cada una de las actividades necesarias para su realización sino el control oportuno de todas las gestiones que requiera su realización y de los eventos que puedan presentarse (prefabricaciones, suministros de materiales, equipos y mano de obra, importaciones, pruebas y ensayos, épocas invernales, etc.).

Pero la bondad del programa no puede preverlo todo y es corriente que en cualquier proyecto se presenten, aún desde sus primeras actividades, las desviaciones imprevistas a las que se ha hecho referencia atrás.

Es posible que dichas desviaciones puedan corregirse y no sea necesario modificar los tiempos de duración de algunas de las actividades definidos en el programa inicial, pero puede ocurrir que se llegue a la situación de tener que modificarlos.

El ejemplo siguiente proporciona un método de hacerlo.

Ejercicio # 9 – Actualización de un programa

Si la obra cuyo programa inicial de ruta crítica se indica a continuación en la Figura 8.16 se hubiera adelantado de acuerdo con las iniciaciones más próximas de sus actividades y con las duraciones mostradas en el mismo, al revisar su estado *al término del día 12* debiera haberse encontrado que las actividades:

- 0-1, 0-2, 0-3, 1-4, 2-3 y 3-4 están terminadas.
- 3-5 se ha ejecutado durante 4 días y faltan 2 para terminarla.
- 2-6 se ha ejecutado durante 4 días y faltan 3 para terminarla.
- Las demás actividades (4-7, 5-6, 5-7 y 6-7) no han empezado aún.

En vez de lo anterior se encontró que:

- 0-3 se realizó según el programa inicial.
- 0-2 se ejecutó más rápido de lo previsto y se terminó en 5 días.
- 3-4 se inició al término de 0-2 y 0-3 y quedó terminada el día 9.
- 3-5 se inició al terminarse 0-2 y 0-3 (al final del día 5) y requerirá 2 días más para terminarse.

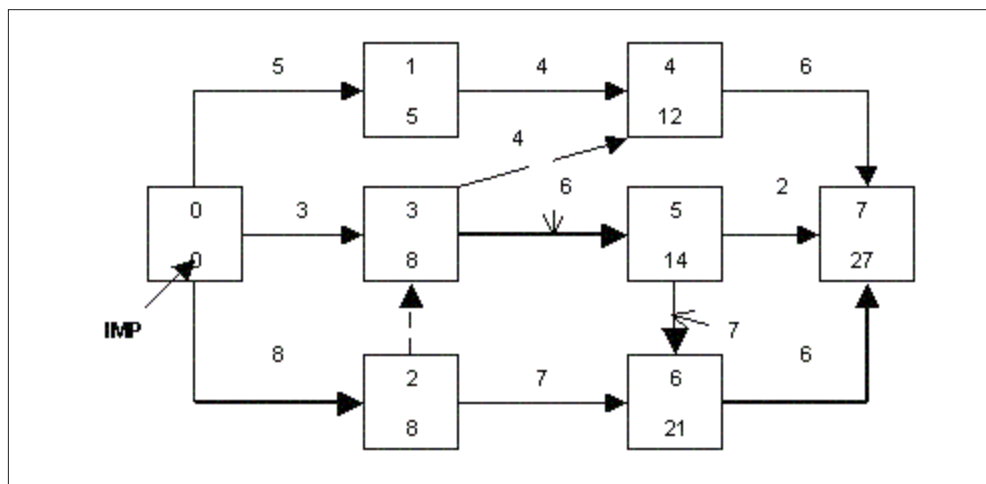


Figura 8.16

- 2-6 se inició al término de 0-2 y se terminó al final del día 12.
- 0-1, que es el suministro de un material que usará 1-4, ha tenido una gran demora; el suministrador informa que su entrega se hará 6 días después del día 12.
- El tiempo de 4-7 se ha revisado a la luz de la experiencia en la obra y se ha calculado que será 8 días en vez de los 6 previstos inicialmente.
- No se ha iniciado ninguna otra actividad ni ha sido necesario modificar los tiempos inicialmente previstos para ellas.

Se pide actualizar el programa.

Solución

En el diagrama de la solución se establece como fecha *iniciación más próxima* (IMP) de la(s) actividad(es) que se inicia(n) en el primer evento *el día 12* (fecha del balance). Todas las actividades que hayan terminado para el final de este día 12 tendrán una duración 0 (cero) días y las duraciones de las demás serán las que se fijan a partir de dicho balance, o sea las que *realmente hacen falta* para realizarlas. Como se observa, el plazo inicial para terminar la obra ya no puede cumplirse y ahora se espera terminarla el día 30.

De otro lado, la ruta crítica inicial (0-2-3-5-6-7) cambió y ahora es 0-1-4-7.

El resultado se muestra en la Figura 8.17.

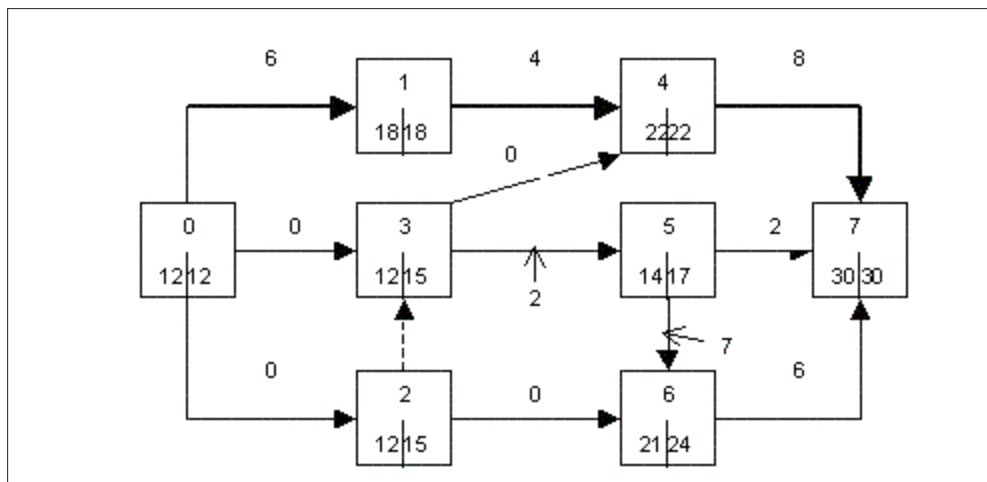


Figura 8.17

8.10. EL DIAGRAMAS DE NODOS – LPU

Hasta ahora hemos trabajado con el diagrama de flechas para representar un programa de ruta crítica. Aunque puede ser un concepto no muy sustentable, a quien escribe estas notas le parece que utilizar inicialmente este tipo de diagrama facilita la comprensión del método con gran sencillez y claridad, permite su elaboración con cierta fluidez lógica y avanzar hacia el estudio de algunas de sus variantes, entre las cuales es importante y muy útil la que se conoce como LPU por las iniciales de su nombre en inglés (*Line and Point Union*), la cual se basa en representar en los nodos del diagrama las actividades (y no en las flechas) y emplear líneas de unión entre los nodos para significar sus mutuas relaciones. El método LPU es especialmente útil para la programación de los recursos, como se verá. En ausencia de flechas, es necesario indicar las secuencias y dependencias de las actividades definiéndolas por sus posiciones relativas.

Convencionalmente, se establecen las siguientes:

- Para que una actividad preceda a otra debe estar atrás o arriba y unida a ella por una línea de secuencia (ejemplo 1 de la Figura 8.18).
- Para que una actividad siga a otra debe estar adelante o abajo y unida a ella por una línea de secuencia (ejemplo 2 de la Figura 8.18).
- Para que una actividad sea simultánea con otra debe estar sobre la misma vertical y sin línea de secuencia que las una (ejemplo 3 de la Figura 8.18).

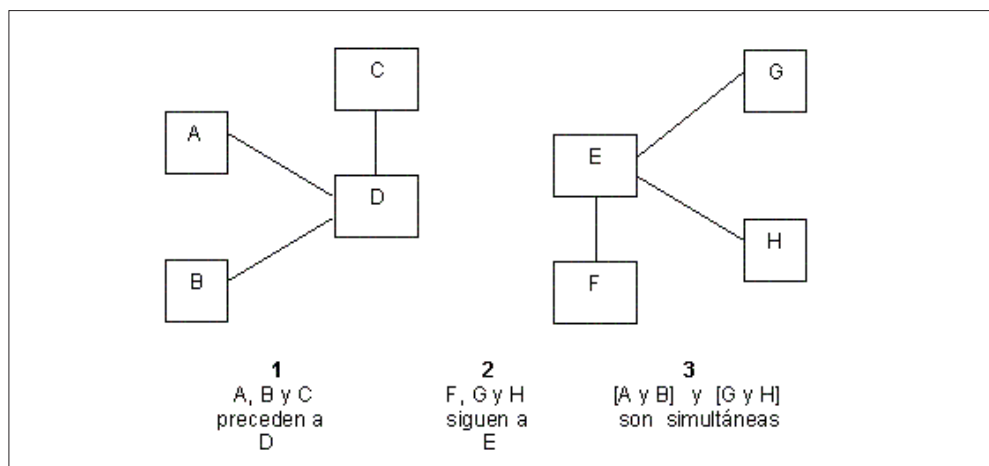


Figura 8.18

Una de las ventajas del diagrama de nodos respecto del diagrama de flechas es la facilidad con la que una vez elaborado se puede modificar (por ejemplo adicionarle nuevas actividades) sin necesidad de tener que cambiarlo por otro, como ocurre con el segundo.

Obsérvese la Figura 8.19 siguiente: si elaborado el diagrama 1 (que podría ser otro mucho más complicado y por consiguiente mucho más la solución) se cae en la cuenta de que hizo falta representar la actividad “suministro tubería” y se procede a adicionarla tal como se indica en el diagrama 2 (que a primera vista parece ser correcta), el resultado no es lógico, pues se está condicionando la iniciación de la excavación 2 a dicho suministro. Deberá hacerse otro diagrama que corrija este error (véase Ejercicio # 4, página 53).

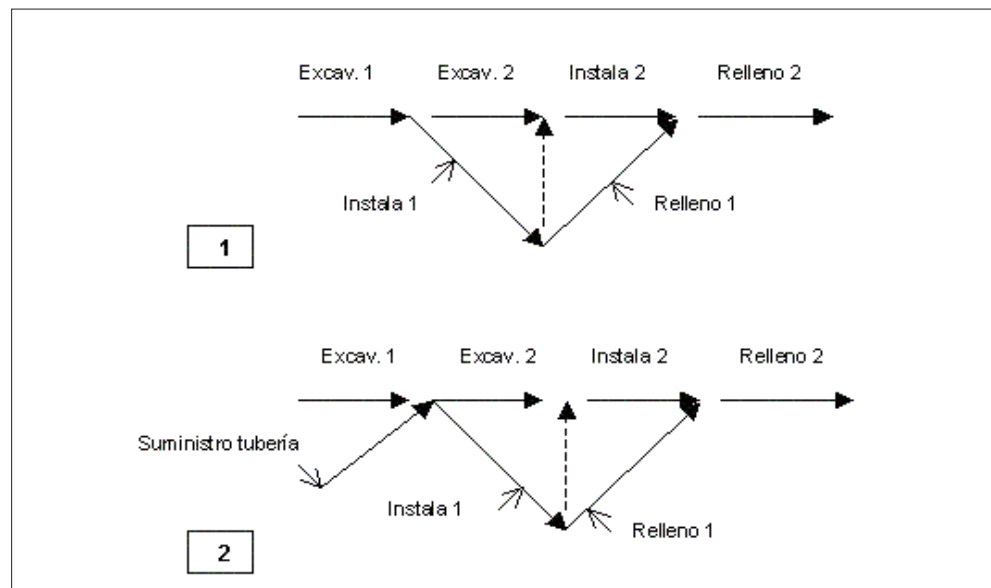


Figura 8.19

En cambio, si se adiciona la actividad “suministro tubería” en el punto adecuado del diagrama de nodos de la Figura 8.20, el resultado es lógico:

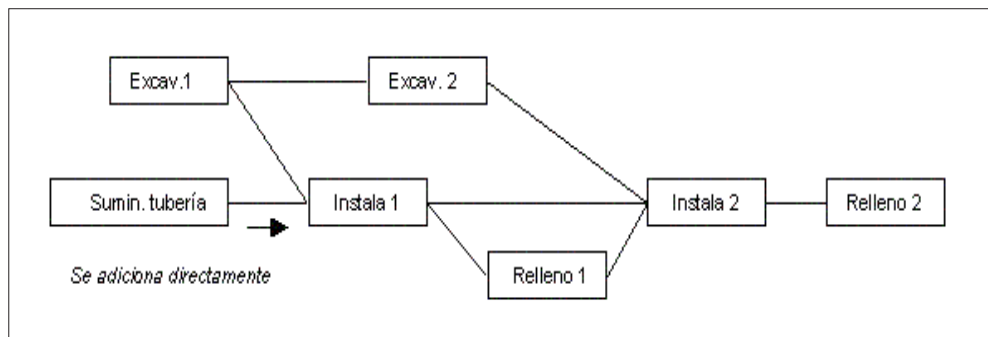


Figura 8.20

Si una actividad específica B de un diagrama de nodos está *precedida* por **n** actividades A_i y *seguida* por **m** actividades C_i (Figura 8.21), las fechas de cumplimiento de B se calculan con las fórmulas siguientes [en las cuales PI es Primera Iniciación (IMP del diagrama de flechas), PT es Primera Terminación (IMP), UI es Última Iniciación (IMT) y UT es Última Terminación (TMT)]:

- $(PI)_B = \text{mayor } (PT) A_i$
- $(PT)_B = (PI)_B + \text{duración}_B$
- $(UI)_B = (UT)_B - \text{duración}_B$
- $(UT)_B = \text{menor } (UI) C_i$

Ejercicio # 10 - Aplicación del LPU

Se ha planeado instalar a mano 240 m de tubería en dos tramos (1 y 2) de 120 m, en cada uno de los cuales se utilizarán las mismas cuadrillas de trabajadores especializadas de cada actividad y en estas condiciones se ha elaborado el diagrama de nodos del tipo LPU que se muestra adelante (Figura 8.22). La zanja necesaria tiene 1 m de ancho y 1 m de profundidad.

Se ha hecho el análisis de las actividades para estimar sus duraciones, los recursos que requieren y los respectivos costos directos, con el resultado siguiente:

1. Excavaciones 1 y 2 :

[ancho = 1 m; profundidad = 1 m (volumen excavac. = 1 m³/ml)
 Recursos: Cuadrilla de 1 oficial + 4 ayudantes
 Rendimiento: 4 ayudantes x 5m³/día = 20 m³/día
 Cantidad de obra: 1 m³/ml x 120 ml = 120 m³/tramo
 Duración: 120 m³ / 20m³/día = 6 días
 Costo directo: [1 ofic. X 225 um/día + 4 ayud. x 150 um/día]/20m³ = **41,25um/m³**

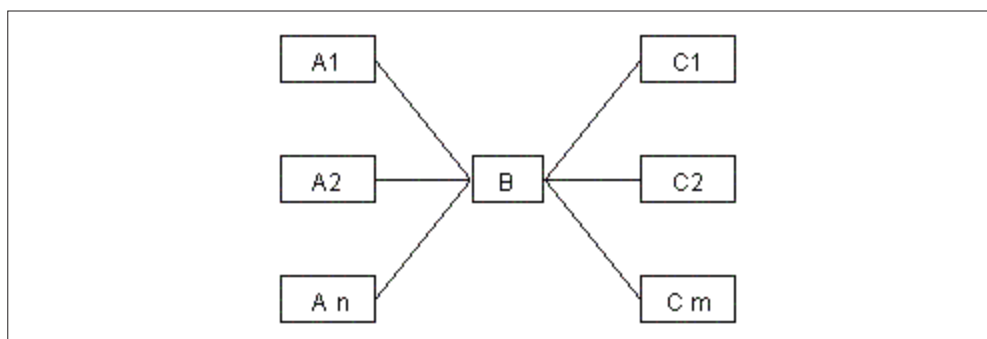


Figura 8.21

2. Instalación tubería 1 y 2:

Recursos: 1 oficial + 1 ayudante
 Rendimiento: $40 \text{ ml/pareja/día} \times 1 \text{ pareja} = 40 \text{ ml/día}$
 Duración: $120 \text{ ml} / 40 \text{ ml} / \text{día} = 3 \text{ días}$
 Costo directo: $[1 \times 225 + 1 \times 150] \text{ um} / 3 \text{ días} = 9,40 \text{ um/ml}$

3. Rellenos 1 y 2

Recursos: 1 oficial + 4 ayudantes
 Rendimiento: $15 \text{ m}^3 / \times 4 \text{ ayudantes} = 60 \text{ m}^3/\text{día}$
 Duración: $120 \text{ m}^3 / 60 \text{ m}^3 / \text{día} = 2 \text{ días}$
 Costo directo: $[225 + 4 \times 150] \text{ um} / 60 \text{ ml} / \text{día} = 14,60 \text{ um/m}^3$

Las duraciones de las actividades y el diagrama del programa permiten obtener las primeras y últimas fechas de inicio y de terminación de las mismas con las fórmulas ya indicadas atrás, datos con los cuales se puede complementar la información mostrada en la Figura 8.20.

Se calculan también las holguras de las actividades (libre, de interferencia, total y una cuarta holgura a la que no se ha hecho referencia antes, que es la *holgura particular* - definida, para dos actividades consecutivas relacionadas por lo tanto directamente entre sí, como *la diferencia* entre la Primera Terminación de la actividad consecuente y la Primera Iniciación de la actividad antecedente $(PI)_{Bi} - (PT)_{Ai}$. Por ejemplo, para actividades 2 y 4, $(PI)_{Bi} = 6$ y $(PT)_{Ai} = 4$ y Holgura Particular entre estas actividades = 2; para actividades 7 y 6, HP = 4. (Se indica con doble línea las uniones entre actividades cuya Holgura Particular es cero).

La ruta crítica es aquella determinada por la secuencia ininterrumpida, desde la primera hasta la última, de las actividades cuyas holguras particulares es cero (1 – 3 – 5 – 7).

Del diagrama LPU de la Figura 8.22, se puede obtener el respectivo diagrama de barras (Tabla 8.8). *La ruta crítica del programa en este diagrama queda definido por la secuencia, de principio a fin, de las actividades entre las cuales la primera y última fechas de terminación coinciden, pues sus holguras totales son nulas.*

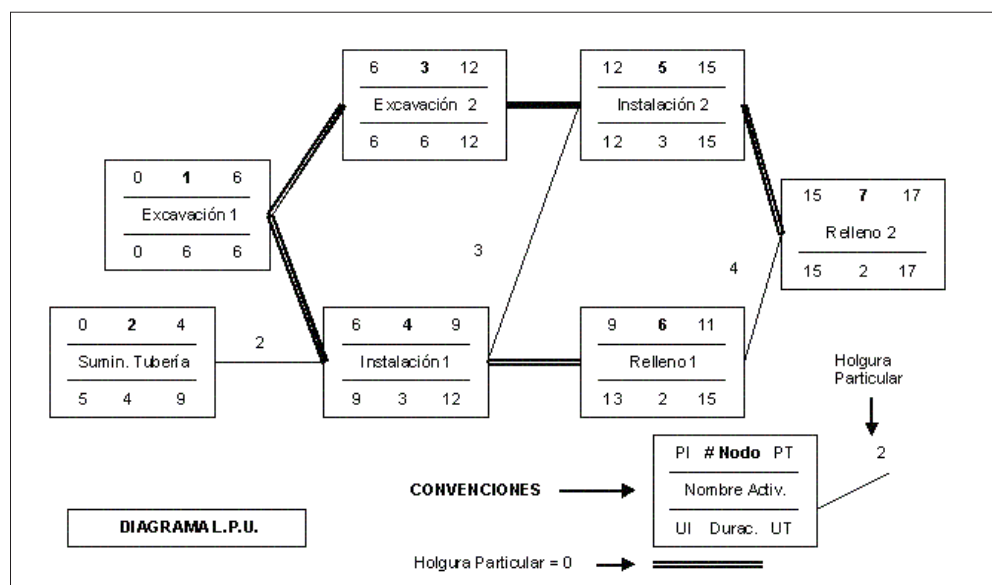


Figura 8.22

Tabla 8.8

DIAGRAMA DE BARRAS (Ejercicio # 10)

ACTIV. #	NOMBRE	T	UNID	CANT.	5	10	15	20
1	EXCAVACIÓN 1	6	M3	120				
2	SUMIN.TUBERÍA	4	ML	ML				
3	EXCAVACIÓN 2	6	M3	120				
4	INSTALACIÓN 1	3	ML	120				
5	INSTALACIÓN 2	3	ML	120				
6	RELLENO 1	2	M3	120				
7	RELLENO 2	2	M3	120				

CONVENCIONES

Duración actividad	
Holgura Libre	
Holgura de Interferencia	
Ruta Crítica	

8.11 PROGRAMACIÓN DE LOS RECURSOS (2)

Aunque aquí sólo se trata de programar el personal para mano de obra, el procedimiento que sigue es aplicable a cualesquiera otros recursos (equipos, dinero, etc.), que no es otro que el empleado antes en el Ejercicio # 7 (página 75). Se trata, en resumen, de analizar los diagramas de barras de la obra tanto para la condición PI (Primera Iniciación) de todas las actividades como para la UI (Última Iniciación) en los cuales se hayan escrito *primero las actividades de la ruta crítica* y luego las demás *en el orden de menor a mayor holgura disponible* y sobre sus barras respectivas sus necesidades de recursos, con el fin de deducir, entre estas dos condiciones extremas del programa (PI y UI), cuál es la programación más conveniente, o sea la que signifique menores costos directos e indirectos en el suministro de dichos recursos. (*No se indica la actividad 2, Suministro de Tubería, que no requiere recursos*).

Tabla 8.9 PROGRAMACIÓN DE MANO DE OBRA PARA PRIMERA INICIACIÓN (PI)

ACTIV #	HOMBRE	DÍAS RECURSOS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	EXCAVACIÓN 1	Ayudante	4	4	4	4	4	4											
		Oficial	1	1	1	1	1	1											
3	EXCAVACIÓN 2	Ayudante							4	4	4	4	4	4					
		Oficial							1	1	1	1	1	1					
5	INSTALACIÓN 2	Ayudante													1	1	1		
		Oficial													1	1	1		
7	RELLENO 2	Ayudante																4	4
		Oficial																1	1
4	INSTALACIÓN 1	Ayudante							1	1	1	-	-	-					
		Oficial							1	1	1	-	-	-					
6	RELLENO 1	Ayudante										4	4	-	-	-	-		
		Oficial										1	1	-	-	-	-		
		Total Ayud.	4	4	4	4	4	4	5	5	5	8	8	4	1	1	1	4	4
		Total Ofic.	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1
		Acum. Ayud.	4	8	12	16	20	24	29	34	39	47	55	59	60	61	62	66	70
		Acum. Ofic.	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	17	18	19	20	21	22

Los histogramas para la demanda diaria de mano de obra y las curvas de datos acumulados en las dos condiciones analizadas, PI y UI (Tablas 8.9 y 8.10), permitirían encontrar gráficamente una condición intermedia que dé solución no sólo al suministro más económico de este recurso sino a que dicho suministro se produzca de la manera más uniforme.

Tabla 8.10 PROGRAMACIÓN DE MANO DE OBRA PARA PRIMERA INICIACIÓN (UI)

ACTIV #	NOMBRE	DÍAS RECURSOS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	EXCAVACIÓN 1	Ayudante	4	4	4	4	4	4											
		Oficial	1	1	1	1	1	1											
3	EXCAVACIÓN 2	Ayudante							4	4	4	4	4	4					
		Oficial							1	1	1	1	1	1					
5	INSTALACIÓN 2	Ayudante													1	1	1		
		Oficial													1	1	1		
7	RELLENO 2	Ayudante																4	4
		Oficial																1	1
4	INSTALACIÓN 1	Ayudante							-	-	-	1	1	1					
		Oficial							-	-	-	1	1	1					
6	RELLENO 1	Ayudante										-	-	-	-	4	4		
		Oficial										-	-	-	-	1	1		
		Total Ayud.	4	4	4	4	4	4	4	5	5	8	8	4	1	1	1	4	4
		Total Ofic.	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1
		Acum. Ayud.	4	8	12	16	20	24	28	32	36	41	46	51	52	57	62	66	70
		Acum. Ofic.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	11	13	15	16	18	20	21	22

Obsérvese que el cuadro para PI indica que el máximo número de ayudantes por día es 8 (días 10 y 11) que no ocurre en UI (máximo 5 los días 10, 11, 14 y 15). Sin embargo, este último tiene el inconveniente de presentar aumentos y disminuciones súbitas de

Tabla 8.11 PROGRAMACIÓN DE MANO DE OBRA

ACTIV #	NOMBRE	DÍAS RECURSOS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	EXCAVACIÓN 1	Ayudante	4	4	4	4	4	4											
		Oficial	1	1	1	1	1	1											
3	EXCAVACIÓN 2	Ayudante							4	4	4	4	4	4					
		Oficial							1	1	1	1	1	1					
5	INSTALACIÓN 2	Ayudante													1	1	1		
		Oficial													1	1	1		
7	RELLENO 2	Ayudante																4	4
		Oficial																1	1
4	INSTALACIÓN 1	Ayudante										1	1	1					
		Oficial										1	1	1					
6	RELLENO 1	Ayudante										-	-	-	4	4			
		Oficial										-	-	-	1	1			
		Total Ayud.	4	4	4	4	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5	1	4	4
		Total Ofic.	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	1	1	1
		Acum. Ayud.	4	8	12	16	20	24	28	32	36	41	46	51	56	61	62	66	70
		Acum. Ofic.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	11	13	15	17	19	20	21	22

personal lo que implica engancharlo y/o despedirlo abruptamente o, si quiere evitarse esto, mantener mano de obra inactiva mientras se requiere nuevamente. Cabe, pues, un nuevo análisis para encontrar una mejor solución, como en efecto se indica en el último cuadro de esta programación de mano de obra.

El diagrama definitivo del programa que tiene en cuenta el uso racional del recurso mano de obra quedaría como se indica enseguida (Figura 8.23). Se observa que se puede utilizar la cuadrilla de la actividad 3 en la número 6, lo que no ocurría en el primer programa².

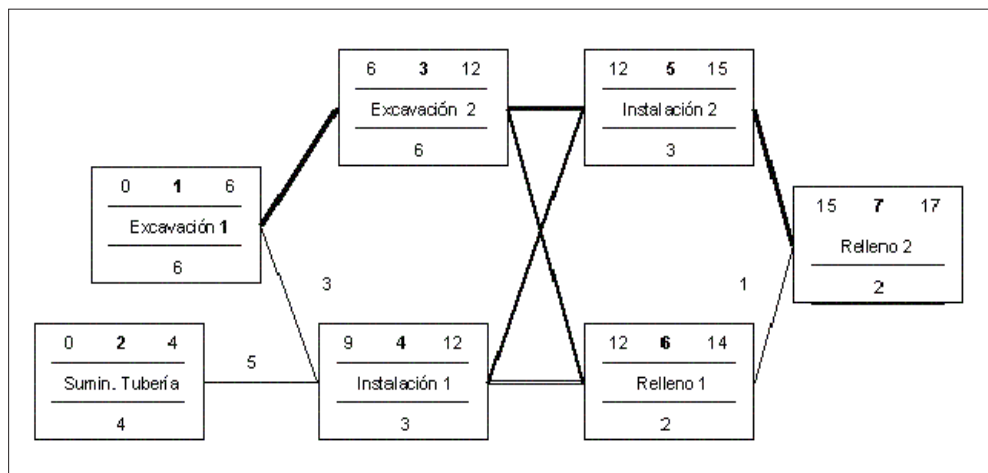


Figura 8.23

8.12. EL PERT

Como se dijo atrás, este método de programación de proyectos tiene aplicación en aquellos en los cuales no es posible determinar las duraciones de las actividades y sólo se pueden estimar para el caso analizado dentro de un rango de probabilidad. En estricto rigor, toda proyecto complejo que deba realizar un grupo heterogéneo de personas en las que se involucren diversos factores que no puedan estar bajo el control de quien lo planea y dirige debe ser programado con un método que, como el PERT, es probabilístico. Y, sin duda, la construcción de obras complejas y difíciles tiene un alto grado de indeterminación. No obstante, se suele programar con un procedimiento determinístico como el CPM por obvias razones: en primer lugar, porque la experiencia en muchas obras da cierto carácter de certeza a los estimativos de las duraciones de sus actividades; y en segundo lugar, porque en la vida práctica el plazo de ejecución de las obras no puede dejarse en el campo de las probabilidades.

El PERT se utiliza con mucha frecuencia en la programación de nuevos proyectos cuya realización requiere estudios e investigaciones de duración incierta (como el ya citado y clásico ejemplo de los proyectiles Polaris) y es necesario que se utilicen curvas

de distribución de las probabilidades de los tiempos de su terminación. La curva de distribución utilizada por el método PERT fue la llamada tipo beta, por ser la más apropiada para las condiciones del análisis: Y sobre la misma, se estimaron para cada actividad tres tiempos de duración probable, en el intervalo de los cuales se encuentra el tiempo medio esperado. Dichos tiempos son:

- **Un tiempo optimista** t_o , que supone que la actividad se va a llevar a cabo en las mejores condiciones y que todo va a salir bien, hasta el punto de poder afirmarse que sólo hay 1% de probabilidad de poder efectuarla en menor tiempo.
- **Un tiempo pesimista** t_p , diametralmente opuesta a la anterior, que supone que la actividad se va a desarrollar con las condiciones más adversas, que todo va a fallar (pero sin la ocurrencia de catástrofes que impidan del todo su ejecución), de tal modo que sólo hay un 1% de probabilidad de poder efectuarla en un mayor tiempo.
- **Y un tiempo más probable** t_{MP} de ejecución, que es el tiempo normal en el que puede adelantarse y que se obtiene del resultado de repetirla numerosas veces.

El tiempo medio esperado t_E es tal que la probabilidad de que el tiempo real sea mayor o sea menor es del 50% en cada caso, o sea que la ordenada respectiva de su valor divide en dos partes iguales el área bajo la curva tiempo vs probabilidad. La ordenada máxima de esta curva es el tiempo más probable de la actividad.

Las fórmulas son:

- tiempo medio esperado:
$$t_E = \frac{t_o + 4t_{MP} + t_p}{6} \quad (1)$$

- desviación estándar:
$$\sigma = \frac{t_p - t_o}{6} \quad (2)$$

- varianza:
$$\sigma^2 = \frac{(t_p - t_o)^2}{36} \quad (3)$$

Asociada a los tiempos estimados para las actividades y para medir el grado de su incertidumbre se emplea la desviación estándar σ o la varianza σ^2 .

El mínimo tiempo medio esperado para cada evento se obtiene de sumar al del evento anterior el tiempo medio esperado de la actividad que los une por el camino que arroja el mayor valor. La varianza de un evento se obtiene sumando las varianzas de los eventos que se encuentran sobre la ruta que afecta el tiempo de ocurrencia del evento considerado y que arroja el mayor valor.

Los valores obtenidos para el último evento determinan el tiempo medio esperado del mismo T_E y su varianza.

Finalmente el PERT puede definir el grado de probabilidad de que el proyecto se realice en un tiempo propuesto T_p suponiendo que la suma de las curvas de distribuciones beta de todas las actividades independientes da una curva de distribución normal que centrada para el valor T_E permite emplear el factor Z dado por la fórmula:

$$Z = \frac{T_P - T_E}{\sqrt{\sum \sigma^2}} \quad (4)$$

Factor con el cual se puede entrar a la siguiente tabla (resumida):

Tabla 8.12 VALORES APROXIMADOS DE LA FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ESTÁNDAR NORMAL.

Z	Probabilidad	Probabilidad	Z
-2,0	0,02	0,98	+ 2,0
-1,5	0,07	0,93	+ 1,5
-1,3	0,10	0,90	+ 1,3
-1,0	0,16	0,84	+ 1,0
-0,9	0,18	0,82	+ 0,9
-0,8	0,21	0,79	+ 0,8
-0,7	0,24	0,76	+ 0,7
-0,6	0,27	0,73	+ 0,6
-0,5	0,31	0,69	+ 0,5
-0,4	0,34	0,66	+ 0,4
-0,3	0,38	0,62	+ 0,3
-0,2	0,42	0,58	+ 0,2
-0,1	0,46	0,54	+0,1
0	0,50	0,50	0

Ejercicio # 11

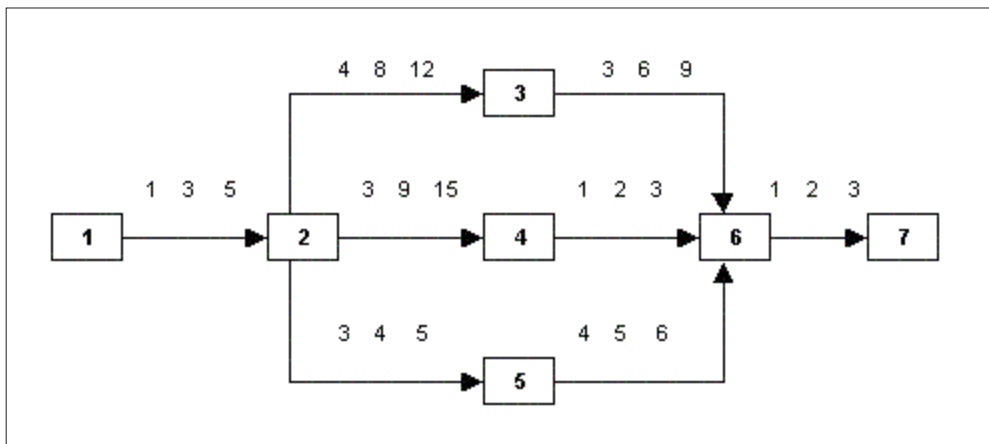


Figura 8.24

El diagrama (Figura 8.24) muestra la planeación de un proyecto de investigación. Sobre las barras de las actividades se han anotado los tiempos optimista, más probable y pesimista que se han estimado para cada una en días. Se trata de saber qué probabilidades hay de realizar la investigación en 22 y en 23 días.

Solución

1 – Calcular t_E y σ^2 para cada actividad.

Tabla 8.13

Actividad	t_E	σ^2
1-2	$[1+4 \times 3+5]/6=3$	$[5-1]^2/36=4/9$
2-3		8
2-4		9
2-5		4
3-6		6
4-6		2
5-6		5
6-7		2

2 - Calcular los tiempos medios, mínimo y máximo de cada evento y sus varianzas.

Tabla 8.14

Evento	t_E	σ^2	t_L
1	0	0	
2	0+3	0+4/9	11-8
3	3+8	4/9+16/9	17-6
4	3+9	4/9+36/9	17-2
5	3+4	4/9+1/9	17-5
6	11+6	40/9+1/9	19-2
7	17+2	41/9+1/9	19

NOTA: Los t_L se calculan de la misma forma que las IMT de los eventos en el CPM, es decir, partiendo del valor del tiempo medio esperado t_E del último evento (que es también su t_L) se obtiene el del evento anterior restando a este valor el t_E de la actividad que los une, y así sucesivamente, siempre por la ruta cuyo resultado sea el menor (en el diagrama siguiente se anotan estos valores en los nodos de los eventos).

3. Verificar la probabilidad solicitada.

De acuerdo con la fórmula (4) y teniendo en cuenta que:

$$T_p = 22 \text{ días} ; T_E = 19 \text{ días} ; \sqrt{\sum \sigma^2} = \sqrt{4} = 2,16$$

$$Z = [22 - 19]/2,16 = 1,389$$

E interpolando este valor del factor Z en la tabla de valores aproximados de la Función de Distribución Estándar Normal:

Probabilidad de ejecutar el proyecto en 22 días = 91% aproximadamente.

Para 23 días: Z = 1,852 y probabilidad = 96,5%

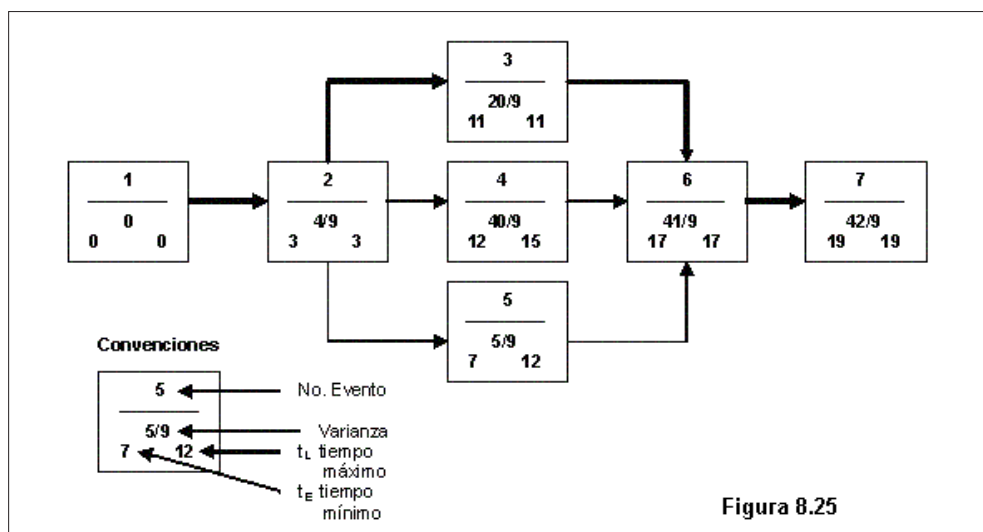


Figura 8.25

La probabilidad de ocurrencia del proyecto en su tiempo medio esperado T_E (19 días para el ejemplo anterior - Figura 8.25) es, por definición, del 50%.

8.13. COSTOS DEL PROYECTO – FLUJO DE FONDOS DE LA OBRA

La planeación y programación de un proyecto por el método de la ruta crítica facilita no sólo visualizar la manera como se va a ejecutar sino prever, como se ha indicado atrás, el manejo oportuno de los recursos necesarios para ello. En dichos recursos queda incluido, claro está, el dinero; pero, además, cómo y cuándo debe suministrarse para que todo marche según lo planeado. Nuevamente un ejemplo numérico puede facilitar la tarea de explicar con su desarrollo lo que de otra manera podría resultar menos claro o, por lo menos, más largo.

Ejercicio # 12

Se trata de deducir cómo funcionarán los fondos de una obra a partir de su programación (mostrada en la Figura 8.24) y de las condiciones contractuales, entre las cuales está previsto que el contratista recibirá un anticipo del 30% del valor de su propuesta que deberá amortizar en cada acta mensual de obra ejecutada, las cuales serán pagadas a los 30 días de su presentación y aprobación.

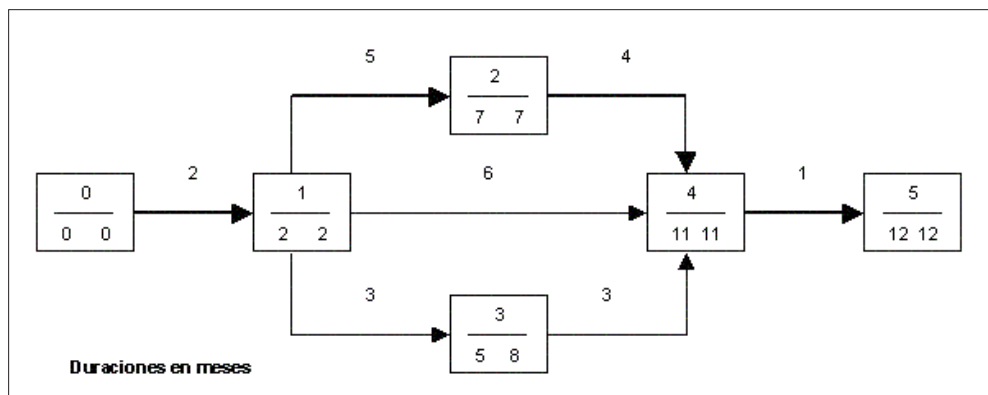


Figura 8.26

El cuadro de las actividades (Figura 8.26) muestra, además, *el costo directo* de ejecutar cada una, *en unidades monetarias (u.m.)*.

Tabla 8.15 CUADRO DE LAS ACTIVIDADES Y COSTOS DIRECTO (CD).

Actividad	t. meses	IMP	TMP	IMT	TMT	HT	HL	HI	Observ.	C. D. u.m
0 - 1	2	0	2	0	2	0	0	0	Crítica	3.000
1 - 2	5	2	7	7	7	0	0	0	Crítica	20.000
1 - 3	3	0	3	5	8	3	0	3	-	6.000
1 - 4	6	2	8	5	11	3	3	0	-	6.000
2 - 4	4	7	11	7	11	0	0	0	Crítica	20.000
3 - 4	3	5	8	8	11	3	3	0	-	15.000
4 - 5	1	11	12	11	12	0	0	0	Crítica	5.000

Los costos fijos se calcularon en 1.000 u.m. / mes

Solución

Con base en el diagrama de barras de la obra previsto para la IMP sobre cada una de las cuales se anota mes a mes el costo directo que demanda ejecutarla, se obtienen y anotan en renglones sucesivos los valores que corresponden (mes a mes) a: los costos directos CD, los costos indirectos CI, los costos totales CT, la utilidad UTIL prevista, el valor de cada Acta de obra ejecutada y los acumulados de todos estos valores, para luego calcular y anotar el flujo de fondos previsto mes a mes a partir del anticipo, teniendo en cuenta los gastos totales y los ingresos por concepto de la obra ejecutada menos la amortización del Anticipo ANTIC. Los valores respectivos se anotan sobre las barras del programa, de tal manera que al final se tendrá un cuadro que indica a la vez el programa mencionado y la forma como se invertirán mes a mes los costos directos de la obra.

Tabla 8.16 COSTOS DIRECTOS DE LAS ACTIVIDADES Y FLUJOS DE FONDOS

ACTIV.	t	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0-1	2	1000	2000										
1-2	5			2000	3000	5000	6000	4000					
1-3	3			1000	3000	2000							
1-4	6			1000	1000	1000	1000	1000	1000				
2-4	4								3000	6000	6000	5000	
3-4	3						4000	6000	5000				
4-5	1												5000
C.D.		1000	2000	4000	7000	8000	11000	11000	9000	6000	6000	5000	5000
Σ C.D.		1000	3000	7000	14000	22000	33000	44000	53000	59000	65000	70000	75000
C.I.		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
Σ C.I.		1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000	11000	12000
CT		2000	3000	5000	8000	9000	12000	12000	10000	7000	7000	6000	6000
Σ C.T.		2000	5000	10000	18000	27000	39000	51000	61000	68000	75000	81000	87000
UTIL.		100	200	400	700	800	1100	1100	900	600	600	500	500
Σ UTIL.		100	300	700	1400	2200	3300	4400	5300	5900	6500	7000	7500
ACTA		2100	3200	5400	8700	9800	13100	13100	10900	7600	7600	6500	6500
Σ ACTA		2100	5300	10700	19400	29200	42300	55400	66300	73900	81500	88000	94500
ANTIC		28350	26350	23350	19820	14060	8840	2930	-2210	-3040	-870	-240	-920
C.T.	-	2000	3000	5000	8000	9000	12000	12000	10000	7000	7000	6000	-6000
0,7 ACTA	+	-	-	1470	2240	3780	6090	6860	9170	9170	7630	5320	5320
													+
													* 4550
													+
													* 4550
SALDO (UTILIDAD TOTAL)													7500

Observaciones:

*: 0,7 x valor actas meses 11 y 12.

$$CT = CD + CI \quad \text{ANTIC} = 30\% \text{ de la Propuesta (o } \Sigma \text{ACTA)}$$

El balance mes a mes de los resultados económicos que se esperan de la programación planteada según el cuadro anterior indica que en los meses 8 a 12 el contratista debería financiar sus gastos, lo que sin duda puede llevar a que el proponente estudie un programa alternativo que signifique un flujo de fondos más conveniente. Este programa alternativo puede implicar un replanteamiento de la secuencia de algunas actividades y, por consiguiente, de la asignación de los recursos.

8.14. EL CONTROL DE LA EJECUCIÓN DE LA OBRA

Normalmente el desarrollo de una obra es controlado tanto por el contratista como por el interventor con el objeto de que marche según lo previsto en el programa presentado en la propuesta y que avaló la entidad contratante con la adjudicación del contrato respectivo. Sin embargo, lo normal es que desde el principio de una obra empiezan a presentarse circunstancias que suelen llamarse “imprevistas” pero que sólo lo son porque no puede anticiparse ni su naturaleza ni el grado de su incidencia en el desarrollo de la misma, pues en realidad siempre se espera que se presenten más temprano que tarde. Entre tales causas cabe anotar: erradas apreciaciones de los tiempos de las actividades, períodos invernales anormales, daños de los equipos, demoras en el suministro de recursos a cargo de terceros, huelgas y casos de fuerza mayor, perturbación del orden público, etc.

Los efectos de las causas anteriores exigen que al ocurrir deban modificarse los tiempos de las actividades que acusan errores de apreciación, se intensifiquen los trabajos afectados por el mal tiempo cuando éste mejore, se busquen otras fuentes de recursos, se cambien algunos métodos de construcción o la capacidad de algunos equipos, etc.

Son numerosas las formas utilizadas por los contratistas para llevar el registro del control de la obra, que no difieren mucho entre sí, pues el objeto de todas es recoger y procesar la información que permita comparar lo programado con lo ejecutado. Esta comparación no se limita a establecer las diferencias, sino que debe extenderse para precisar su causa y evaluar su costo.

Esto último se facilita si los rendimientos previstos para la mano de obra y para el equipo se expresan en horas-hombre y en horas-máquina. Si bien es difícil hacer buenos estimativos de las horas-hombre necesarias para ejecutar una actividad debido a los múltiples y variables factores que inciden en ellos, algunos de los cuales son inherentes a la naturaleza humana: estado de salud o de ánimo, condiciones del sitio de trabajo, etc., no ocurre lo mismo con los equipos, cuyo rendimiento es previsible con un alto grado de certeza si sus operadores son expertos.

A continuación se muestran algunos formatos para el registro de los controles de la obra que se explican por sí mismos.

Tabla 8.17

INFORME SEMANAL DE AVANCE DE OBRA.

Obra: Período del al Hoja ... /

Fecha de presentación: Elaborado por:

ITEM	VALOR UNITARIO	PROGRAMADO		EJECUTADO		VARIACIÓN	
		Cantidad	Valor	Cantidad	Valor	Cantidad	Valor
1-Excavaciones							
1.1 En seco							
1.2 Bajo agua							
2-Rellenos							
2.1 Común							
2.2 Compactado							
3-Concretos							
3.1 Clase A							

Los ítems que se relacionan en la Tabla 8.17 corresponden, por lo general, a los incluidos en el Formulario de Precios anexo al pliego de condiciones del contrato.

Tabla 8.18

INFORME SEMANAL DE EQUIPO

Obra: Período del al Hoja /

Clase: Marca: Modelo: Elaborado por:

	MAÑANA		TARDE		NOCHE		TRABAJO	AUTORIZO
DÍA	DE	A	DE	A	DE	A		
TOTALES								

Tabla 8.19

INFORME DE AVANCE DE ACTIVIDADES.

Obra: ----- Período del: 1 al 30 Julio/01

Hoja 1 / 5

Elaborado por: ----- Fecha: Agosto 1/01

Convenciones: T = Terminado P = En proceso NI = No se ha iniciado

ACTIVIDAD		Estado actividad	Iniciación Programada	Terminación Programada	Porcentaje Ejecutado	Terminación (E):esperada (A):alcanzada	Observaciones
Nombre	Descripción						
1 - 2	Replanteo	T	Jul 1/01	Jul 7/01	100	(A): Jul 5/01	
2 - 3	Excavaciones	P	Jul 5/01	Jul 25/01	90	(E): Ago 5/01	Daño equipo
3 - 4	Cimentación	NI	Jul 26/01	Ago 20/01	0	(E): Ago 30/01	Retraso excav.
...							
...							
...							
...							
...							

NOTA: Obsérvese que las actividades 2-3 y 3-4 han tenido que ser reprogramadas.

Tabla 8.20

INFORME DE AVANCE DE LA MANO DE OBRA.

Obra : ----- Contrato No. ----- Semana del ---- al -----

Actividad	H-h Programadas	H-h hasta semana anterior	H-h esta semana	H-h Total hasta esta semana	% terminado	H-h necesarias para terminar	H-h disponibles para terminar	Pérdida (E) (R)		Ganancia (E) (R)	
Cimentac	500	260	140	400	75	133	100	33			
Column1	180	-	85	85	50	-	95				
Losas 1	500	400	150	550	100	-	-		50		
...	...	...	...	...	...	...	...				
1	2	3	4	5	6	7	8				
Total H-h s/programa para terminar		Total H-h en actividades terminadas			Total para actividades en proceso Total para actividades terminadas						
								9	10		
Análisis del retraso:											
[H-h hasta la fecha (columna 5) x % incompleto] = [H-h necesarias (columna 7) x % completo (Column.6)]											

NOTA: Columna 9: Pérdida Esperada (E) - Columna 10: Pérdida Real (R)

8.15. LA LÍNEA DE BALANCE

La Línea de Balance es una técnica para recoger, interpretar y presentar en forma gráfica (y analítica) datos, hecho y factores esenciales del desarrollo de un proyecto o de un proceso productivo, al final del mismo o en un momento cualquiera del proceso y con referencia al tiempo, con el fin de determinar su estado respecto de lo previsto e informar acerca de ello.

O sea que relaciona el estado actual de un programa con el avance que se planeó e identifica los elementos que están causando atrasos si los hay e indica qué tan bien o mal sincronizadas están las diversas partes de dicho proceso. Como en temas anteriores, se acude a un ejemplo para explicar dicha técnica.

Ejercicio # 13

Al final del sexto mes de iniciada la obra cuyo diagrama de barras *inicial* se muestra a continuación (Tabla 8.21), se revisa el estado de su desarrollo para compararlo con el programa inicial y hacer su reprogramación determinando para cada una de las actividades que no han finalizado o no han empezado aún en la fecha del balance cuánto tiempo hace falta para que queden terminadas.

Se trata de presentar el resultado de este análisis con la técnica de la Línea de Balance.

NOTAS: t: en meses

Tabla 8.21 DIAGRAMA DE BARRAS (Ejercicio # 13)

Actividad	t mes	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Meses que faltan para terminar
A	2	xxx	xxx											0
B	5			xxx	xxx	xxx	xxx	xxx						3
C	3			xxx	xxx	xxx								2
D	6			xxx	xxx	xxx	xxx	xxx	xx					2
E	4								xxx	xxx	xxx	xxx		4
F	3						xxx	xxx	xxx					2
G	1												xxx	1
Suma Mes - Act.		1	1	3	3	3	3	3	3	1	1	1	1	14
Acum.		1	2	5	8	11	14	17	20	21	22	23	24	-
%		4	8	21	33	46	58	71	83	87	92	96	100	58

Mes-Act.: es el número de actividades que operan cada mes

Acum.: resulta de acumular los Mes-Act.

%: es el porcentaje de los Acum. respecto del acumulado total (24) que indica el cómo se ha programado el avance de la obra mes a mes.

Con base en los meses que faltan para terminar *cada actividad* se pueden expresar **los porcentajes ejecutados** de las mismas con la fórmula:

$$\%ejecutado = [1 - \frac{t_F}{t}]x100 \tag{1}$$

en la cual t_F = tiempo que falta por terminar
 t = duración programada de c/actividad

Para toda la obra:

$$\%EJECUTADO = [1 - \frac{T_F}{T}]x100 \tag{2}$$

en que T_F = sumatoria de t_F y $T = \sum t$

La Tabla 8.22 resume los resultados:

Tabla 8.22

ACTIVID.	t (mes)	Tiempo que falta para terminarla	% ejecutado
A	2	0	100
B	5	3	40
C	3	2	33
D	6	2	67
E	4	4	0
F	3	2	67
G	1	1	0
TOTAL	24	14	42

El diagrama de barras del *programa inicial* y el balance que se ha hecho del desarrollo de la obra al final del sexto mes indican que, por ejemplo, a la actividad B sólo debiera faltarle un mes de trabajo para su terminación [o sea que *en términos del factor tiempo* debiera tener un avance del ochenta por ciento ($4/5 \times 100$)], sólo lo tiene del cuarenta por ciento (ver Tabla 8.21), pues aún le faltan 3 meses para ser terminada. La Tabla 8.22 también indica que al finalizar el sexto mes (cuando se cumple el cincuenta por ciento del plazo), sólo se ha ejecutado el 42% de toda la obra en vez del 58% que se programó inicialmente, como señala el último renglón.

Obsérvese que este procedimiento permite visualizar de manera rápida y sencilla no sólo cómo debiera encontrarse el desarrollo de cada actividad y de la obra en general en la fecha del balance según el programa inicial, sino cómo se encuentran unas y otra realmente en la misma fecha.

La Figura 8.27 siguiente muestra otra forma de presentar los resultados obtenidos de este análisis.

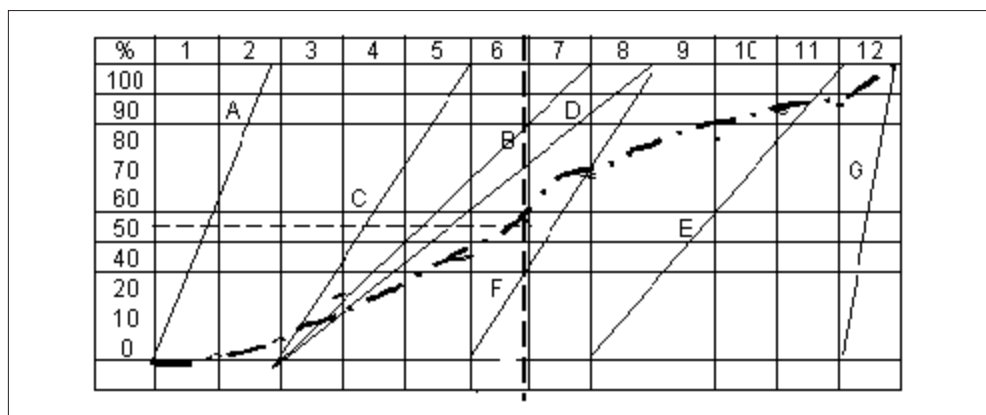


Figura 8.27
Informe del balance de la obra en el sexto mes (Ejercicio # 13)

Como se aprecia, el programa inicial y los datos del balance efectuado se representan en una gráfica cuyo eje vertical corresponde a una escala porcentual de la ejecución acumulada de las actividades y de la obra, la escala horizontal al tiempo (meses en este caso) y las líneas rectas inclinadas (en teoría debieran ser líneas quebradas o curvas puesto que la representación gráfica del avance de la ejecución de las actividades no suele tener una pendiente constante pero la aproximación es suficiente) a la programación de las actividades. La línea a trazos irregular es la representación gráfica de la programación inicial de toda la obra según se desprende de los datos de avance porcentual consignados, como se dijo atrás, en la última línea de la Tabla 8.21. Por consiguiente, la intersección de esta línea curva a trazos con la vertical trazada en la fecha del balance señala el porcentaje de obra que debiera haberse ejecutado en dicha fecha si se hubiera cumplido con el programa inicial.

La Figura 8.28 presenta los mismos datos de la anterior en la forma que suele utilizarse para mayor claridad en estos informes obtenidos por el método de la Línea de Balance.

Resumen Del Método De La Línea De Balance:

1. En la fecha del balance y con base en el programa inicial de la obra se hace la revisión del estado de la obra analizando actividad por actividad y se calcula cuánto tiempo tomará *realmente* terminar cada una de las que se encuentran en proceso, e incluso y a la luz de lo ocurrido hasta dicha fecha, el tiempo real en el que se ejecutarán las que aún no se han iniciado aún.

ACTIVIDAD	% EJECUTADO	% PROGRAMADO
A	100	100
B	40	80
C	33	100
D	67	67
E	0	0
F	33	33
G	0	0
OBRA	42	58

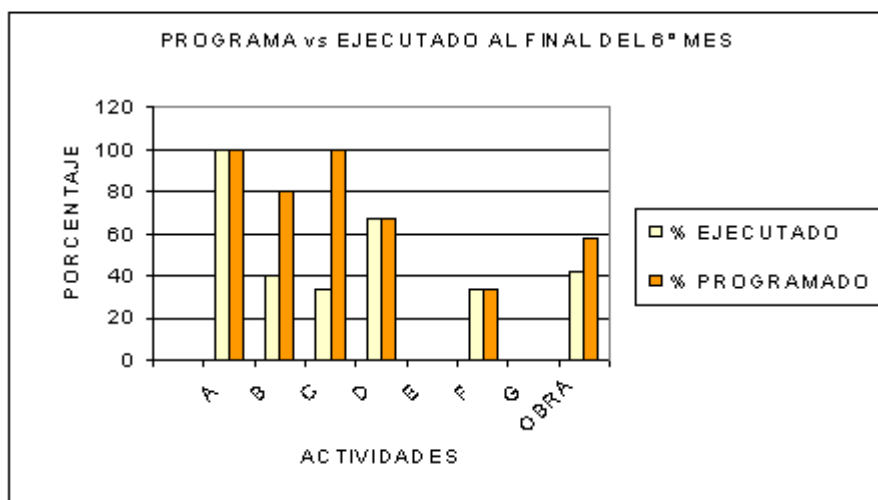


Figura 8.28

- El estimativo anterior permite calcular el porcentaje ejecutado de cada actividad con la fórmula (1) y el porcentaje ejecutado de toda la obra con la fórmula (2).
- Se calcula el número de actividades que según el programa deben operar cada período o unidad de tiempo (Tabla 8.21, fila “Suma Mes-Act.”), que expresa qué parte de la obra se debiera ejecutar en dicho período)
- La suma acumulada de “Mes-Act.” indica para cualquier período, la parte de la obra que debiera quedar ejecutada al final del mismo.
- Sobre una gráfica “tiempo vs. % ejecutado” se dibujan las curvas de cada actividad según el programa (la representación con rectas en vez de curvas de esta programación es suficiente). Y con los valores acumulados tiempo-actividad del punto anterior se dibuja la curva del programa de toda la obra.
- En el anterior gráfico se traza una vertical por la fecha del balance. Las intersecciones de esta recta con las curvas de las actividades y de la obra determinan los porcentajes que debieran estar ejecutados en dicha fecha.
- Lo anterior se compara con los porcentajes ejecutados realmente que se calcularon en el peso 2, para establecer las diferencias.

8. Los datos obtenidos en el punto anterior permiten elaborar el cuadro y el histograma que en el ejemplo anterior se muestran en la “Revisión de la Obra al Final del Sexto Mes”.

8.16. SISTEMAS EN LA PLANIFICACIÓN DE PROYECTOS

En esta edad de los computadores y de los sistemas que no obstante su admirable y acelerado avance apenas ha comenzado sin saberse a dónde llegará, no podía menos que ocurrir que desde hace varios años se hayan introducido al área pertinente de su maravillosa tecnología programas de procedimientos sistematizados para planear y programar proyectos que en cada versión de su evolución nos traen innovaciones que periódicamente los mejoran notablemente.

La Figura 8.29 es la presentación del diagrama de Gantt de la planeación de un proyecto elaborada con el programa Microsoft Project, cuya versión 2000 ofrece un excelente desarrollo de los análisis que pueden hacerse no sólo sobre la planeación y la programación de las actividades de un proyecto simple o múltiple, sino sobre la asignación de los recursos (tiempo, personal, equipos, materiales) y los costos respectivos.

El sencillo ejemplo mostrado en la figura muestra la planeación y la programación de una obra para instalar una tubería de conducción de agua en dos tramos, 1 y 2, en los cuales se utilizarán los mismos recursos, o sea una comisión de topografía (Topógrafo), una retroexcavadora R, una grúa G, un compactador manual M, una cuadrilla especializada en cimentar la tubería y otra para instalarla y un compactador mecánico H, los cuales se emplearán primero en el tramo 1 y luego en el tramo 2.

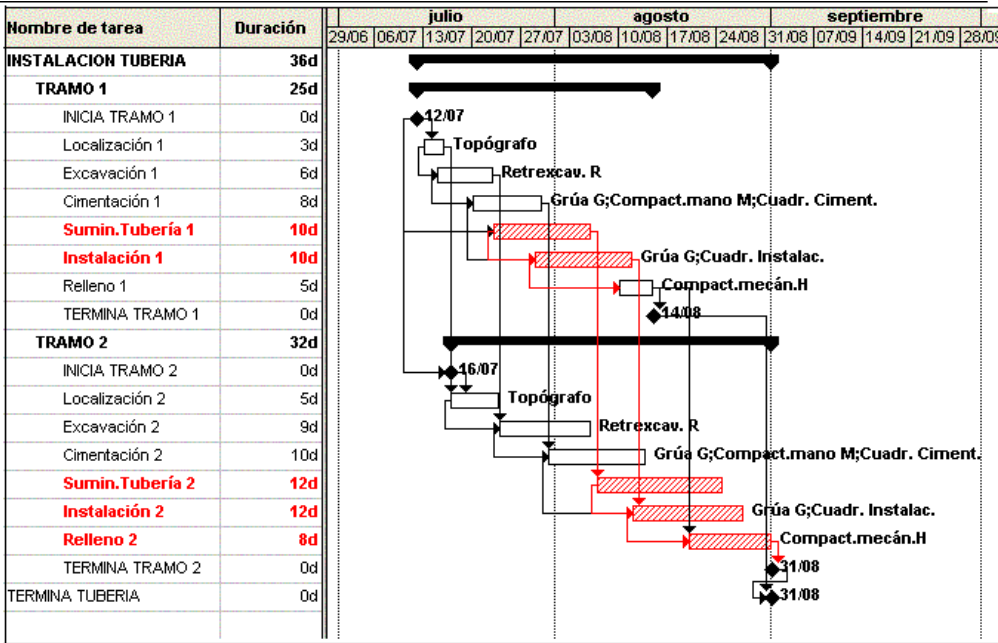


Figura 8.29

La simplicidad del proyecto permite ver fácilmente cómo se utiliza la técnica del programa MS Project para planearlo, que no es otra que la ya expuesta atrás en el numeral 8.4 de la página 200, “Cómo se elabora un programa de ruta crítica”.

En este caso, las relaciones que hay entre actividades consecutivas se han establecido mediante la consideración que MS Project llama “comienzo a comienzo” que consiste en que una vez que se tiene el cuadro completo de las actividades ordenadas de acuerdo con el análisis que resulta de formular para cada actividad las preguntas indicadas en dicho numeral 4, su programación se ha definido programando la iniciación (comienzo) de la actividad consecuente respecto de la iniciación (comienzo) de la precedente teniendo en cuenta el lapso que transcurre entre estos hechos (los comienzos de las actividades), el cual depende de las circunstancias propias del proyecto o de la obra en consideración.

Pero estas relaciones pueden establecerse también con las consideraciones “fin a comienzo”, o “fin a fin”, o “comienzo a fin”, todas las cuales, aplicadas a las actividades del proyecto, permiten definirlo fácilmente con base en la estructura del programa que se comenta.

Paralelamente con este ejercicio, se asignaron a cada actividad los recursos con los cuales se podrá realizar (personal y equipos en este caso), que MS Project muestra en la barra de cada actividad. Podrá mostrar también las fechas de iniciación y de terminación de cada una y otra información adicional y muy útil de las actividades en particular y del proyecto en general mediante la manipulación apropiada de las herramientas del programa.

La Figura 8.30 es el diagrama de ruta crítica tipo LPU, que también ofrece el programa MS Project, esta vez para una pequeña obra cualquiera distinta de la mostrada en la Figura 8.29.

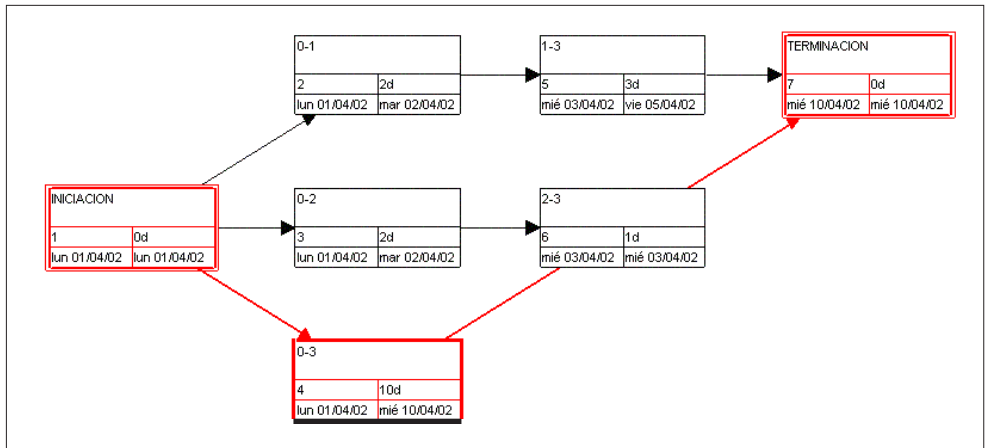


Figura 8.30

¹ El ejercicio se basa en un ejemplo propuesto en la obra “Método de la Ruta Crítica y su Aplicación en la Construcción”, James M. Antill – Ronald W. Woodhead, Editorial Limusa, 1983.

² Este ejercicio se ha basado en un ejemplo presentado por el Ing. José Castro Orvañanos en su trabajo “Planeación y control de avance de obra” y publicado por la Universidad Autónoma Metropolitana – Azcapotzalco, 1.979

UNA NOTA FINAL

Carlos Fuentes dijo algo así como que los escritores debieran publicar sus libros tan pronto los terminen para evitar que sigan corrigiéndolos indefinidamente.

Acepto que estas notas de Construcción se puedan llamar “libro” con la acepción del diccionario a la “*reunión de muchas hojas de papel, normalmente impresas, que se han cosido o encuadernado y que forman un volumen*”, y en este sentido me doy por aludido de alguna manera por el citado y conocido escritor. Por eso he resuelto parar aquí y no hacer más correcciones a este modesto trabajo, aunque aún hay más asuntos sobre los que quisiera haber dicho algo y seguramente habrá una mejor forma de decir las cosas de los que toqué. Pero si aguardo a lograrlo, no sé cuándo terminaría.

Al principio manifesté que estas notas sólo se limitarían a tratar unos pocos temas del extenso campo de la Construcción y que mi tarea sería tratar de ordenar un poco las ideas acerca de ellos y añadir algunas de mis experiencias. Ojalá lo haya logrado en alguna medida.

Espero que el lector sea indulgente conmigo y acepte mis disculpas por las deficiencias que tiene este trabajo, que empecé hace muchos años, que luego suspendí por otros más y que hace poco decidí terminar. Quiero hacerlo como empiezan sus obras los autores de libros de verdad, expresando mis agradecimientos a quienes me ayudaron en esta tarea: a Dios por permitirme que lo terminara; a mi esposa y a mis hijos porque me animaron durante todo el tiempo otorgándole una importancia que no tiene, en especial a Juan Felipe, que me ayudó mucho con su habilidad para manejar la tecnología de los computadores con la que elaboré los textos y las gráficas, así como con sus atinados consejos; y a todos los autores de los libros y documentos que consulté y de los cuales me permití citar algunos datos y apuntes (pocos, infortunadamente), que sólo son una muestra de la utilidad y la importancia de los temas que tratan, por lo que considero que son imprescindibles en la biblioteca de todos los constructores.

Quiero agradecer también al Programa Editorial de la Universidad del Valle, a su Director el Profesor Hernán Toro y a los anónimos profesionales que en nombre del Programa

revisaron estas Notas de Construcción y aprobaron su publicación.

Todas estas personas hicieron posible la realización de este trabajo en el que, valga la verdad y debido en buena parte a mis carencias, invertí mucho más tiempo del que supuse cuando empecé, aunque debo confesar que lo disfruté de verdad.

A todos ellas -y por supuesto a mis lectores- lo dedico con respeto y con cariño.

Cali, 1° de Diciembre de 2.003

BIBLIOGRAFÍA

- ANTILL, James M y Ronald W. Woodhead: *"Método de la Ruta Crítica"*, Editorial Limusa.
- Asociación de Ingenieros Contratistas de Colombia, ACIC: *"Tarifas de Arrendamiento de Equipos de Construcción"*, 1986.
- CASTRO Orvañanos, José: *"Planeación y Control de Avance de Obra"*, Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco, 1.979.
- CASTRO R., Hernán: Apuntes de los Cursos de Construcción dictados en la Universidad del Valle, 1.980-98.
- _____ Memorias personales de diversas obras.
- Caterpillar Tractor Co.: *"Caterpillar Performance Handbook"*, CAT Publication, 1.984 Revised Edition.
- Chudley, R.: *"Construction Technology"*, Longman.
- COLLIN, G.: *"El Empleo de Tablestacas Metálicas"* (tomado de la reproducción de un artículo sin datos que permitieran identificar su editor).
- COMPANY, Ramón: *"Planificación de Proyectos"*, Limusa.
- Empresas Municipales de Cali: *"Seminario Internacional sobre Métodos de Construcción en Obras de Acueducto y Alcantarillado"*, Memorias, 1.989.
- GARCÍA Messeguer, Álvaro: *"Control y Garantía de la Calidad de la Construcción"*, Memoria del Curso dictado en la Universidad del Valle, 1.989.
- HAMMER, Michael & James Champy: *"Reingeniería"*, Grupo Editorial Norma, 1.994.
- Hay, Edward J.: *"Justo a Tiempo"*, Editorial Norma, 1.989.
- Ingeniería Y Geotecnia - Ingenieros Consultores: *"Estudio Geotécnico Tramos Profundos Colector Cauca y Cauca Norte"*, 1.983. *"Asesorías Geotécnicas Construcción Tramos Profundos Colectores Cauca y Cauca Norte"*, 1.984, 1.986. *"Evaluación del Estudio de Suelos y Cimentaciones Estación de Bombeo Navarro"*, 1.981.
- INGERSOLL-Rand Company: *"Rock Drill Data"*.
- Ley 80 de 1.993: *Estatuto general de Contratación Administrativa Pública*, Colombia.
- Márquez Cárdenas, Gabriel: *"Propiedades Ingenieriles de los Suelos"*, Medellín, Facultad Nacional de Minas, 1.987.
- Maxton, Howard P.: *"Contractor's Organization"*.
- Page, John S.: *"General Construction Man-Hour Manual"*, Gula Publishing Company, 1.959

Perini Corporation: *"Planning and Scheduling Projects Using the Critical Path Method"*.

Peurifoy, R. L.: *"Métodos, Planeamiento y Equipos de Construcción"*, Editorial Diana.

Rodríguez R., Gustavo Humberto: *"Nuevos Contratos Estatales"*, Librería Jurídicas, Wilches, 1.994.

Santos, Jorge Noriega: *"Trayectoria Crítica"*, Escala Ltda.

Shaffer, L. H., J. B. Ritter y W. L. Meyer: *"The Critical Path Method"*, McGraw Hill Company.

Sinisterra, Enrique: *"Iniciación a la Programación Manual Aplicada"* - Tabla de rendimientos de la mano de obra en la construcción del Coliseo Cubierto y Velódromo de Cali.

Word Jr., Stuart: *"Heavy Construction Equipment and Methods"*, Prentice Hall Inc., 1.979.



Programa Editorial

Ciudad Universitaria, Meléndez
Cali, Colombia

Teléfonos: (+57) 2 321 2227
321 2100 ext. 7687

<http://programaeditorial.univalle.edu.co>
programa.editorial@correounivalle.edu.co